

LE INDAGINI COME STRUMENTO PER LA VALUTAZIONE DELLA CAPACITA RESISTENTE DELLE STRUTTURE

Settimo Martinello

4 Emme Service S.p.A.

Sommario

La caratterizzazione di una struttura attraverso le indagini sperimentali sui materiali e sull'insieme strutturale sono un passo fondamentale per la costruzione di un modello numerico che possa rendersi aderente al comportamento reale e fornire una risposta alle azioni di carico che consentano una valutazione certa dello stato tensionale.

Nella memoria si porta quale esempio lo studio di un ponte che si trova a breve distanza da una galleria in costruzione il cui avanzamento è prodotto dall'uso di esplosivo. In queste condizioni di sollecitazione si rende indispensabile conoscere a fondo le caratteristiche resistenti e deformative della struttura nell'ottica di valutarne il comportamento durante le operazioni di volata.

Pretendendo di essere in grado di avere, alla fine delle indagini sperimentali, un modello affidabile, è successivamente necessario porre dei limiti alle sollecitazioni prodotte dagli impulsi vibrazionali delle esplosioni, limiti che sono insiti nei massimi carichi con cui il ponte è stato progettato.

Il controllo che i limiti non siano superati è affidato ad un monitoraggio da eseguirsi durante l'uso dell'esplosivo. Il monitoraggio consente di misurare le deformazioni prodotte sull'impalcato dagli impulsi vibrazionali alla base delle pile, ed in ultima analisi permette di consentire il transito dei veicoli "certi dell'adeguatezza della struttura e dell'assenza di danno post esplosione".

Il risultato è un perfetto esempio di utilizzo delle indagini sperimentali sia come supporto alla conoscenza della struttura sia come metodo di verifica dell'idoneità statica.

Premessa

Si vuole individuare la procedura di analisi, calcolo e controllo per verificare il comportamento di un ponte durante l'uso di esplosivo per la costruzione di un tunnel il cui passaggio è previsto a breve distanza dalle pile.

Ipotizzando la chiusura del ponte per il breve tempo degli effetti delle esplosioni, previste due volte al giorno per la durata di 40 giorni, si vogliono individuare i parametri da tenere sotto controllo per poter decidere rapidamente la riapertura del traffico dopo ogni volata.

Allo scopo è prevista una serie di indagini sperimentali e la progettazione di un sistema dinamico di monitoraggio per controllare i parametri di riferimento da porre come limite di confronto con le deformazioni - sollecitazioni prodotte dalle vibrazioni innescate dalle esplosioni.



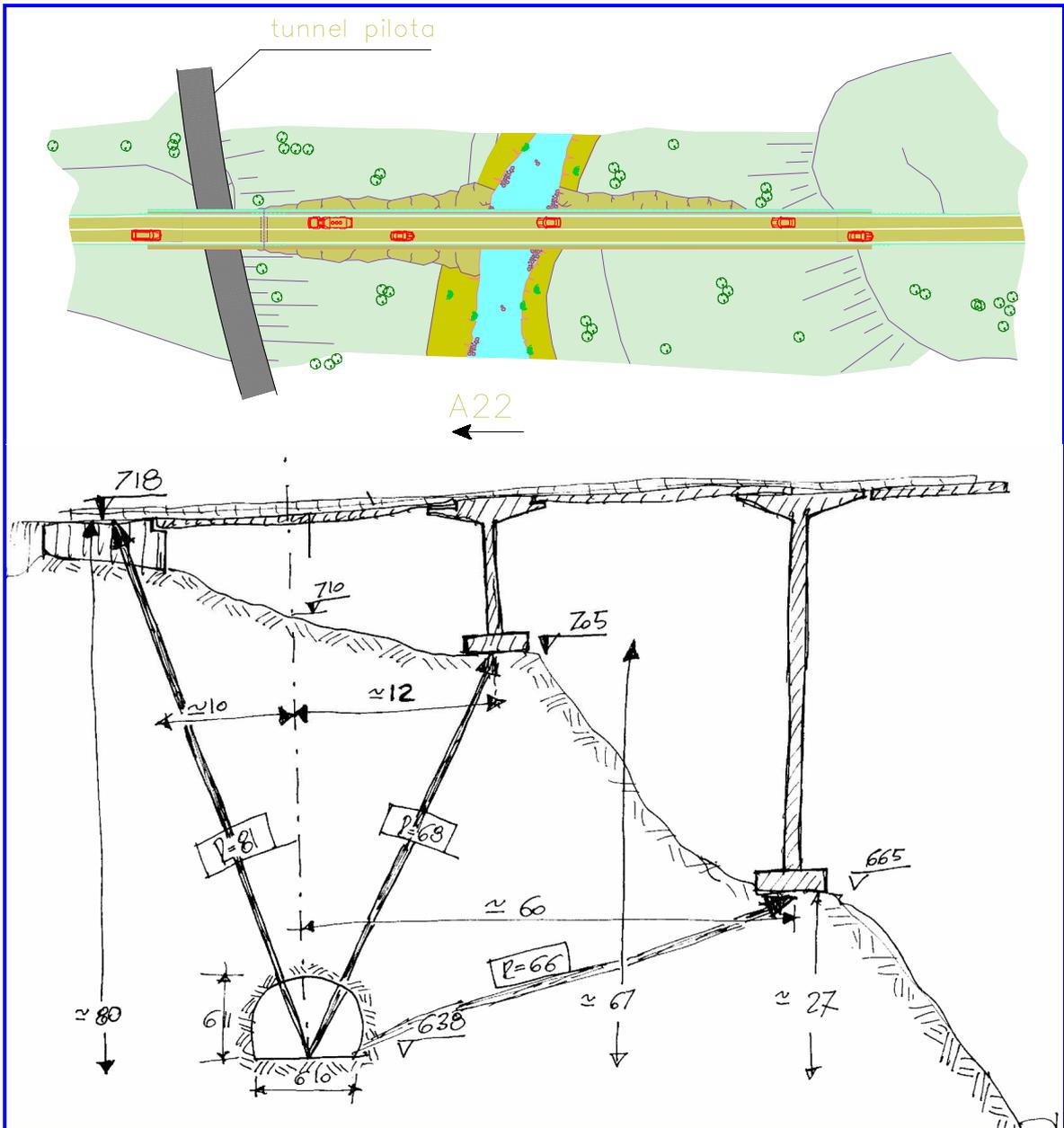
Prospetto del viadotto

Le operazioni eseguite sono:

- modellazione numerica della struttura sulla base dei disegni esistenti;
- caratterizzazione dinamica di spalle, pile e impalcati;
- calibrazione del modello numerico sulla base delle rilevazioni dinamiche sperimentali;
- simulazione degli effetti oscillatori indotti dal sisma;
- valutazione degli spostamenti ed accelerazioni massime raggiunte durante il sisma e durante il passaggio del carico da I categoria;
- progettazione di un sistema di monitoraggio per controllare in punti sensibili i valori delle accelerazioni e degli spostamenti in testa alle pile indotte dalle esplosioni durante le volate;
- procedura di gestione dell'acquisizione, del trattamento e dell'analisi dei dati.



Ubicazione del viadotto al km 0+193 della S.S. 49 bis



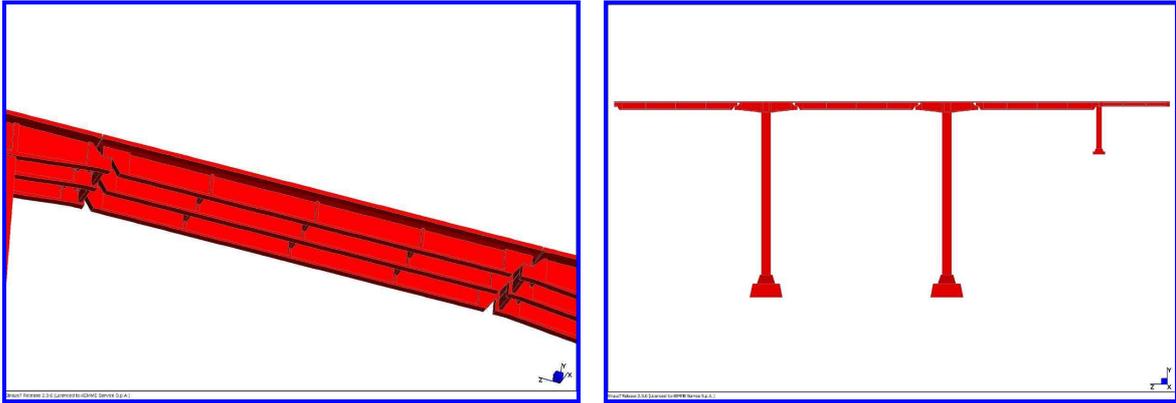
Pianta e sezione dello scavo e dell'impalcato

Il modello agli elementi finiti

La modellazione agli elementi finiti del ponte oggetto della presente analisi, è realizzata con il codice di analisi strutturale STRAUS 7, versione STRAND 2.3.6.

La modellazione è realizzata con lo schema del continuo tridimensionale. Nell'analisi si sono adottati elementi finiti isoparametrici tridimensionali a otto nodi ad interpolazione lineare del campo di spostamenti.

La modellazione della struttura ha richiesto l'utilizzo di 90.887 nodi e 52.122 elementi solidi.

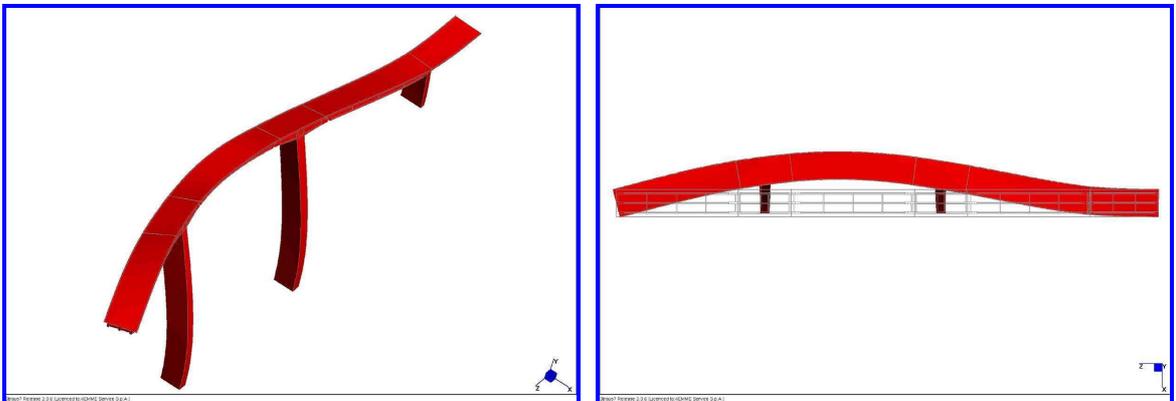


Prospetto e vista dell'intradosso del modello

Identificazione dinamica

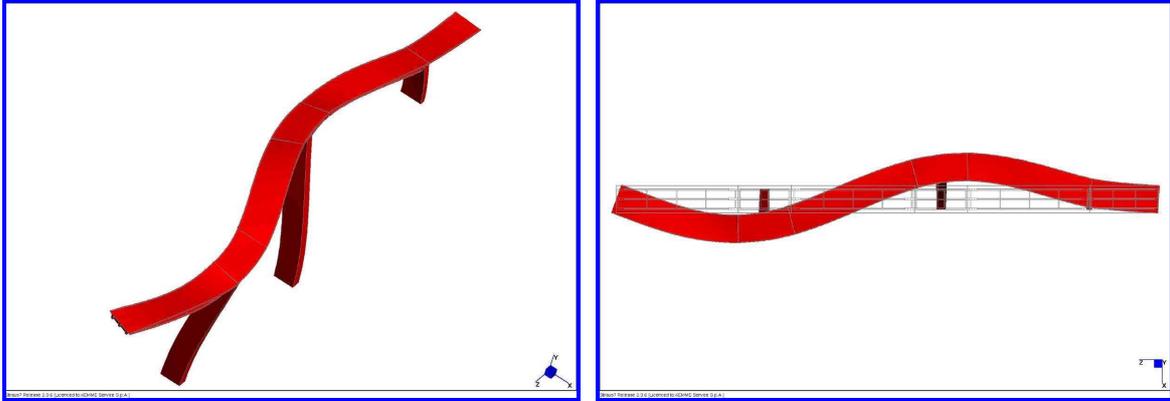
La metodologia per la valutazione delle frequenze e forme proprie di vibrazione è quella dell'analisi modale. Essa richiede esclusivamente la conoscenza della matrice di rigidità e della matrice di massa del sistema discretizzato. Sia la matrice di rigidità che quella di massa della struttura è determinata attraverso il procedimento d'assemblaggio dei contributi di ciascun elemento finito.

Il solutore per l'analisi modale 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.

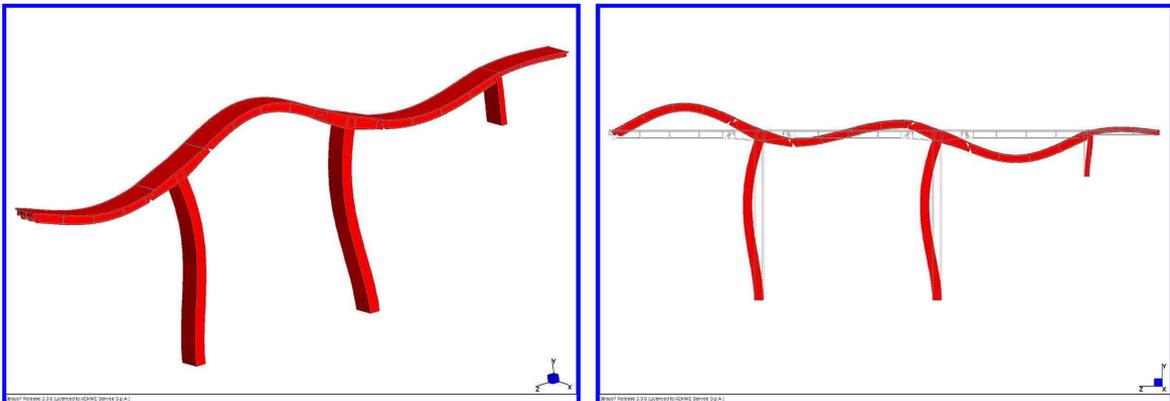


1° modo di vibrare, $f_1 = 1,06$ Hz

Ciascuna forma propria di vibrazione è rappresentata come una configurazione deformata del ponte, definita amplificando il generico autovettore normalizzato mediante una costante da precisare.



II modo di vibrare, $f_2 = 2,13$



III modo di vibrare, $f_3 = 2,44$ Hz

IV modo di vibrare, $f_4 = 3,08$ Hz

Di seguito sono riportate le frequenze rilevate nella modellazione primaria.

FREQUENZE TEORICHE

DESCRIZIONE	FREQUENZA (Hz)
I Modo	1,06 (Trasversale)
II Modo	2,13 (Trasversale)
III Modo	2,44 (Verticale)
IV Modo	3,08 (Verticale)

Caratterizzazione dinamica

Lo scopo dell'indagine dinamica è quello di individuare sperimentalmente le frequenze libere di vibrazione. [1]

La strumentazione impiegata per le rilevazioni è composta di:

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



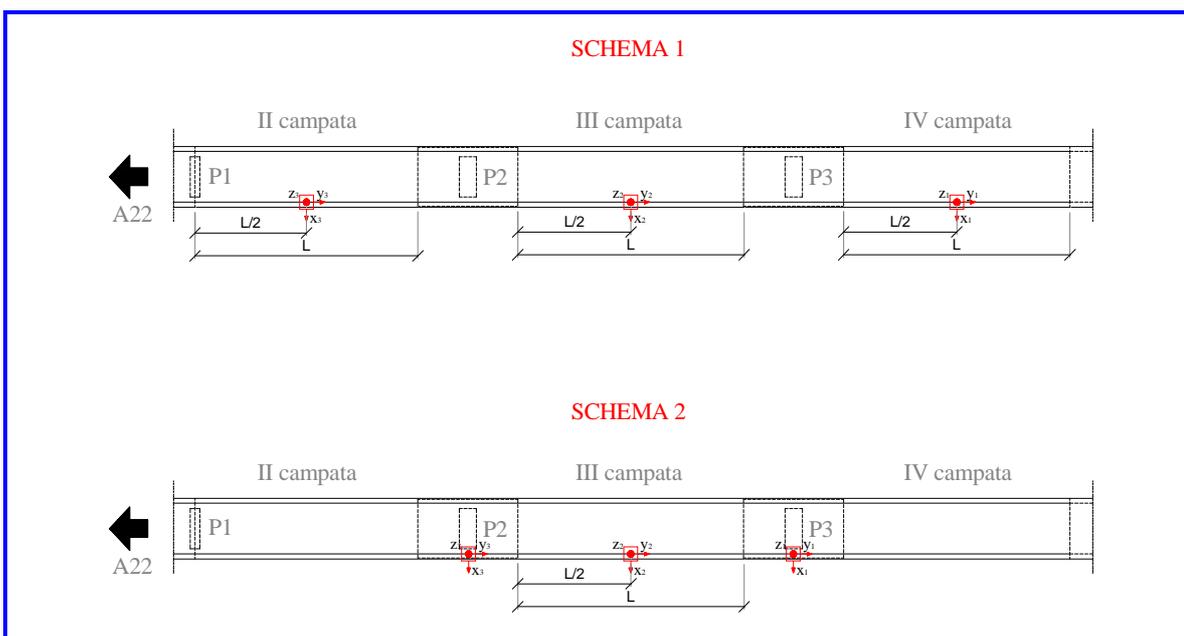
Postazione d'acquisizione



Terna accelerometrica

Sono state utilizzate 3 terne accelerometriche, costituite ciascuna da un sensore posto in direzione verticale, uno trasversale ed uno longitudinale rispetto all'asse stradale, lungo il bordo destro secondo la chilometrica crescente.

Le terne sono state posizionate come riportato nello schema.



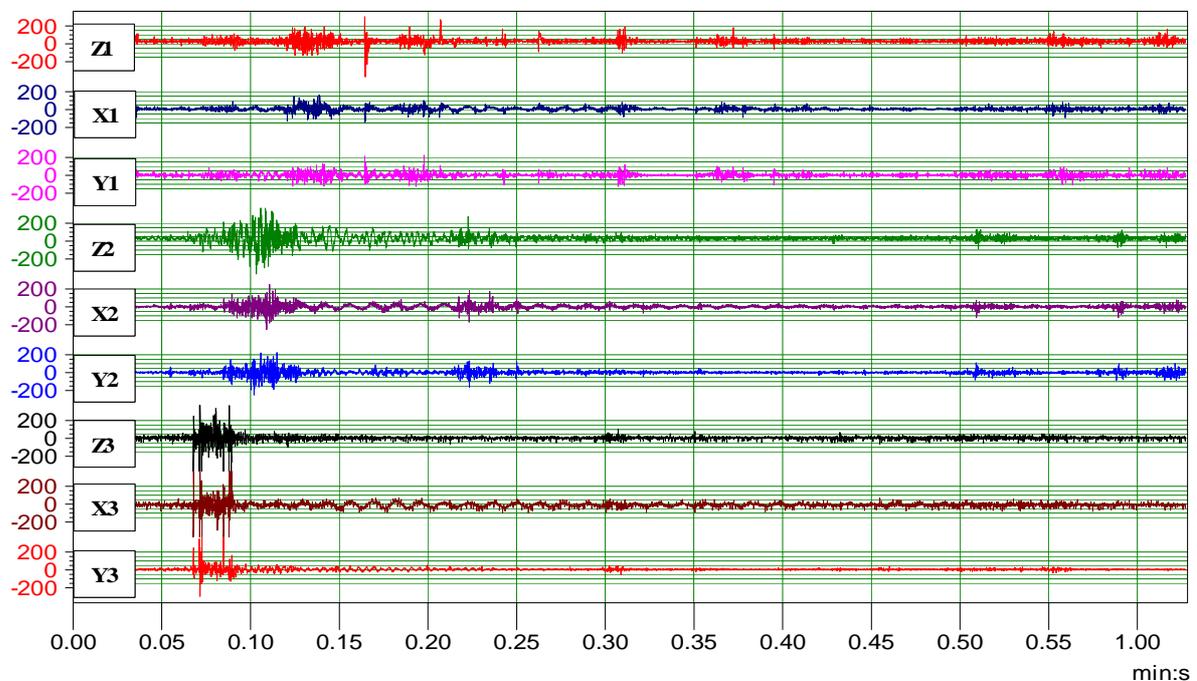
Il segnale è stato acquisito senza nessuna preventiva elaborazione. Lo scansionamento è stato di 50 Hz con un tempo complessivo di circa 40 secondi per singola acquisizione. La metodologia utilizzata per la caratterizzazione dinamica è basata sul rilevamento delle accelerazioni indotte dal passaggio di un autocarro in velocità.

Sono state attuate 20 acquisizioni. Le elaborazioni del segnale sono effettuate esclusivamente nel tratto d'acquisizione con il mezzo al di fuori degli impalcati in misura, per consentire di rilevare le frequenze libere non influenzate dalla massa del carico eccitante.



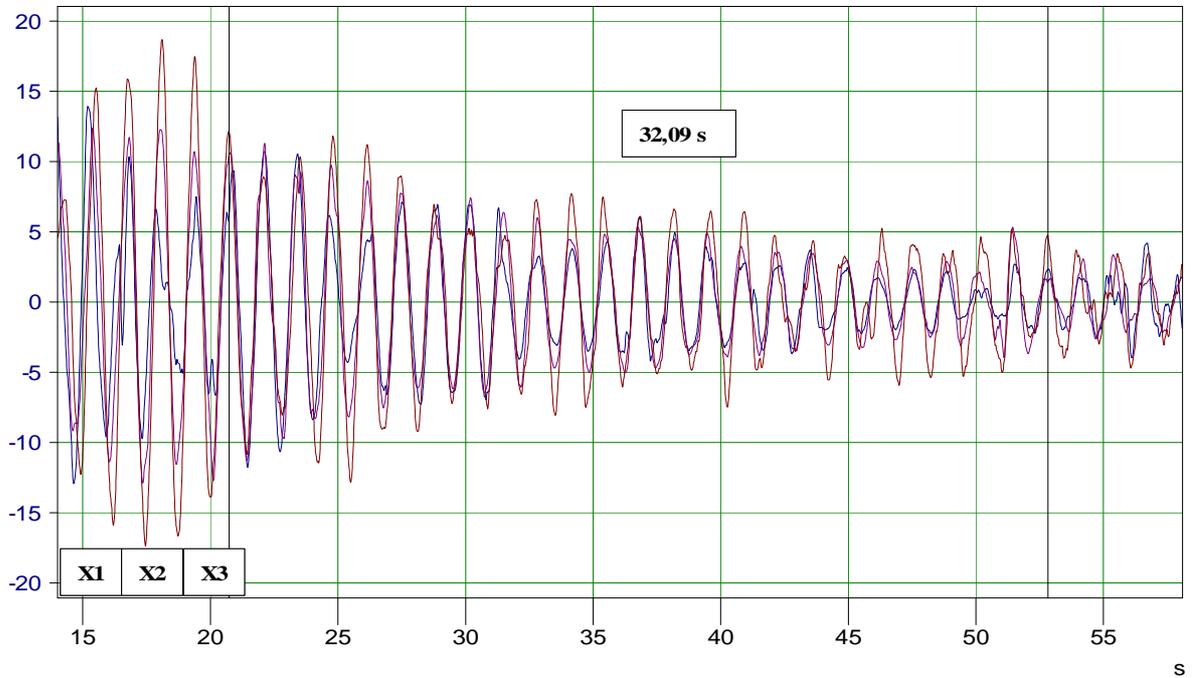
Passaggio dell'autocarro in velocità

Nel primo grafico si riporta l'oscillogramma dei 9 sensori nell'acquisizione n.19. In ascissa abbiamo il tempo in secondi ed in ordinata l'accelerazione espressa in mm/s^2 .

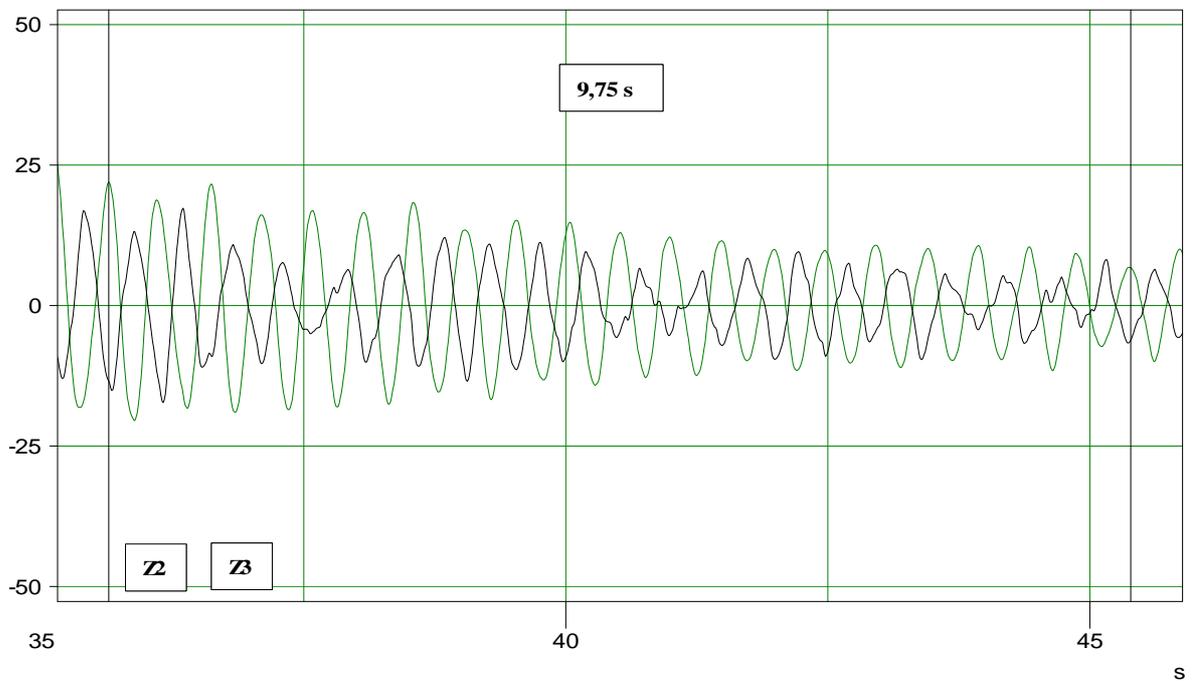


Nel grafico successivo, ottenuto dalla stessa acquisizione, è evidenziato una finestra temporale del segnale nelle direzioni trasversali. I valori sono filtrati attraverso un passa basso tipo Butterworth di 3 Hz.

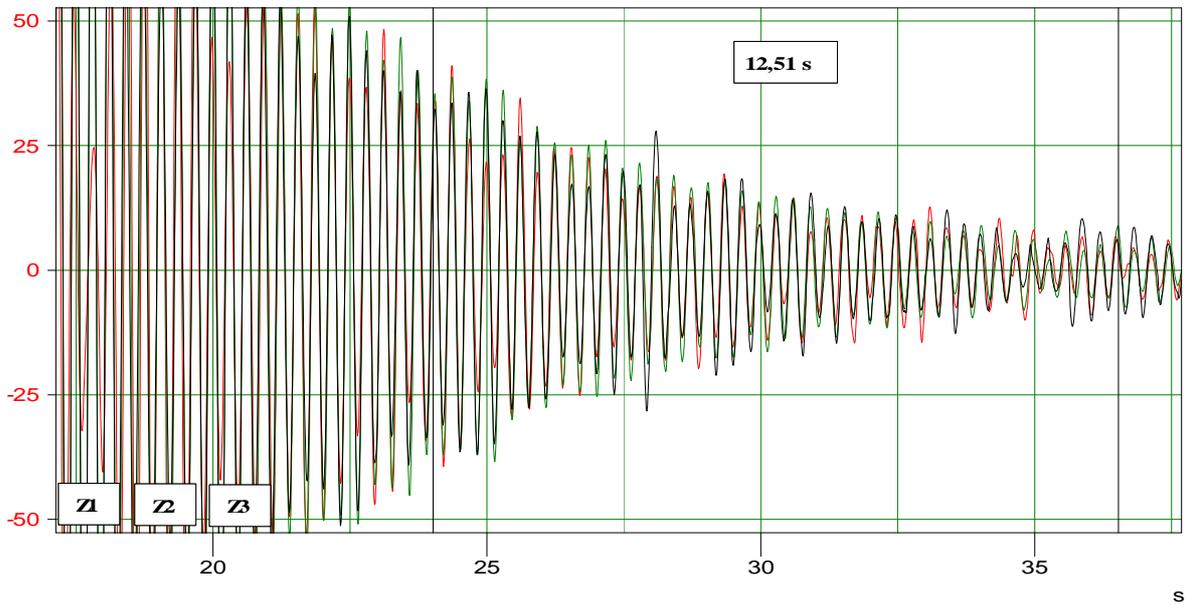
I segnali X_1 , X_2 e X_3 sono perfettamente in fase indicando che la frequenza ottenuta, $f = 24 / 32,09 = 0,75 \text{ Hz}$, rappresenta il I modo di vibrare della struttura ed è in direzione trasversale.



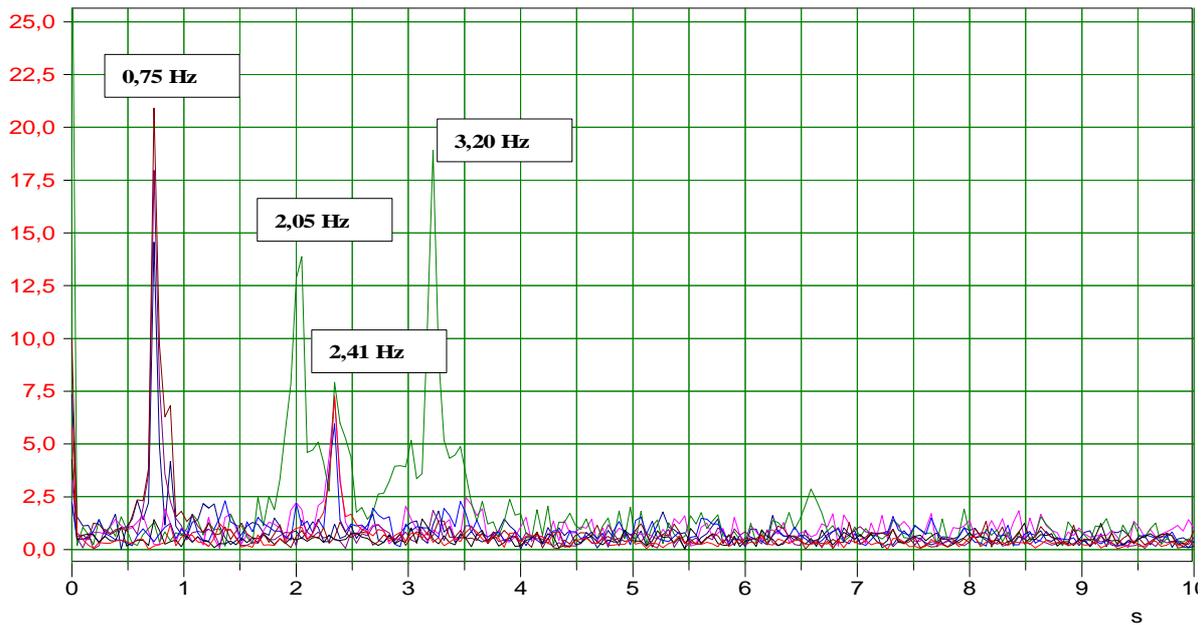
Nell'acquisizione n.16, in direzione verticale Z_2 , in 9,75 secondi si contano 20 oscillazioni, pari ad una frequenza $f = 2,05 \text{ Hz}$ con Z_3 in controfase.



Nell'acquisizione n.11, in direzione verticale Z_1 con Z_2 e Z_3 in fase, in 12,51 secondi si contano 40 oscillazioni, pari ad una frequenza $f = 3,20 \text{ Hz}$ con Z_3 in controfase.



L'elaborazione con la trasformata di Fourier ci fornisce lo spettro delle frequenze.



Di seguito si riportano le frequenze rilevate.

FREQUENZE SPERIMENTALI

DESCRIZIONE	FREQUENZA (Hz)
I Modo	0,75 (trasversale)
IV Modo	2,05 (verticale)
V Modo	2,41 (verticale)
VII Modo	3,20 (verticale)

Modellazione numerica calibrata

Il modello strutturale viene calibrato tramite la simulazione delle caratteristiche dinamiche misurate sperimentalmente. [2]

Il procedimento di identificazione del modello strutturale del ponte, basato sulla simulazione della risposta dinamica, è stato condotto considerando le caratteristiche meccaniche dei materiali e dei vincoli di fondazione quali parametri su cui apportare variazioni. Assemblato il modello si è provveduto quindi a variarne i parametri suddetti, entro i domini di ammissibilità generalmente ammessi per le caratteristiche meccaniche e per i vincoli in questione, fino alla convergenza tra i risultati sperimentali e quelli teorici.

Il processo di calibrazione è stato ottenuto per successive approssimazioni inserendo diversi e graduali cambiamenti delle condizioni al contorno.

Le modalità di intervento sono state identificate dall'analisi del modello base a confronto coi risultati sperimentali e conoscendo l'effetto di indirizzo della variazione dei parametri modificabili.

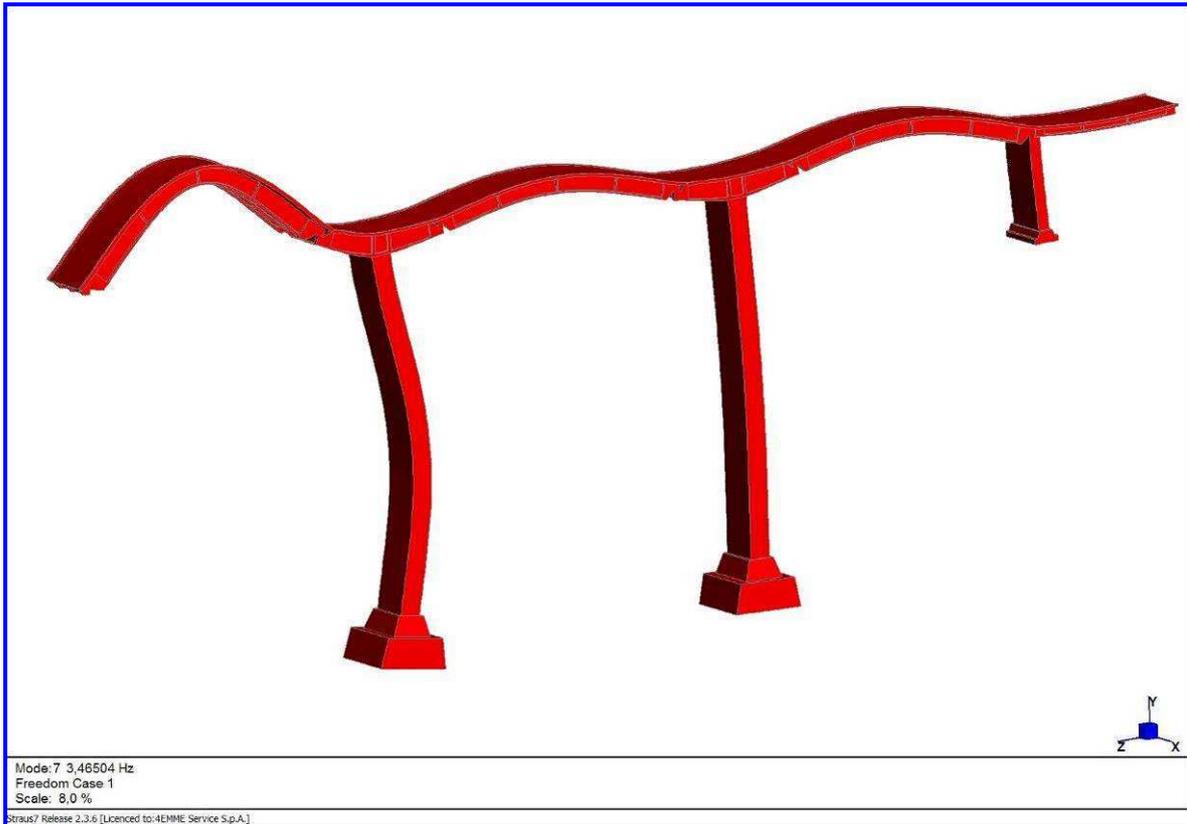
Si è proceduto innanzitutto alla rimodellazione dei plinti di fondazione inserendo la connessione al terreno tramite supporto elastico di rigidezza verticale pari a 400 MN/m^3 . Successivamente è stato ridotto gradualmente il modulo elastico delle pile da 35.000 fino a 32.000 MPa ed il valore della rigidezza elastica verticale per la connessione delle pile-terreno di fondazione fino a $K_v = 200 \text{ MN/m}^3$.

Il valore dei parametri che meglio hanno approssimato l'insieme delle risposte dinamiche sperimentali sono stati adottati come "configurazione di calibrazione".

Di seguito si espongono i principali componenti parametrici di contorno del modello calibrato.

ELEMENTO	MATERIALE	N° ELEMENTI	E [MPa]	ν	ρ [kN/m³]
Pile	Calcestruzzo	11.904	32.000	0,20	25,0
Plinti	Calcestruzzo	1.734	32.000	0,20	25,0
Travi longitudinali	Calcestruzzo	23.412	35.000	0,20	25,0
Traversi	Calcestruzzo	3.016	35.000	0,20	25,0
Soletta	Calcestruzzo	12.056	35.000	0.20	25,0

Nella pagina successiva si riporta la vista assometrica del VII modo di vibrare.



Vista assometrica del VII modo di vibrare, $f_7 = 3,46$ Hz

Le frequenze teoriche ottenute sono riportate di seguito.

FREQUENZE TEORICHE CALIBRATE

DESCRIZIONE	FREQUENZA (Hz)
I Modo	0,75 (trasversale)
II Modo	0,81 (longitudinale)
III Modo	1,68 (trasversale)
IV Modo	2,05 (verticale)
V Modo	2,50 (verticale)
VI Modo	3,11 (torsionale)
VII Modo	3,46 (verticale)

Simulazione dei fenomeni indotti dalle esplosioni

Per poter valutare le accelerazioni, nei punti più sensibili della struttura, indotte dalle esplosioni è stato simulato il passaggio di spettri di eccitazione sulle fondazioni corrispondente a quello dovuto ad un'azione sismica.

Gli spettri di eccitazione comportano delle tensioni nelle direzioni del piano orizzontale che, se rientranti nella normativa in vigore, vengono assunte, attraverso i rispettivi spostamenti/accelerazioni, come parametri di confronto.

Per la valutazione dell'azione sismica è stata eseguita un'analisi dinamica adottando come spettro di risposta, in termini di accelerazione, la seguente espressione:

$$\frac{a}{g} = C \cdot I \cdot R \quad \text{con} \quad C = \frac{(S - 2)}{100}$$

dove:

C = coefficiente di intensità sismica

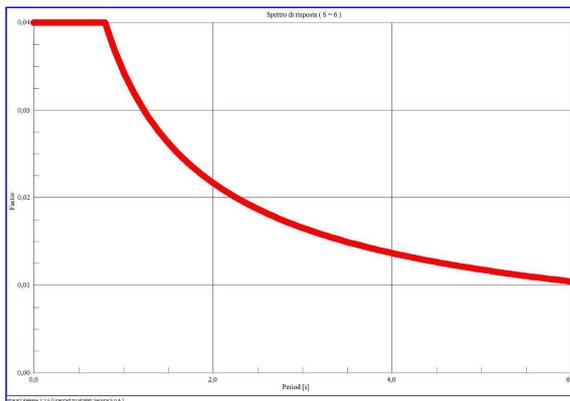
S = grado di sismicità (S=6 bassa sismicità)

I = coefficiente di protezione sismica

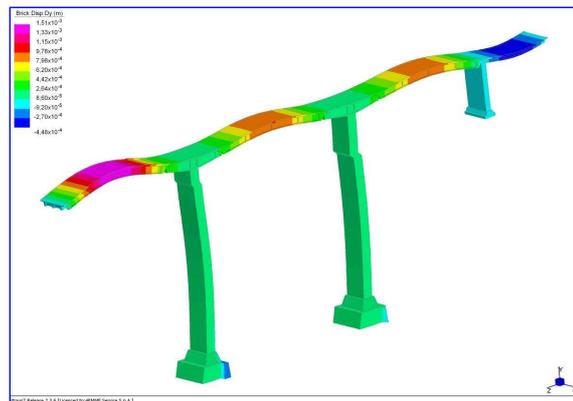
R = coefficiente di risposta che vale $0,862/T_0^{2/3}$ per $T > 0,8$ s
 1,0 per $T \leq 0,8$ s

L'analisi modale tiene conto dei primi 30 modi di vibrare sufficienti ad assicurare l'eccitazione di più dell'85% della massa totale della struttura.

Di seguito sono riportati gli spostamenti della struttura per effetto del sisma.



Spettro di risposta



Spostamenti verticali

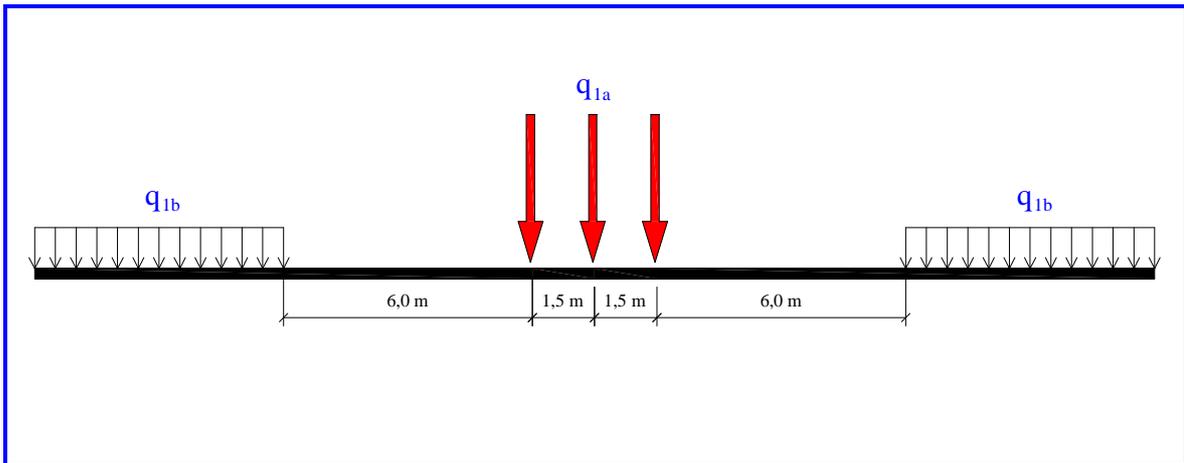
EFFETTI DEFORMATIVI MASSIMI PRODOTTI DAL SISMA

Direzione	Sommità pile [mm]		Mezzeria impalcato [mm]
	P1	P2	
Longitudinale	12,6	12,6	13,2
Trasversale	15,9	14,6	19,2
Verticale	0,2	0,2	1,5

Valutazione degli effetti deformativi dovuti ai carichi di esercizio

La campata in esame viene caricata con le seguenti colonne di carichi mobili, come previsto dal D.M. 4 – maggio 1990 per i ponti classificati di I categoria, precisamente:

- 1^a colonna di carico:
 - q_{1a} 3 assi da 200 kN disposti come da D.M.
 - q_{1b} carico uniforme ripartito 30 kN/m
- 2^a colonna di carico:
 - q_{1a} 3 assi 100 kN disposti come da D.M.
 - q_{1b} carico uniforme ripartito 15 kN/m



Schema carichi mobili

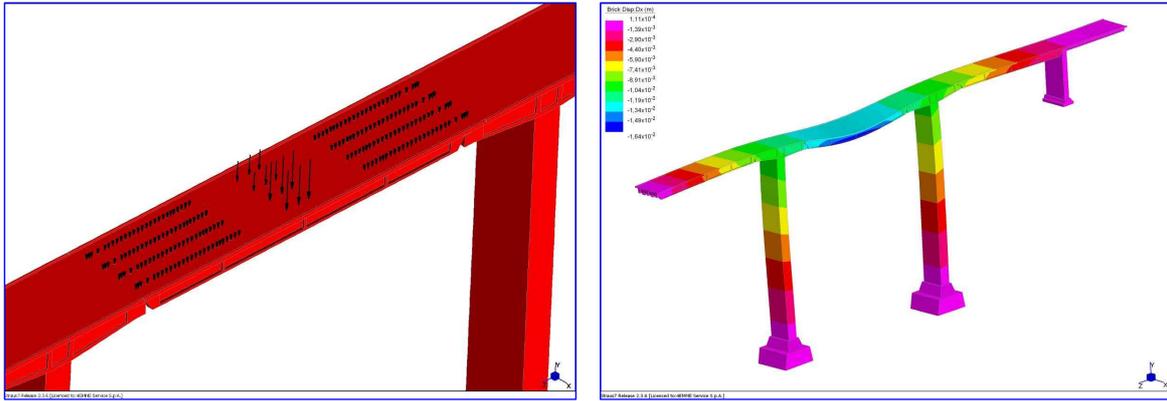
L'azione, nella combinazione di carico seguente, è compresa del coefficiente dinamico ϕ che per questa struttura è pari a 1,20.

L'azione del vento viene convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte, agente sulla superficie esposta della struttura, del valore caratteristico pari a $P_k = 2,50 \text{ kN/m}^2$.

La combinazione di carico considerata nella seguente analisi è riportata nella tabella successiva.

Combinazione di carico	AZIONE	
	Carichi mobili	Vento
C1	1	0,6

Di seguito sono riportati gli effetti deformativi della struttura per effetto della combinazione di carico C1



Carichi e deformazioni trasversali

EFFETTI DEFORMATIVI MASSIMI DEL CARICO DI I CATEGORIA

Direzione	Sommità pile [mm]		Mezzeria impalcato [mm]
	P1	P2	
Longitudinale	4,9	5,6	3,0
Trasversale	10,4	9,6	16,4
Verticale	1,8	1,7	29,4

Progettazione del sistema di monitoraggio del ponte

Rientrando il viadotto in questione nelle costruzioni di tipo A, si sono valutati i valori limiti nel caso di vibrazioni frequenti secondo la norma SN 640312 a "Effet des ébranlements sur les constructions", 1992.

Valori di riferimento della velocità di vibrazione (p.p.v.) al fine di valutare l'azione delle vibrazioni transitorie sulle costruzioni

Classe	Tipo di costruzione	Esposizione	Valori di riferimento per la velocità di vibrazione p.p.v. in mm/s		
			Posizioni di misura		
			Da 8 Hz fino a 30 Hz ^{*)}	Da 30 Hz fino a 60 Hz	Da 60 Hz fino a 150 Hz ^{*)}
A	Costruzioni molto poco sensibili (per esempio ponti, gallerie, fondazioni di macchine)	Occasionale Frequente Permanente	Fino a tre volte i valori corrispondenti alla classe C	Fino a tre volte i valori corrispondenti alla classe C	Fino a tre volte i valori corrispondenti alla classe C
B	Costruzioni poco sensibili (per esempio edifici industriali in cemento armato o metallici) costruiti a regola d'arte e con manutenzione adeguata	Occasionale Frequente Permanente	Fino a due volte i valori corrispondenti alla classe C	Fino a due volte i valori corrispondenti alla classe C	Fino a due volte i valori corrispondenti alla classe C
C	Costruzioni normalmente sensibili (per esempio edifici d'abitazione in muratura di cemento, cemento armato o mattoni, edifici amministrativi, scuole, ospedali, chiese in pietra naturale o mattoni intonacati) costruiti a regola d'arte e con manutenzione adeguata	Occasionale Frequente Permanente	15 6 3	20 8 4	30 12 6
D	Costruzioni che non ricadono nelle classi 1 e 2 e che sono degne di essere tutelate (per esempio monumenti storici)	Occasionale Frequente Permanente	Valori compresi tra quelli previsti per la classe C e la loro metà	Valori compresi tra quelli previsti per la classe C e la loro metà	Valori compresi tra quelli previsti per la classe C e la loro metà

^{*)} Le posizioni di misura devono essere scelte sugli elementi rigidi della struttura portante o dove sono attesi i maggiori effetti delle vibrazioni.

Sono previste due differenti tipologie di misura.

- a. Per quanto riguarda le fondazioni delle pile si intende controllarle con delle apparecchiature di acquisizione in grado di rilevare e memorizzare le velocità di vibrazione e di fornire via modem in tempo reale la risposta.
- b. Per l'impalcato si intende tenere sotto controllo il comportamento accelerativo e deformativo sia della mezzeria della campata più vicina al tunnel sia la testa delle pile P1 e P2.

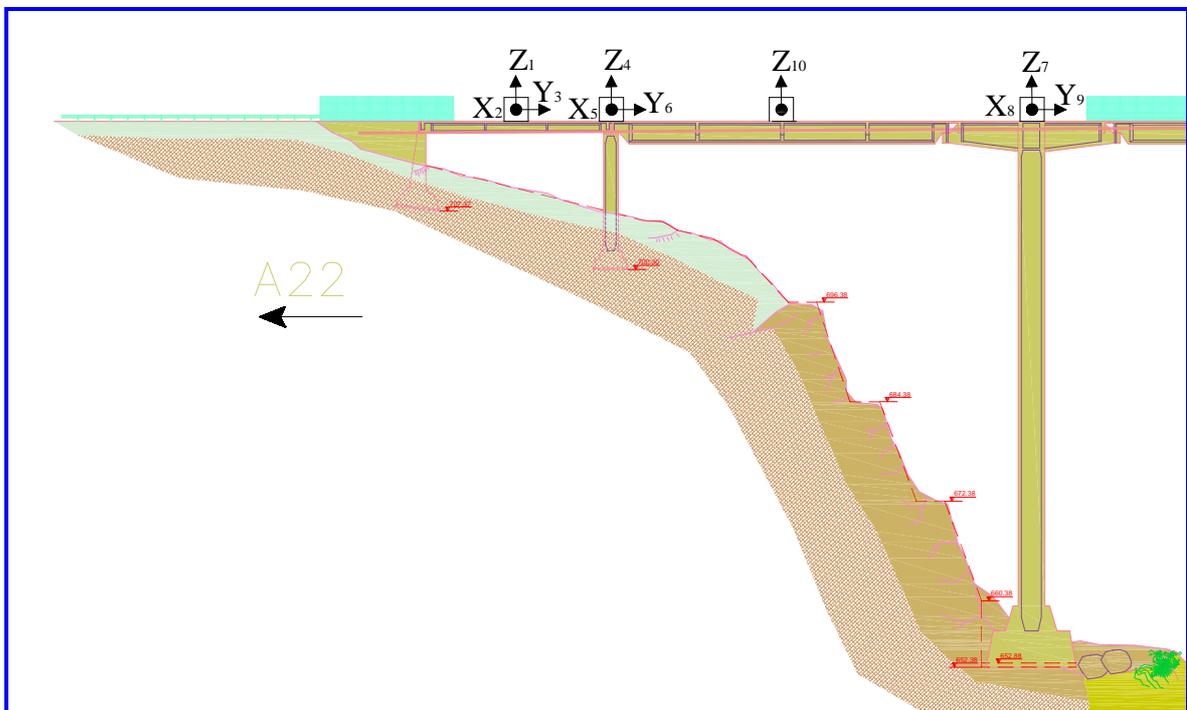
Sismografi alla base delle pile P1 e P2.

La strumentazione è composta da 3 terne di geofoni, posti nelle tre direzioni cartesiane, collegati con una unità di acquisizione in grado di trasmettere via modem i valori memorizzati. Sulla pila P1 sono state poste due terne alla stessa quota ma sulla facciate opposte dell'elemento.

Accelerometri sull'impalcato e testa pile.

E' previsto il montaggio sull'impalcato e sulle teste pile di accelerometri collegati con una unità di acquisizione dati. La strumentazione è composta da 10 accelerometri piezoelettrici PCB M19A.

Il posizionamento dei sensori è riportato nello schema a seguito.



L'acquisizione è di tipo continuo con campionamento 1024 Hz per le fondazioni e campionamento 100 Hz per l'impalcato.

Le misure sono attuate ad ogni volata, memorizzando almeno 60 secondi prima e dopo l'esplosione.

Per le fondazioni delle pile si prende quale riferimento la norma SN 640312 a "Effet des ébranlements sur les constructions", 1992 ed in particolare i valori seguenti:

- per frequenze da 8 a 30 Hz 18 mm/s;
- per frequenze da 30 a 60 Hz 24 mm/s;
- per frequenze da 60 a 150 Hz 36 mm/s;

Per le teste pila e l'impalcato si prende quale riferimento limite il valore di spostamento calcolato sul modello calibrato. I valori limite in senso longitudinale e trasversale sono considerati, prudenzialmente, i minori tra quelli derivanti dall'analisi sismica e dal carico di I categoria, mentre in direzione verticale sono quelli derivanti dall'analisi delle deformazioni massime indotte dal carico dei ponti di I categoria.

Si ritiene infatti che non superando tali limiti, ritenuti sopportabili nel progetto del ponte, gli effetti della vibrazione espressi in tempi brevi indotti dall'esplosione, non sono lesivi.

EFFETTI MASSIMI AMMESSI

Direzione	Sommità pile [mm]		Mezzeria impalcato [mm]
	P1	P2	
Longitudinale	4,9	5,6	3,0
Trasversale	10,4	9,6	16,4
Verticale	1,8	1,7	29,4

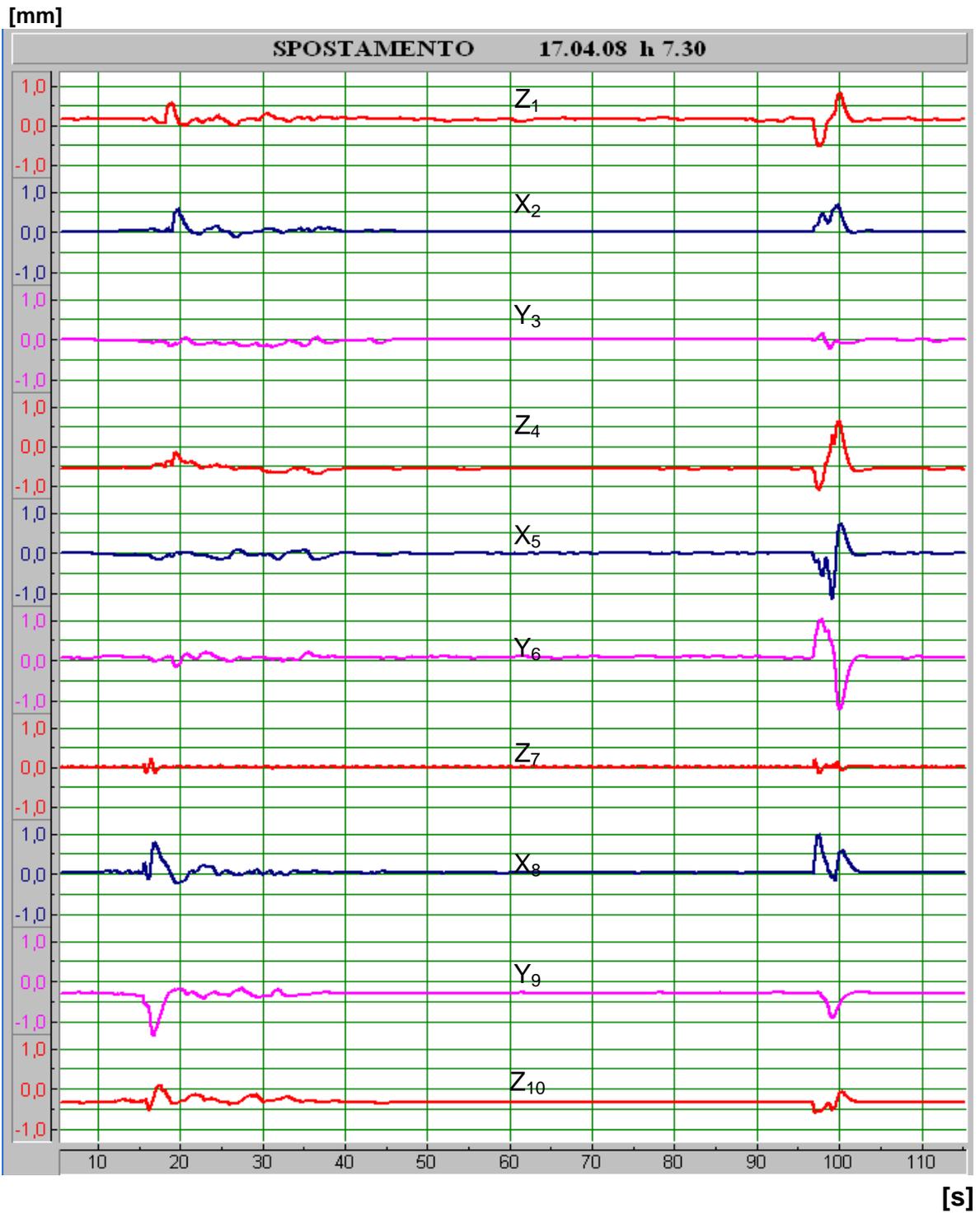


Terne accelerometriche sull'impalcato



Geofono alla base della pila 1

Il grafico successivo riporta l'andamento degli spostamenti ottenuti attraverso una doppia integrazione del segnale acquisito.



EFFETTI MASSIMI RILEVATI

N.	Data ora	Distanza asse ponte [m]	Sommità pile						Mezzeria impalcati				Base pile		
			P1 [mm]			P2 [mm]			I [mm]			II [mm]	P1 [mm/s]		P2 [mm/s]
			Z ₄	X ₅	Y ₆	Z ₇	X ₈	Y ₉	Z ₁	X ₂	Y ₃	Z ₁₀	Strut sx	Strut dx	base
Valori limite			1,80	10,40	4,90	1,70	9,60	5,60	/	16,40	3,00	29,40	/	/	/
1	17.4.08 7:30	-18	0,72	0,70	0,20	1,15	1,12	1,25	1,15	0,95	0,60	0,30	/	2,9	/
2	18.4.08 7:30	-15	0,35	0,25	0,23	0,50	0,20	0,32	0,23	0,24	0,48	0,40	/	2,1	2,0
3	21.4.08 7:30	-12	0,25	0,10	0,15	0,15	0,10	0,18	0,19	0,10	0,30	0,10	2,5	1,7	2,5
4	21.4.08 19:30	-9	0,10	0,05	0,12	0,10	0,08	0,15	0,14	0,17	0,08	0,11	2,4	2,1	3,1
5	22.4.08 7:30	-6	0,12	0,10	0,12	0,08	0,08	0,11	0,05	0,05	0,08	0,08	2,0	1,9	2,7
6	22.4.08 17:30	-3	0,10	0,12	0,09	0,11	0,07	0,04	0,32	0,18	0,08	0,07	2,7	2,0	3,8
7	23.4.08 7:30	0	0,12	0,12	0,10	0,12	0,17	0,13	0,11	0,04	0,15	0,10	2,3	2,1	2,9
8	23.4.08 17:30	+3	0,09	0,05	0,08	0,12	0,10	0,13	0,09	0,06	0,04	0,10	1,7	1,6	3,9
9	24.4.08 7:30	+6	0,16	0,13	0,13	0,31	0,18	0,31	0,07	0,05	0,13	0,12	2,7	1,8	3,6
10	24.4.08 17:30	+9	0,11	0,10	0,12	0,18	0,12	0,14	0,25	0,07	0,11	0,09	2,1	1,4	2,6
11	25.4.08 7:30	+12	0,08	0,08	0,07	0,13	0,09	0,14	0,04	0,04	0,08	0,08	2,2	1,5	2,8
12	25.4.08 17:30	+15	0,08	0,13	0,12	0,09	0,09	0,13	0,21	0,13	0,12	0,09	3,0	1,9	4,1
13	29.4.08 7:30	+18	0,16	0,10	0,18	0,10	0,20	0,17	0,24	0,10	0,10	0,08	2,8	1,7	4,0
14	29.4.08 17:30	+20	0,14	0,10	0,15	0,12	0,10	0,16	0,12	0,10	0,14	0,06	2,7	1,7	4,1
15	30.4.08 7:30	+22	0,20	0,18	0,18	0,18	0,19	0,19	0,22	0,16	0,18	0,16	2,2	1,2	3,5
16	30.4.08 17:30	+24	0,12	0,10	0,18	0,16	0,09	0,14	0,22	0,16	0,08	0,04	2,6	1,5	4,0
17	5.5.08 7:30	+27	0,16	0,09	0,12	0,18	0,10	0,08	0,16	0,17	0,12	0,06	2,7	1,4	3,5
18	5.5.08 17:30	+30	0,08	0,06	0,09	0,09	0,12	0,09	0,18	0,07	0,07	0,04	3,2	1,5	4,4
19	6.5.08 7:30	+33	0,14	0,07	0,12	0,14	0,15	0,13	0,16	0,14	0,19	0,16	2,0	1,2	2,2

N.	Data ora	Distanza asse ponte [m]	Sommità pile						Mezzeria impalcati				Base pile		
			P1 [mm]			P2 [mm]			I [mm]			II [mm]	I [mm/s]		II [mm/s]
			Z ₄	X ₅	Y ₆	Z ₇	X ₈	Y ₉	Z ₁	X ₂	Y ₃	Z ₁₀	Strut sx	Strut dx	base
20	6.5.08 17:30	+33	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	2,9		3,6
21	7.5.08 7:30	+38	0,10	0,08	0,14	0,10	0,12	0,16	0,22	0,10	0,08	0,08	1,8	1,0	3,7
22	7.5.08 17:30	+41	0,05	0,05	0,05	0,07	0,08	0,06	0,16	0,04	0,04	0,06	2,3	1,1	4,5
23	8.5.08 7:30	+44	0,10	0,11	0,10	0,14	0,12	0,16	0,19	0,16	0,09	0,12	2,3	1,3	4,3
24	8.5.08 17:30	+47	0,08	0,06	0,04	0,06	0,05	0,08	0,22	0,04	0,04	0,06	2,4	1,3	4,4
25	9.5.08 7:30	+50	0,07	0,09	0,04	0,04	0,06	0,04	0,19	0,20	0,20	0,09	1,7	1,0	4,6
26	9.5.08 17:30	+53	0,08	0,08	0,08	0,07	0,07	0,06	0,09	0,05	0,16	0,08	3,1	2,2	8,2
27	12.5.08 7:30	+56	0,08	0,08	0,12	0,07	0,09	0,06	0,23	0,06	0,14	0,11	2,3	1,6	6,6
28	12.5.08 17:30	+59	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	2,5	/	7,8
29	13.5.08 7:30	+62	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	2,4	/	7,5
30	13.5.08 17:30	+65	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	2,4	/	8,0
31	14.5.08 17:30	+68	0,07	0,06	0,10	0,07	0,07	0,06	0,06	0,06	0,05	0,04	1,9	1,3	5,6
32	16.5.08 7:30	+71	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	3,1	/	6,6
33	19.5.08 7:30	+74	0,06	0,07	0,11	0,10	0,14	0,11	0,07	0,09	0,09	0,04	1,7	1,4	4,5
34	19.5.08 17:30	+77	0,07	0,07	0,12	0,10	0,14	0,10	0,06	0,08	0,09	0,06	1,5	1,1	3,8
35	20.5.08 7:30	+80	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	2,0	/	4,7
36	20.5.08 17:30	+83	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	1,5	/	3,1
37	21.5.08 7:30	+86	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	2,6
38	21.5.08 17:30	+89	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	1,3	/	2,7
39	22.5.08 7:30	+92	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	1,9	/	3,4
40	22.5.08 17:30	+95	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	1,4	/	2,4

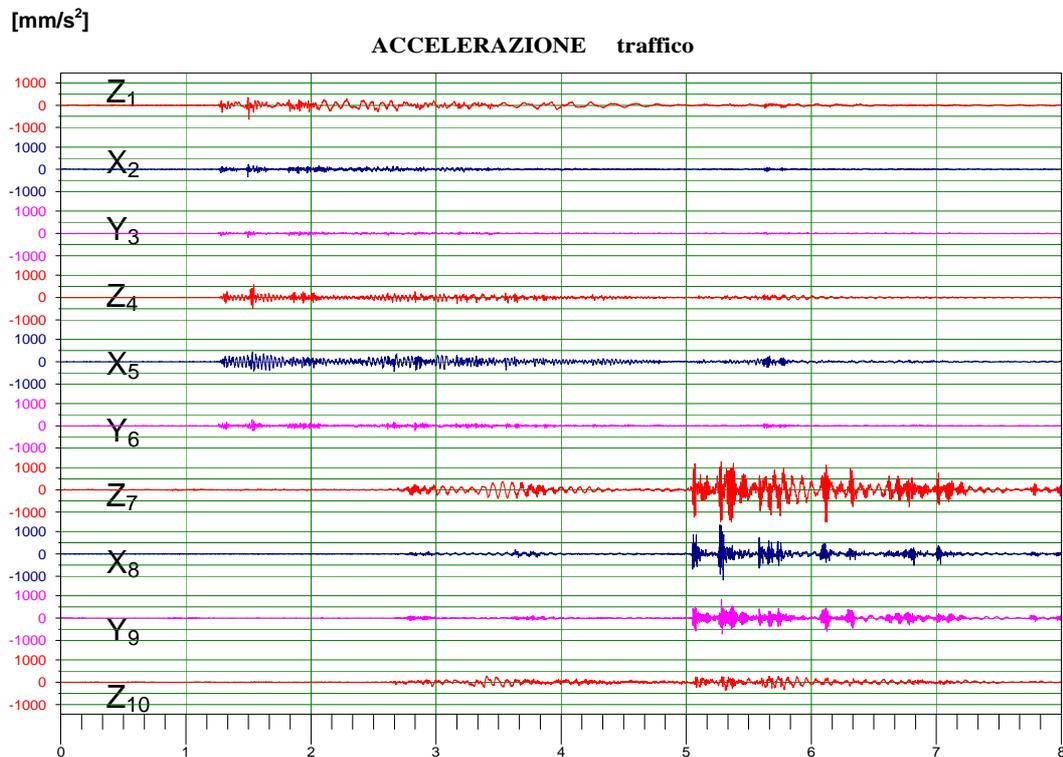
Conclusioni

I risultati del monitoraggio effettuato sull'impalcato durante le volate hanno evidenziato degli spostamenti massimi sempre inferiori ai limiti prefissati derivanti dall'analisi numerica.

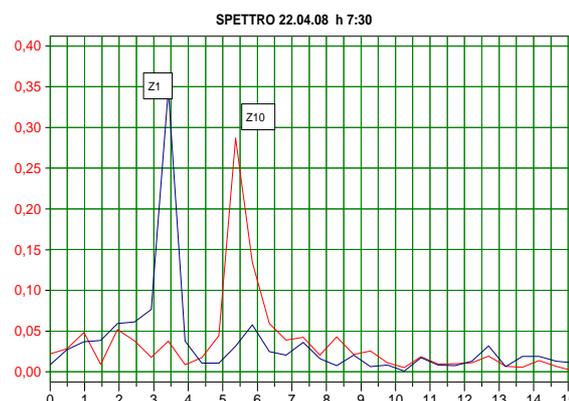
Il risultato rassicurante, misurato in tempo reale, ha consentito il normale traffico veicolare pochi minuti dopo le singole esplosioni.

L'insieme dei dati elaborati ha permesso di ricavare preziose informazioni che sono state utilizzate per modificare la tipologia delle volate, rendendole meno impattanti, e comprendere a pieno i fenomeni di trasmissione delle vibrazioni.

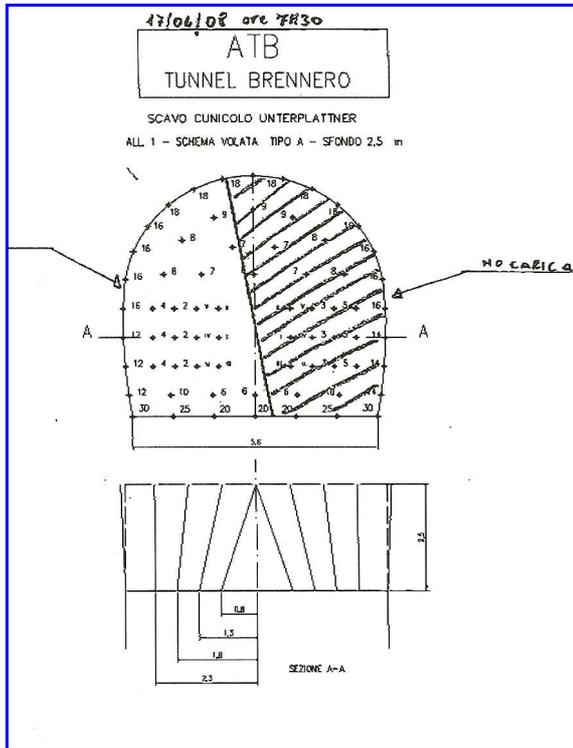
- Il confronto tra effetto del traffico e la volata viene evidenziato dal grafico successivo che riporta i segnali acquisiti durante il passaggio di un autocarro. La volata produce degli effetti accelerativi superiori. Mentre il traffico produce vibrazioni prevalentemente sulla pila 2 (Ch 7,8,9), le volate producono effetti su tutti gli elementi strutturali.



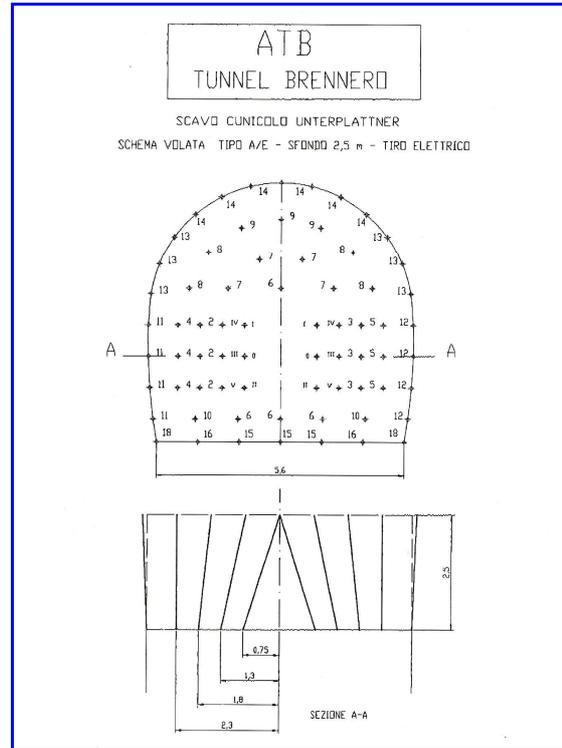
- Gli impalcati sotto gli effetti degli impulsi alla base delle pile, si mettono in oscillazione ad una frequenza corrispondente al VII modo di vibrare. Lo spettro, infatti, ottenuto dalle rilevazioni del 22.04.08 ore 7:30, mette in evidenza sull'impalcato tra la I e II pila, sensore Z₁, una frequenza di 3,46 Hz.



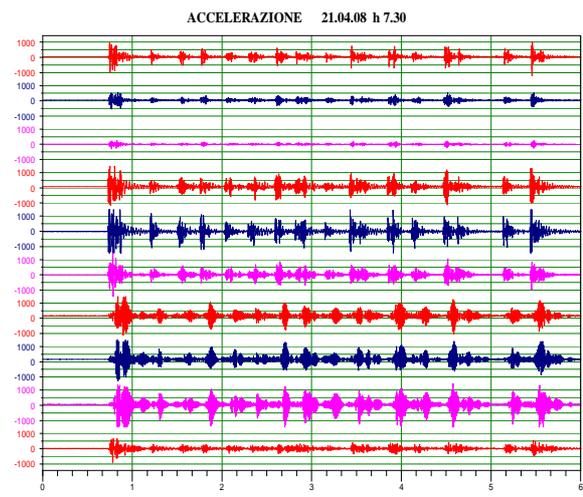
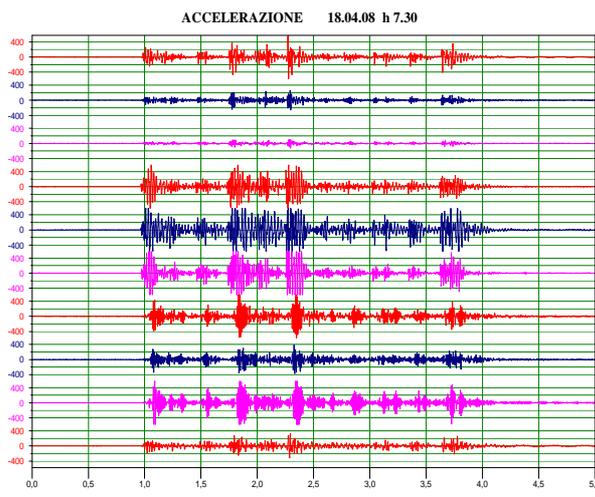
- La notevole riduzione degli effetti sull'impalcato derivanti dall'uso di detonatori elettrici ha permesso l'allungamento del tempo di volata da 3 a 5 secondi. Il fatto è reso evidente dai rilievi effettuati con la seconda volata, del 18.04.08, dove si sono impiegati 50 kg di esplosivo e un tempo di detonazione di 3 secondi, a confronto con quelli del 21.4.08 dove si sono impiegati 122,6 kg ed un tempo di detonazione di 5 secondi.



Sistema di accensione con 50 kg



Sistema di accensione con 122,6 kg



Il segnale vibratorio più forte, sulla testa delle pile, è in direzione Y corrispondente alla direzione di arrivo dell'impulso vibratorio, mentre sugli impalcati l'effetto maggiore è in direzione Z.

- Le massime vibrazioni si sono verificate nelle volate n. 26 e 30 che corrispondono ad una posizione di +53 m e +65 m dopo l'asse longitudinale del ponte. Questo ci indica che l'effetto vibratorio non è legato solo alla distanza ma soprattutto alla morfologia del terreno.

Il monitoraggio ha consentito di tenere sotto controllo tutti i parametri dinamici dell'impalcato evidenziandone il comportamento all'interno delle aspettative.

Le misure effettuate alle prime volate hanno permesso di modificare il processo di esplosione ottenendo una sostanziale riduzione degli effetti sull'impalcato senza incidere sull'avanzamento dei lavori.

In nessuna volata si sono superati i limiti calcolati come critici per la stabilità del ponte, in quest'ottica processo preventivo messo in atto si è dimostrato efficace e garante del transito in sicurezza dei veicoli.

BIBLIOGRAFIA

- [1] S. Martinello - *Ponti. Sorveglianza manutenzione e interventi* Dispense CIAS, Alessandria 5.11.2004
- [2] AA.VV. - *Manuale per la Valutazione dello stato dei Ponti* – Terza edizione, Edizione CIAS, settembre 2008