



**PROVINCIA DI RAVENNA**  
SETTORE LAVORI PUBBLICI  
Servizio Infrastrutture viarie e programmazione

**D.M. 49/2018 \_ INTERVENTO DI ADEGUAMENTO STATICO E  
SISMICO DEL PONTE DELLA CHIUSA SUL FIUME SENIO POSTO AL  
KM 10+131 DELLA S.P.306R CASOLANA RIOLESE  
CUP J73D18000090001**

## PROGETTO ESECUTIVO

Presidente: Sig. Michele De Pascale	Consigliere delegato Strade - Trasporti - Pianificazione Territoriale: Arch. Nicola Pasi
Dirigente responsabile del Settore: Ing. Paolo Nobile	Responsabile del Servizio.: Ing. Chiara Bentini

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO :	Ing. Paolo Nobile	_____
		<i>Documento firmato digitalmente</i>
PROGETTISTA :	Ing. Ivan Missiroli	_____
		<i>Documento firmato digitalmente</i>
COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE :	Ing. Ivan Missiroli	_____
		<i>Documento firmato digitalmente</i>

0	EMISSIONE				
Rev.	Descrizione	Redatto:	Controllato:	Approvato:	Data:

TITOLO ELABORATO:

**RELAZIONE DI VULNERABILITA'**

Elaborato num:	Revisione:	Data:	Scala:	Nome file:
<b>3.1</b>	-		-	

**COMMITTENTE:** Dott. Ing. Franco BARONI

**OGGETTO:** Verifica della vulnerabilità sismica del ponte stradale sul fiume Senio ubicato al km 10+081 della S.P. 306R "Casolana Riolese"

**LOCALITA':** Riolo Terme (RA)

**TIPO DI INDAGINE:** Rilievi e caratterizzazione meccanica degli elementi strutturali

**ELABORATO:** Relazione tecnica

Reg.Com.	222.15.II	
Nome File:	222.15_Rel_Senio.doc	
Impresa Esecutrice delle indagini <b>TECNO IN S.p.A.</b>		
		
Data	Rev.	Revisione
2 Ottobre 2015	0	Emissione



**Tecno In S.p.A.**

*Laboratorio Geotecnico su Terre e Prove in Situ  
Conc. N° 53363 del 06.05.05 Ministero Infrastrutture e Trasporti*

*Laboratorio Prove su Materiali da Costruzione  
Conc. N° 40228 del 27.04.95 Ministero Infrastrutture e Trasporti*

 **TECNO IN**  
GEOSOLUTIONS

**AZIENDA CON SISTEMA  
QUALITA'  
CERTIFICATO DAL RINA  
ISO 9001 - ISO 14001**

20097 San Donato Milanese (MI) - Via Marconi, 52  
Tel. 02.496.80.501 - 346.5025325 - Fax 02.496.80.502  
80142 Napoli - 2° trav. Strettola S. Anna alle Paludi, 11  
Tel. 081.563.45.20 - 348.005.44.98 - Fax 081.563.39.70  
E-mail: tecnoin@tecnoin.it - Sito web: www.tecnoin.it  
P.Iva 05016170630 - CCIAA Mi 1953725 - Reg. Imprese 05016170630

## INDICE

<b>1 - Premessa.....</b>	<b>3</b>
<b>2 - Rilievo delle barre di armatura in strutture di c.a.....</b>	<b>4</b>
<b>3 - Prelievo di campioni cilindrici di cls.....</b>	<b>9</b>
<b>4 - Controllo della carbonatazione su campioni cilindrici di cls .....</b>	<b>13</b>
<b>5 - Prove di resistenza a compressione su campioni cilindrici di cls.....</b>	<b>15</b>
<b>6 - Indagini combinate sclerometro-ultrasuoni (SONREB) su cls .....</b>	<b>16</b>
6.1 - Indagini sclerometriche.....	16
6.2 - Rilievo ultrasonico .....	16
6.3 - Metodo combinato .....	17
<b>7 - Prelievo di barre di armatura .....</b>	<b>22</b>
<b>8 - Prove di resistenza a trazione su barre di armatura.....</b>	<b>25</b>

### ALLEGATI

- A. Schema planimetrico ubicazione indagini
- B. Rapporti di prova in laboratorio



## 1 - Premessa

Il dott. ing. Franco Baroni ha conferito alla Tecno In S.p.A. l'incarico<sup>1</sup> per l'esecuzione di servizi di indagini diagnostiche funzionali alla verifica di vulnerabilità sismica del ponte stradale sul fiume Senio ubicato al km 10+081 della S.P. 306R "Casolana Riolese" e ricadente nel Comune di Riolo Terme, nella Provincia di Ravenna.

Tale attività è costituita da una campagna di indagini diagnostiche e di rilievi finalizzati alla caratterizzazione meccanica, fisica e geometrica delle strutture portanti del manufatto oggetto di verifica.

Con la presente si relaziona sugli esiti della campagna di indagini e di rilievi effettuati il 17 Settembre 2015; in particolare sono state svolte le seguenti attività:

- ✓ n° 2 rilievi di barre d'armatura in strutture in c.a.;
- ✓ n° 3 prelievi di campioni cilindrici di cls comprensivi del ripristino;
- ✓ n° 3 prove di carbonatazione su campioni cilindrici di cls;
- ✓ n° 3 prove di resistenza a compressione su provini cilindrici di cls;
- ✓ n° 18 indagini Sonreb per la stima indiretta della resistenza a compressione del cls;
- ✓ n° 2 prelievi di barre d'armatura comprensivi del ripristino;
- ✓ n° 2 prove di resistenza a trazione sui campioni di barra prelevata;

Si evidenzia che tutti gli elementi strutturali su cui sono stati effettuati prelievi di campioni per l'esecuzione delle prove in laboratorio, sono stati oggetto di ripristino a cura di maestranze incaricate dal dott. ing. Franco Baroni.

Le prove di laboratorio fisiche e meccaniche su calcestruzzo ed acciaio sono state eseguite dal laboratorio prove su materiali da costruzione della TECNO IN S.p.A., autorizzato dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti con Decreto n° 40228 del 27/04/95 ai sensi dell' art. 59 del D.P.R. n° 380/2001.



<sup>1</sup> Incarico diretto

## 2 - Rilievo delle barre di armatura in strutture di c.a.

Il rilievo geometrico delle barre di armatura all'interno degli elementi strutturali in c.a. è stato effettuato mediante indagini pacometriche e saggi diretti.

L'**indagine pacometrica**, eseguita secondo la norma UNI EN 7997, rientra nei cosiddetti metodi di prova magnetici in quanto sfrutta le proprietà elettromagnetiche dell'acciaio per la localizzazione delle armature metalliche.

La rilevazione è stata effettuata mediante uno strumento detto appunto pacometro, di marca ELCOMETER modello P331, costituito da una centralina digitale di emissione e lettura del campo elettromagnetico e da una sonda di rilevazione collegate tra di loro da un cavo coassiale.



La posizione dei ferri è stata determinata muovendo il dispositivo sulla superficie in esame, fino ad individuare la direzione di massimo assorbimento elettromagnetico che corrisponde all'orditura dei ferri. In questo modo viene ricostruita la maglia di armatura delle strutture.

I saggi diretti sono stati eseguiti mediante la rimozione di una porzione di copriferro in corrispondenza della maglia d'armatura precedentemente localizzata attraverso il metodo pacometrico. Con un calibro decimale è stato rilevato il diametro delle barre e lo spessore del copriferro. Si precisa che, in presenza di più registri d'armatura, vengono rilevate solamente le barre appartenenti al registro più esterno.

Tutti gli elementi strutturali in c.a. su cui è stato rimosso il copriferro per il rilievo diretto delle armature metalliche, sono stati oggetto di ripristino mediante la posa di malta cementizia tixotropica a cura di maestranze incaricate dal dott. ing. Franco Baroni.

Sono stati oggetto di rilievo **n° 2 elementi strutturali in c.a.** come di seguito specificato:

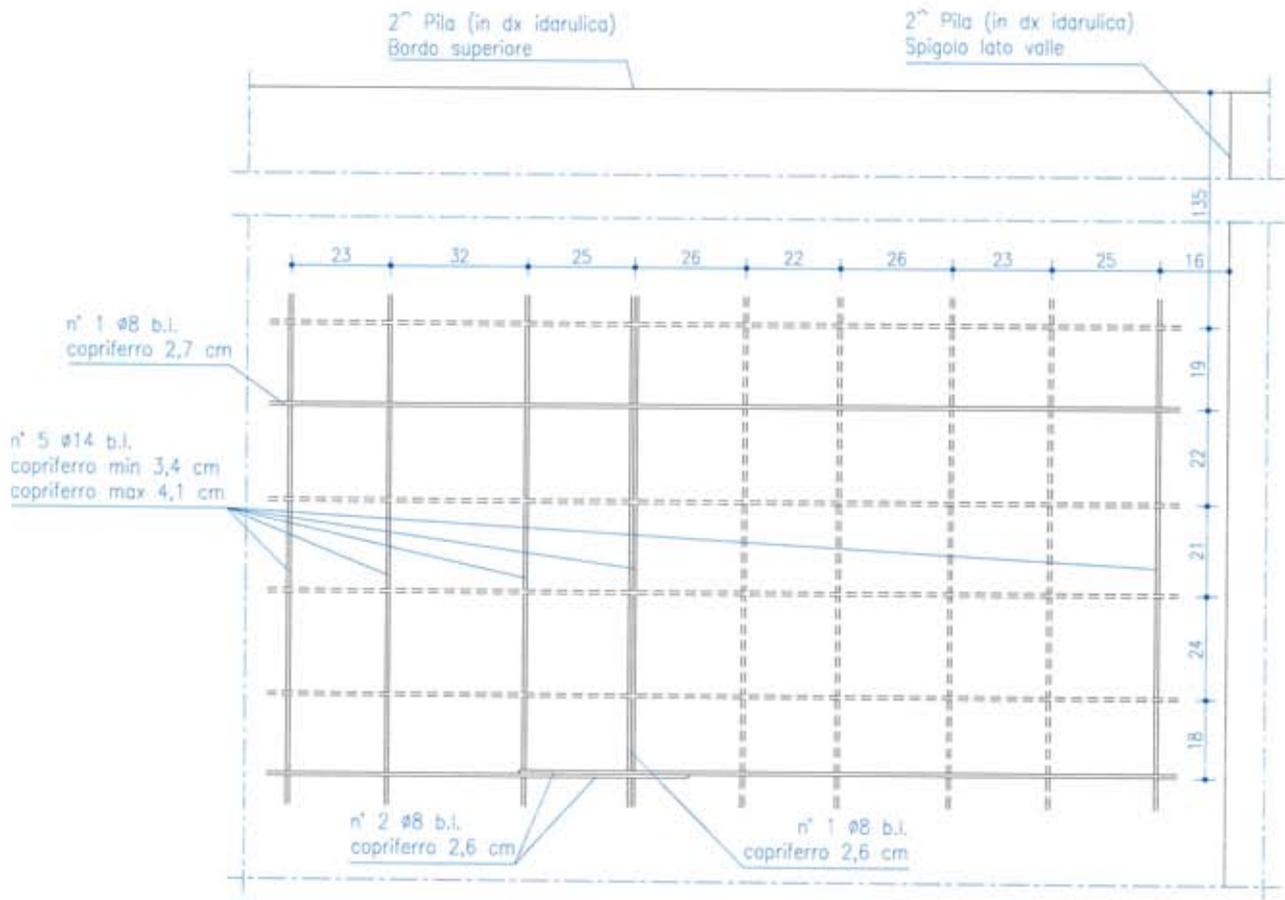
- RA1:** 2^ Pila (in dx idraulica)
- RA2:** 4^ Pila (in sx idraulica)

Per i dettagli su ogni singolo elemento rilevato si rimanda alle schede di seguito riportate.



**RA1 – 2<sup>a</sup> Pila (in dx idraulica)**

*Rilievo geometrico e rilievo delle armature  
(le misure indicate sono espresse in cm)*



**VISTA FRONTALE**

*Rilievo fotografico*

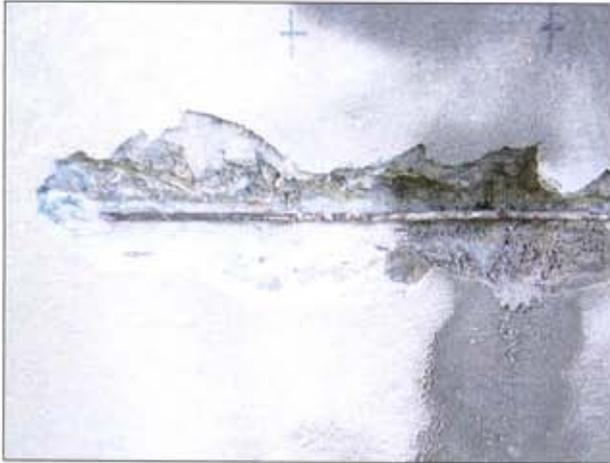


**Veduta della 2<sup>a</sup> pila**

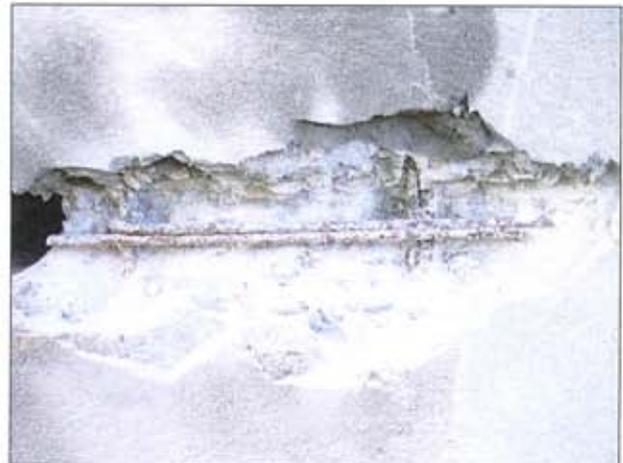


**Rilievo armatura**





**Rilievo armatura**



**Rilievo armatura**



**Rilievo armatura**

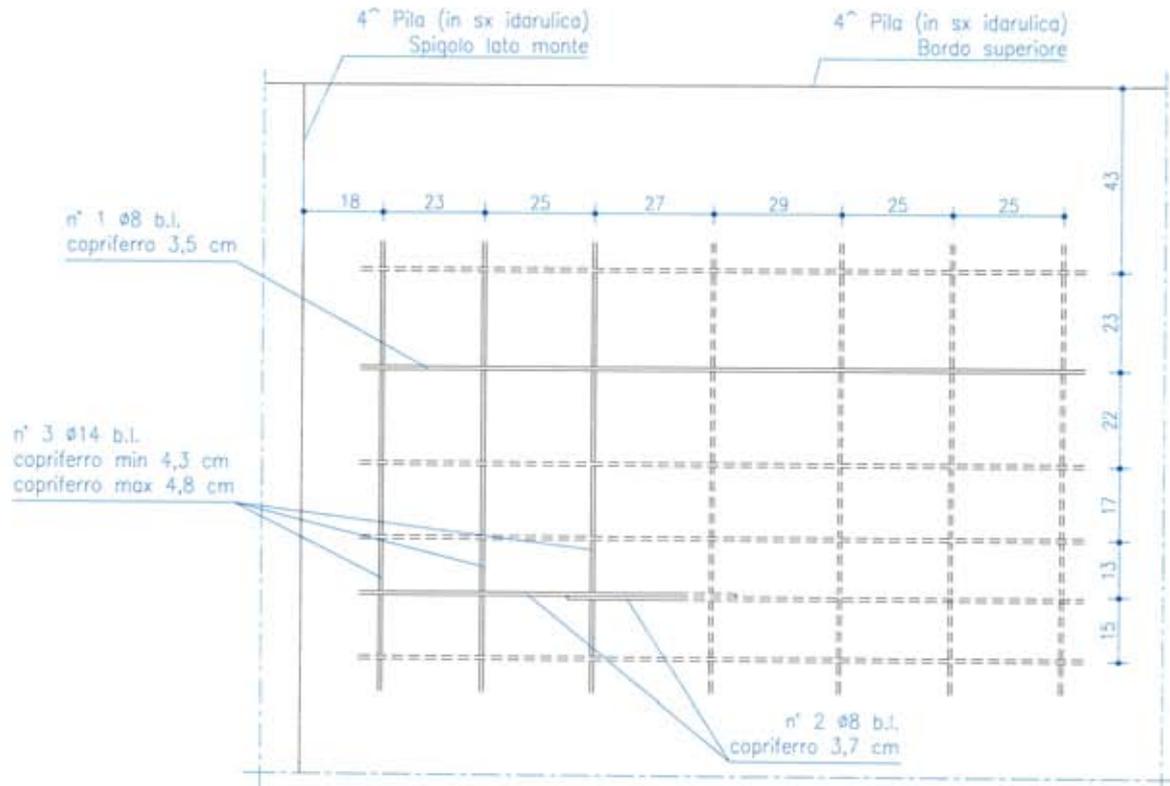


**Copriferro ripristinato con malta cementizia tixotropica**



**RA2 – 4<sup>a</sup> Pila (in sx idraulica)**

*Rilievo geometrico e rilievo delle armature  
(le misure indicate sono espresse in cm)*



**VISTA FRONTALE**

Rilievo fotografico



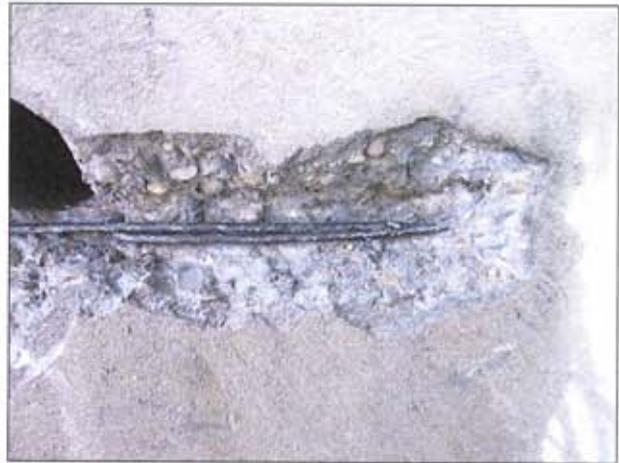
**Veduta della 4<sup>a</sup> pila**



**Rilievo armatura**



**Rilievo armatura**



**Rilievo armatura**



**Rilievo armatura**



**Copriferro ripristinato con malta cementizia tixotropica**



### 3 - Prelievo di campioni cilindrici di cls

Il prelievo dei campioni cilindrici di calcestruzzo è stato eseguito conformemente alla norma UNI EN 12504-1 impiegando una carotatrice marca HILTI modello DD200 con carotiere  $\varnothing$  100 a corona diamantata.

I provini prelevati sono stati siglati, riposti in una buste sigillate e trasferiti in laboratorio per le successive prove.

Al termine del prelievo il foro eseguito nell'elemento strutturale è stato oggetto di riempimento mediante l'impiego di malta cementizia tixotropica a cura di maestranze incaricate dal dott. ing. Franco Baroni.

Sono stati oggetto di prelievo **n° 3 elementi strutturali in c.a.** come di seguito specificato:

- PC1:** Spalla in dx idraulica
- PC2:** 2^ Pila (in dx idraulica)
- PC3:** 4^ Pila (in sx idraulica)

Di seguito si riportano le schede di prelievo recanti le seguenti informazioni:

- ✓ sigla della carota;
- ✓ elemento strutturale su cui è stato effettuato il prelievo;
- ✓ data del prelievo;
- ✓ direzione in cui è stato eseguito il carotaggio;
- ✓ dimensioni del campione estratto (diametro e lunghezza massima);
- ✓ rilievo fotografico.



Sigla Carota	Ubicazione	Prelievo		Caratteristiche provino	
		Data	Direzione	Diametro [mm]	Lunghezza [mm]
PCI	Spalla in dx idraulica	17.09.2015	Orizzontale	94	351



Prelievo carota



Prelievo carota



Campione prelevato



Foro riempito con malta cementizia tixotropica

Sigla Carota	Ubicazione	Prelievo		Caratteristiche provino	
		Data	Direzione	Diametro [mm]	Lunghezza [mm]
PC2	2 <sup>a</sup> Pila (in dx idraulica)	17.09.2015	Orizzontale	94	242



Prelievo carota



Prelievo carota



Campione prelevato



Foro riempito con malta cementizia tixotropica



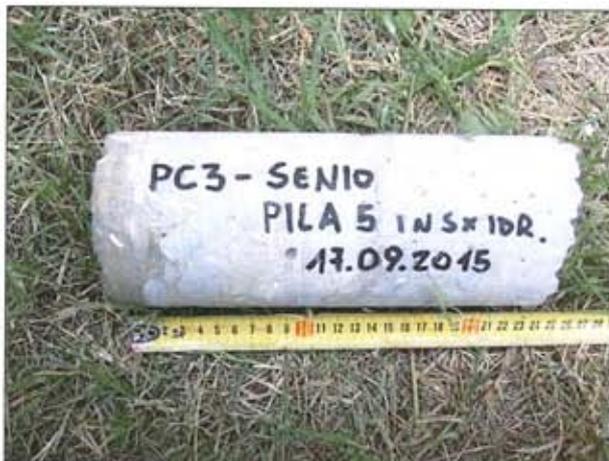
Sigla Carota	Ubicazione	Prelievo		Caratteristiche provino	
		Data	Direzione	Diametro [mm]	Lunghezza [mm]
PC3	4 <sup>a</sup> Pila (in sx idraulica)	17.09.2015	orizzontale	94	245



Prelievo carota



Prelievo carota



Campione prelevato



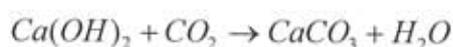
Foro riempito con malta cementizia tixotropica



#### 4 - Controllo della carbonatazione su campioni cilindrici di cls

Il controllo della carbonatazione è stato eseguito, conformemente alla norma UNI 9944/92, con il metodo del viraggio chimico utilizzando come indicatore una soluzione acquosa di fenolftaleina all'1% in alcool etilico al 70%; tale soluzione vira al rosso-violetto a contatto con materiali aventi un pH superiore a 9,2, mentre rimane incolore per valori inferiori.

La carbonatazione è un particolare processo chimico per il quale l'anidride carbonica presente nell'aria viene assorbita dal calcestruzzo, trasformando l'idrossido di calcio (fortemente basico) in carbonato di calcio secondo la reazione:



Tale reazione determina un abbassamento del *pH* del calcestruzzo da valori prossimi a 12 a valori inferiori a 9, con la conseguente eliminazione della naturale barriera alcalina protettiva per le armature, formata da uno strato passivante di ossido di ferro insolubile, che protegge i ferri dai fenomeni ossidativi.

Pertanto, nel momento in cui la carbonatazione raggiunge l'armatura, interviene un pericolo di corrosione. La velocità di penetrazione della carbonatazione verso l'interno della massa in calcestruzzo diminuisce all'aumentare del tempo, secondo una legge del tipo:

$$s(t) = k\sqrt{t}$$

dove  $s(t)$  è lo spessore dello strato carbonatato nel tempo  $t$  e  $k$  è una costante dipendente dalle caratteristiche del calcestruzzo (permeabilità, composizione, ecc.) e dalle condizioni ambientali (umidità, concentrazione di anidride carbonica nell'aria, ecc.)<sup>2</sup>.

Il controllo della carbonatazione è stato eseguito in sito sui campioni cilindrici di calcestruzzo prelevati.

Di seguito si riporta la scheda di prova recante le seguenti informazioni:

- ✓ sigla della prova;
- ✓ elemento strutturale oggetto di prova;
- ✓ profondità di carbonatazione rilevata;
- ✓ foto del campione testato.



<sup>2</sup> Conoscendo l'epoca di confezionamento del cls è possibile ricavare il valore di  $k$  e, di conseguenza, la legge di variazione  $s(t)$ , utile ai fini di un'eventuale attività di manutenzione programmata.

Sigla carota	PC1
Ubicazione	Spalla in dx idraulica
Profondità di carbonatazione [mm]	84



Sigla carota	PC2
Ubicazione	2^ Pila (in dx idraulica)
Profondità di carbonatazione [mm]	92



Sigla carota	PC3
Ubicazione	4^ Pila (in sx idraulica)
Profondità di carbonatazione [mm]	82



### 5 - Prove di resistenza a compressione su campioni cilindrici di cls

Le prove di resistenza a compressione sui campioni cilindrici di calcestruzzo, prelevati in sito mediante carotaggio, sono state eseguite secondo le prescrizioni della norma UNI EN 12504-1; in particolare il provino è stato sottoposto preliminarmente alle operazioni di taglio, per il ricavo del provino, e successivamente a spianatura mediante molatura.

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa recante gli esiti delle prove di resistenza a compressione su carota ( $R_{carota}$ ), la conversione in resistenza cubica<sup>3</sup> ( $R_{ck}$ ) la massa volumica e la velocità ultrasonica misurata sul campione rettificato.

Sigla Carota	Ubicazione	Dimensioni provino [mm]		Direzione carotaggio	$R_{carota}$	$R_{ck}$	Massa volumica	Velocità ultrasuoni
		$d$	$h$		[MPa]	[MPa]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[m/s]
PC1	Spalla in dx idraulica	94,0	187,8	orizzontale	7,0	10,5	2333	3167
PC2	2 <sup>a</sup> Pila (in dx idraulica)	94,0	181,0	orizzontale	14,9	22,2	2380	3803
PC3	4 <sup>a</sup> Pila (in sx idraulica)	94,0	187,6	orizzontale	8,7	13,1	2366	3257

In allegato sono riportati i rapporti ufficiali di prova rilasciati dal laboratorio autorizzato della TECNO IN S.p.A.



<sup>3</sup> Per la conversione della resistenza a compressione del campione cilindrico di calcestruzzo prelevato in sito mediante carotaggio ( $R_{carota}$ ) in resistenza cubica ( $R_{ck}$ ) è stata impiegata la formula British Standard 1881 (1983):

$$R_{ck} = (R_{carota} \cdot K) / 0,83 \cdot (1,5 + d/h)$$

dove  $R_{carota}$  è la resistenza a compressione della carota di calcestruzzo misurata alla pressa,  $d$  è il diametro della carota,  $h$  è l'altezza della carota,  $K$  è un coefficiente che tiene conto della direzione di prelievo della carota che vale 2,5 per campioni estratti ortogonalmente al getto (carotaggio orizzontale) e 2,3 per campioni estratti parallelamente al getto (carotaggio verticale).

## 6 - Indagini combinate sclerometro-ultrasuoni (SONREB) su cls

Le prove combinate sclerometro - ultrasuoni, meglio note come SONREB (SONic REBound), sono state eseguite secondo le Raccomandazioni RILEM 43 CND<sup>4</sup> e permettono di stimare, in maniera non distruttiva e con una buona approssimazione, le caratteristiche di resistenza attuale del calcestruzzo.

Questo metodo elabora i valori medi della durezza superficiale (indice di rimbalzo dello sclerometro) e della velocità ultrasonica (metodo microsismico) del calcestruzzo indagato giungendo ad una stima del valore di resistenza a compressione.

### **6.1 - Indagini sclerometriche**

Le indagini sclerometriche sono state eseguite conformemente alla Norma UNI EN 12504-02 utilizzando uno sclerometro tipo Schmidt - N.

Per ogni singola prova sono state effettuate 12 battute sclerometriche con lo sclerometro in posizione orizzontale ( $\alpha = 0^\circ$ ); l'indice medio di rimbalzo è stato successivamente calcolato scartando la misura più grande e quella più piccola.

Tale indice viene utilizzato nel metodo Sonreb in combinazione con la velocità ultrasonica.

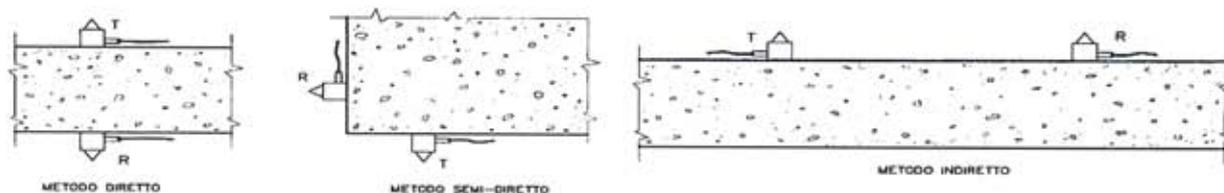
### **6.2 - Rilievo ultrasonico**

Il rilievo ultrasonico, basato sulla misura della velocità di propagazione di impulsi ultrasonici nel calcestruzzo, è stato eseguito conformemente alla Norma UNI 9524/92 utilizzando un'apparecchiatura di marca MAE modello A3000-U.

Le misure ultrasoniche possono essere eseguite secondo tre modi in funzione della posizione reciproca delle sonde. Si parla di trasmissione diretta (o per trasparenza) quando le due sonde sono posizionate su facce opposte dell'elemento da indagare e quindi l'onda attraversa il campione per tutto il suo spessore; di trasmissione semidiretta ponendo le due sonde su facce limitrofe dell'elemento esaminato (in tal caso il percorso delle onde avviene lungo l'ipotenusa del triangolo rettangolo i cui cateti sono costituiti dallo spigolo dell'elemento indagato), e di trasmissione indiretta (o superficiale), con le due sonde poste sulla stessa faccia dell'elemento da indagare.

<sup>4</sup> RILEM Recommendation NDT 1, Testing of Concrete by the Ultrasonic Pulse Method, Parigi, Dicembre 1972





Lo strumento misura il tempo di trasmissione dell'onda ultrasonica; nota la distanza percorsa, si determina la velocità espressa in m/sec.

Nel caso di indagini per trasparenza o superficiali è sufficiente misurare la distanza lineare tra il centro delle due sonde, nel caso di indagini semidirette bisogna misurare i due cateti (distanze delle sonde dallo spigolo dell'elemento) e ricavare quindi l'ipotenusa (percorso effettivo dell'onda).

### 6.3 - Metodo combinato

Note la velocità media di propagazione e l'indice di rimbalzo medio, si esegue una correlazione con la resistenza cubica a compressione del calcestruzzo utilizzando la seguente legge di variazione ottenuta sperimentalmente:

$$R_c = A \cdot I^B \cdot V^C$$

- $R_c$  = resistenza cubica a compressione del calcestruzzo (MPa);
- $I$  = indice medio di rimbalzo;
- $V$  = velocità media degli ultrasuoni (m/sec);
- $A, B, C$  = costanti da ricavarsi sperimentalmente.

Per  $I > 20$  e  $V > 3200$  m/sec si è ottenuta la seguente relazione semiempirica<sup>5</sup>

$$R_c = A \cdot I^{1,4} \cdot V^{2,6}$$

Tale relazione è stata ricavata da indagini sperimentali condotte su di un calcestruzzo con caratteristiche ben definite (cemento di classe 425, dosaggio cemento 400 kg/m<sup>3</sup>, aggregato di natura calcarea, diametro max dell'inerte 30 mm).

Se il calcestruzzo sottoposto ad indagine presenta caratteristiche diverse, come nel caso delle presenti indagini, è possibile ricavare uno specifico coefficiente  $A$ .

Dunque possiamo tarare la relazione precedente in funzione dei risultati delle indagini eseguite. Infatti utilizzando come resistenza " $R_c$ " la resistenza cubica ricavata dalla conversione

<sup>5</sup> P. Bocca, F. Cianfrone - Le prove non distruttive sulle costruzioni: una metodologia combinata - Industria Italiana del Cemento n° 6/1983.

delle prove a compressione eseguite sui provini cilindrici, come velocità degli ultrasuoni "V" quella misurata sulle stesse carote rettificate e come indice medio di rimbalzo "I" quello ottenuto in sito nello stesso punto in cui è stata estratta la carota, è possibile ricavare il coefficiente "A" per ciascuna tipologia di calcestruzzo in opera.

Un'ulteriore taratura deve essere effettuata sulla velocità degli ultrasuoni misurata in sito rispetto a quella misurata sulla carota rettificata.

Generalmente la velocità misurata in sito è più bassa rispetto a quella misurata sulla carota prelevata in quanto le onde risentono dello strato più superficiale del calcestruzzo che, normalmente, è quello con caratteristiche più scadenti ed con la superficie di contatto con i trasduttori generalmente più scabra.

Le velocità di propagazione delle onde ultrasoniche rilevate in sito vengono tarate sulla base delle velocità misurate (per trasmissione diretta) sulle carote, moltiplicandole per il coefficiente di velocità  $K_v$ , ottenuto ponendo:

$$K_v = \frac{V_c}{V_s}$$

in cui:

$V_c$  = velocità degli ultrasuoni misurata sulla carota rettificata;

$V_s$  = velocità degli ultrasuoni misurata in situ in corrispondenza del punto di prelievo della carota.

Sono stati oggetto di indagine Sonreb per la stima indiretta della resistenza a compressione del calcestruzzo **n° 13 elementi strutturali in c.a.** come di seguito specificato:

- PC1:** Spalla in dx idraulica
- PC2:** 2^ Pila (in dx idraulica)
- PC3:** 4^ Pila (in sx idraulica)



#### **1^ CAMPATA (in dx idraulica)**

- SR1:** 2^ Trave, appoggio sulla spalla in dx idraulica
- SR2:** 2^ Trave, mezzeria;
- SR3:** 2^ Trave, a circa 1/3 della luce dall'appoggio sulla 1^ pila (in dx idraulica)

**2^ CAMPATA (in dx idraulica)**

- SR4: 3^ Trave, a circa 1/3 della luce dall'appoggio sulla 1^ pila (in dx idraulica)  
SR5: 3^ Trave, mezzeria  
SR6: 3^ Trave, a circa 1/3 della luce dall'appoggio sulla 2^ pila (in dx idraulica)

**2^ CAMPATA (in dx idraulica)**

- SR7: 4^ Trave, a circa 1/3 della luce dall'appoggio sulla 1^ pila (in dx idraulica)  
SR8: 4^ Trave, mezzeria  
SR9: 4^ Trave, a circa 1/3 della luce dall'appoggio sulla 2^ pila (in dx idraulica)

**4^ CAMPATA (in sx idraulica)**

- SR10: 5^ Trave, a circa 1/3 della luce dall'appoggio sulla 3^ pila (in sx idraulica)  
SR11: 5^ Trave, mezzeria  
SR12: 5^ Trave, a circa 1/3 della luce dall'appoggio sulla 4^ pila (in sx idraulica)

**5^ CAMPATA (in sx idraulica)**

- SR13: 2^ Trave, a circa 1/3 della luce dall'appoggio sulla 4^ pila (in sx idraulica)  
SR14: 2^ Trave, mezzeria  
SR15: 2^ Trave, appoggio sulla spalla in sx idraulica

Di seguito si riportano i coefficienti **K**, ed **A**, ricavati dagli esiti delle misure ultrasoniche e dalle prove a compressione eseguite sulle carote rettificate, e le tabelle recanti i risultati delle battute sclerometriche, le velocità ultrasoniche rilevate in sito, le velocità ultrasoniche correlate, le modalità di rilevamento delle velocità ultrasoniche e la stima della resistenza a compressione ricavata con il metodo Sonreb.



Dalla carota PC1, prelevata dalla spalla in dx idraulica, si ricavano:

$$K_v = 1,25$$

$$A = 7,006 \cdot 10^{-11}$$

Sigla	Identificazione	Battute sclerometriche											Ultrasuoni				Tipo di indagine	R <sub>sonreb</sub> [MPa]		
		Indice di rimbalzo											I	d [cm]	t [µs]	V <sub>media</sub> [m/s]			V <sub>rettif.</sub> [m/s]	
PC1	Spalla in dx idraulica	30	32	31	30	29	29	33	28	32	30	29	31	30,3	20	79	2532	3167	Superf.	10,5
		20	80																	
		20	78																	

Dalla carota PC2, prelevata dalla 2<sup>a</sup> pila in dx idraulica, si ricavano:

$$K_v = 1,27$$

$$A = 8,203 \cdot 10^{-11}$$

Sigla	Identificazione	Battute sclerometriche											Ultrasuoni				Tipo di indagine	R <sub>sonreb</sub> [MPa]		
		Indice di rimbalzo											I	d [cm]	t [µs]	V <sub>media</sub> [m/s]			V <sub>rettif.</sub> [m/s]	
PC2	2 <sup>a</sup> Pila (in dx idraulica)	33	36	31	31	35	30	37	34	30	34	30	35	32,9	20	65	3001	3803	Superf.	22,2
		20	67																	
		20	68																	

Dalla carota PC3, prelevata dalla 4<sup>a</sup> pila in sx idraulica, si ricavano:

$$K_v = 1,33$$

$$A = 9,122 \cdot 10^{-11}$$



Sigla	Identificazione	Battute sclerometriche											Ultrasuoni				Tipo di indagine	R <sub>sonreb</sub> [MPa]		
		Indice di rimbalzo											I	d [cm]	t [µs]	V <sub>media</sub> [m/s]			V <sub>rettif.</sub> [m/s]	
PC3	4 <sup>a</sup> Pila (in sx idraulica)	29	28	26	27	28	32	24	25	26	27	31	32	27,9	20	82	2450	3257	Superf.	13,1
		20	80																	
		20	83																	

Per gli elementi strutturali su cui non sono stati eseguiti prelievi di campioni cilindrici di calcestruzzo, la stima della resistenza a compressione con il metodo Sonreb è stata effettuata utilizzando la media dei valori  $K_v$  ed  $A$  ricavati dalle carote PC1, PC2 e PC3:

$$K_{v \text{ medio}} = 1,28$$

$$A_{\text{medio}} = 8,110 \cdot 10^{-11}$$

Sigla	Identificazione	Battute sclerometriche												Ultrasuoni				Tipo di indagine	$R_{\text{sonreb}}$ [MPa]		
		Indice di rimbalzo												$l$	$d$ [cm]	$t$ [μs]	$V_{\text{media}}$ [m/s]			$V_{\text{rettif.}}$ [m/s]	
SR1	2 <sup>a</sup> Trave - 1 <sup>a</sup> Campata Appoggio sulla spalla in dx idraulica	33	34	32	31	35	34	38	31	30	30	34	34	32,8	29	90	3222	4133	Trasp.	27,1	
															29	91					
																29					89
SR2	2 <sup>a</sup> Trave - 1 <sup>a</sup> Campata Mezzeria	30	36	34	31	31	35	30	32	36	33	35	34	33,1	29	91	3235	4149	Trasp.	27,8	
																29					90
																					29
SR3	2 <sup>a</sup> Trave - 1 <sup>a</sup> Campata A circa 1/3 della luce dall'appoggio sulla 1 <sup>a</sup> pila (in dx idraulica)	40	36	31	33	36	32	37	33	32	34	39	35	34,7	29	87	3283	4211	Trasp.	30,8	
																29					89
																					29
SR4	3 <sup>a</sup> Trave - 2 <sup>a</sup> Campata A circa 1/3 della luce dall'appoggio sulla 1 <sup>a</sup> pila (in dx idraulica)	35	38	34	32	34	36	40	36	39	37	37	36	36,2	29	88	3271	4195	Trasp.	32,4	
																29					88
																					29
SR5	3 <sup>a</sup> Trave - 2 <sup>a</sup> Campata Mezzeria	45	34	35	35	34	37	40	36	38	35	36	37	36,3	29	87	3260	4182	Trasp.	32,2	
																29					92
																					29
SR6	3 <sup>a</sup> Trave - 2 <sup>a</sup> Campata A circa 1/3 della luce dall'appoggio sulla 2 <sup>a</sup> pila (in dx idraulica)	37	37	31	32	35	33	34	30	38	31	33	35	33,8	29	88	3273	4198	Trasp.	29,5	
																29					92
																					29
SR7	4 <sup>a</sup> Trave - 2 <sup>a</sup> Campata A circa 1/3 della luce dall'appoggio sulla 1 <sup>a</sup> pila (in dx idraulica)	30	37	32	33	39	31	35	34	32	39	40	34	34,6	28	86	3245	4162	Trasp.	29,8	
																28					84
																					28
SR8	4 <sup>a</sup> Trave - 2 <sup>a</sup> Campata Mezzeria	35	37	36	40	37	36	36	35	40	38	38	35	36,8	28	86	3257	4177	Trasp.	32,8	
																28					84
																					28
SR9	4 <sup>a</sup> Trave - 2 <sup>a</sup> Campata A circa 1/3 della luce dall'appoggio sulla 2 <sup>a</sup> pila (in dx idraulica)	37	42	33	38	40	39	39	41	36	33	35	36	37,4	28	85	3220	4129	Trasp.	32,5	
																28					87
																					28
SR10	5 <sup>a</sup> Trave - 4 <sup>a</sup> Campata A circa 1/3 della luce dall'appoggio sulla 3 <sup>a</sup> pila (in sx idraulica)	36	32	35	34	38	41	35	40	32	34	30	36	35,2	28	83	3270	4194	Trasp.	31,1	
																28					88
																					28
SR11	5 <sup>a</sup> Trave - 4 <sup>a</sup> Campata Mezzeria	42	39	39	44	37	35	36	40	36	37	39	31	38,0	28	84	3197	4101	Trasp.	32,7	
																28					88
																					28
SR12	5 <sup>a</sup> Trave - 4 <sup>a</sup> Campata A circa 1/3 della luce dall'appoggio sulla 4 <sup>a</sup> pila (in sx idraulica)	42	40	40	38	42	38	36	37	43	33	34	45	39,0	30	97	3182	4082	Trasp.	33,5	
																30					95
																					30
SR13	2 <sup>a</sup> Trave - 5 <sup>a</sup> Campata A circa 1/3 della luce dall'appoggio sulla 4 <sup>a</sup> pila (in sx idraulica)	34	33	31	32	35	34	36	32	30	32	30	29	32,3	28	84	3257	4177	Trasp.	27,3	
																28					88
																					28
SR14	2 <sup>a</sup> Trave - 5 <sup>a</sup> Campata Mezzeria	34	34	33	32	35	39	36	34	31	30	36	31	33,6	28	86	3243	4160	Trasp.	28,5	
																28					86
																					28
SR15	2 <sup>a</sup> Trave - 5 <sup>a</sup> Campata Appoggio sulla spalla in sx idraulica	30	32	34	35	33	31	30	36	34	36	32	38	33,3	28	85	3269	4193	Trasp.	28,8	
																28					87
																					28
<b>Valori medi</b>																		<b>30,5</b>			
<b>Deviazione standard</b>																		<b>2,2</b>			
<b>Coefficiente di variazione</b>																		<b>7%</b>			



## 7 - Prelievo di barre di armatura

Il prelievo delle barre di armatura dagli elementi strutturali in c.a. è stato eseguito mediante l'impiego di una smerigliatrice elettrica, previa rimozione dello strato di copriferro.

Una volta tagliato il provino è stato siglato e trasferito in laboratorio per le successive prove di resistenza a trazione.

Al termine del prelievo la barra prelevata è stata sostituita con un'altra barra saldata ai monconi dell'armatura originaria; successivamente si è provveduto a ripristinare lo strato di copriferro mediante l'impiego di malta cementizia tixotropica. Dette operazioni di ripristino sono state eseguite da maestranze incaricate dal dott. ing. Franco Baroni.

Sono stati oggetto di prelievo di barre di armatura **n° 2 elementi strutturali in c.a.** come di seguito specificato:

**PA1:** 2<sup>^</sup> Pila (in dx idraulica)

**PA2:** 4<sup>^</sup> Pila (in sx idraulica)

Di seguito si riportano le schede di prelievo recanti le seguenti informazioni:

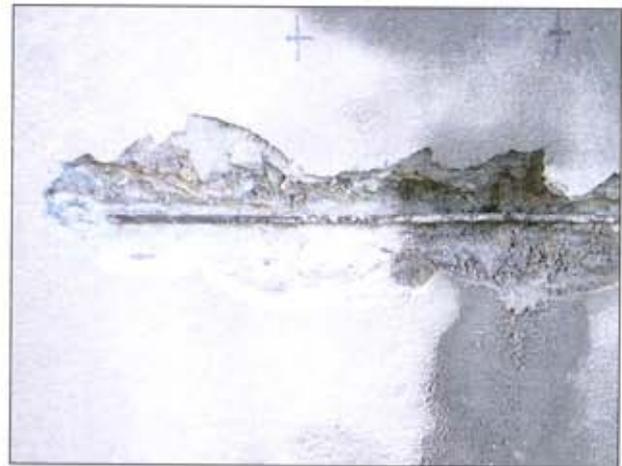
- ✓ sigla del campione;
- ✓ elemento strutturale su cui è stato effettuato il prelievo;
- ✓ data del prelievo;
- ✓ posizione della barra all'interno dell'elemento strutturale;
- ✓ diametro e tipologia della barra prelevata;
- ✓ rilievo fotografico.



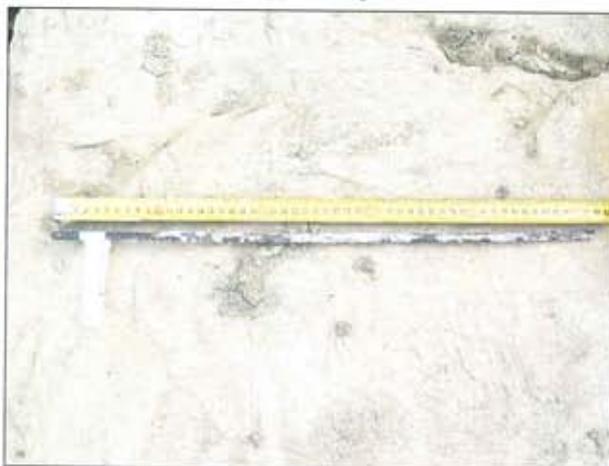
Sigla Barra	Ubicazione	Data prelievo	Caratteristiche barra		
			Posizione	Ø	Tipo
PA1	2^ Pila (in dx idraulica)	17.09.2015	barra longitudinale	8	liscia



Barra oggetto di prelievo



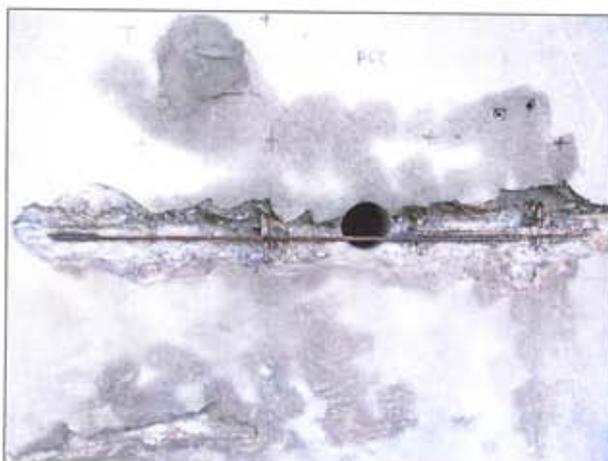
Barra prelevata



Campione prelevato



Campione prelevato



Ripristino mediante saldatura di una nuova barra



Copriferro ripristinato con malta cementizia tixotropica

Sigla Barra	Ubicazione	Data prelievo	Caratteristiche barra		
			Posizione	Ø	Tipo
PA2	4^ Pila (in sx idraulica)	17.09.2015	barra longitudinale	8	liscia



Barra oggetto di prelievo



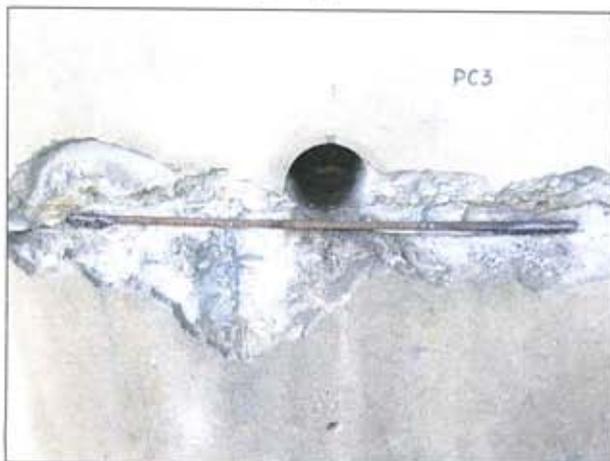
Barra prelevata



Campione prelevato



Campione prelevato



Ripristino mediante saldatura di una nuova barra



Copriferro ripristinato con malta cementizia tixotropica

### 8 - Prove di resistenza a trazione su barre di armatura

Le barre di acciaio prelevate in situ sono state sottoposte a prova di resistenza a trazione conformemente alla norma UNI EN 10002.

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva in cui sono riportati la tipologia di barra, il diametro della barra equipesante, la tensione di snervamento ( $f_y$ ), la tensione di rottura ( $f_t$ ), il rapporto tra tensione di rottura e la tensione di snervamento e l'allungamento percentuale a rottura ( $A_s$ ).

Sigla Barra	Ubicazione	Tipologia barra	Diametro barra equipesante	Tensione di snervamento $f_y$	Tensione di rottura $f_t$	Rapporto $f_t/f_y$	Allungam. Percentuale dopo la rottura $A_s$
			[mm]	[MPa]	[MPa]		[%]
PA1	2 <sup>a</sup> Pila (in dx idraulica) Barra longitudinale	liscia	8,3	484,3	530,5	1,10	(1)
PA2	4 <sup>a</sup> Pila (in sx idraulica) Barra longitudinale	liscia	7,9	505,7	581,6	1,15	46,3

(1) La rottura è avvenuta al di fuori delle tacche di riferimento

In allegato sono riportati i rapporti ufficiali di prova rilasciati dal laboratorio autorizzato della TECNO IN S.p.A.

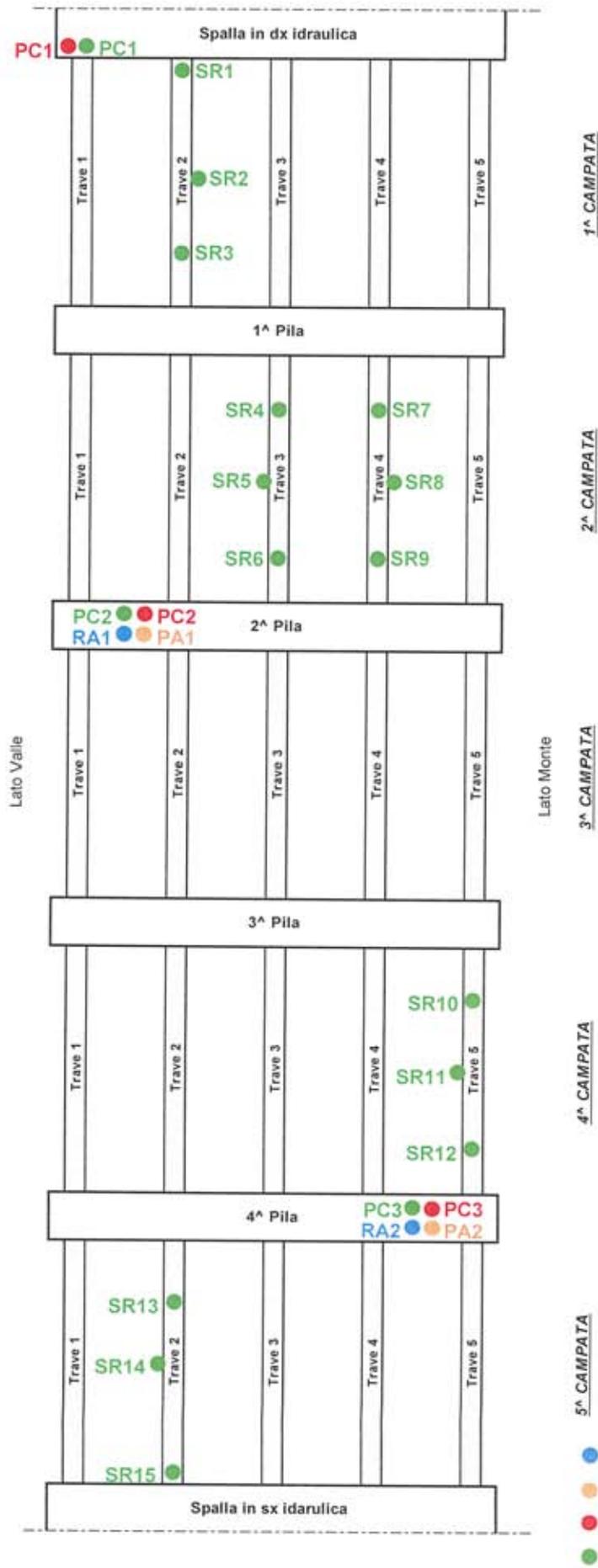
Napoli, 2 Ottobre 2015



## ALLEGATO A

### SCHEMA PLANIMETRICO UBICAZIONE INDAGINI





- RA Rilievo barre armatura
- PA Prelievo barra armatura
- PC Prelievo campione cilindrico cls
- SR - PC Indagine SONREB

## ALLEGATO B

### RAPPORTI DI PROVA IN LABORATORIO



**PROVA DI COMPRESSIONE SU PROVINI CILINDRICI DI CALCESTRUZZO PRELEVATI IN SITU**  
(UNI EN 12390-3)

Rapporto di Prova n° **99** del **28/09/2015**  
 Accettazione n° **348** del **21/09/2015** Pratica n° **1703** Richiesta n° **---** del **---**  
 Verificatore Strutturale: **Dott. Ing. Franco Baroni**  
 Committente: **Provincia di Ravenna**  
 Impresa esecutrice: **---**  
 Cantiere: **Verifica della vulnerabilità sismica del ponte stradale sul fiume Senio ubicato al km 10+081 della S.P. 306R "Casolana Riolese" nel Comune di Riolo Terme (RA)**

**DATI DICHIARATI DAL RICHIEDENTE**

Sigla campione	Forma e dimensioni	Posizione in opera	Verbale di prelievo	Rck	Data di prelievo
PC1	Ø 94	Spalla in dx idraulica	---	N.D.	17/09/2015
PC2	Ø 94	2^ Pila (in dx idraulica)	---	N.D.	17/09/2015
PC3	Ø 94	4^ Pila (in sx idraulica)	---	N.D.	17/09/2015

**RISULTATI DELLE PROVE**

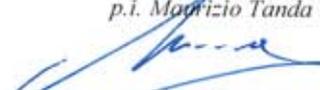
Sigla campione	Sigla di laboratorio	Dimensioni del provino (mm)		Massa provino (kg)	Massa volumica (kg/m³)	Sezione resistiva (mm²)	Carico di rottura (kN)	Tensione di rottura (MPa)	Data di prova	Modalità di rottura (1)	Rettifica (2)
		φ	h								
PC1	CLS.348/1	94,0	187,8	3,040	2333	6940	48,8	7,0	22/09/2015	2	B
PC2	CLS.348/2	94,0	181,0	2,990	2380	6940	103,2	14,9	22/09/2015	2	B
PC3	CLS.348/3	94,0	187,6	3,080	2366	6940	60,5	8,7	22/09/2015	2	B

NOTE: Il presente Rapporto di Prova non è valido ai sensi della legge 1086/71.

- (1) 1 = Rottura bipiramidale; 2 = Sfaldatura verticale; 3 = Sfaldamento obliquo; 4 = Sgretolamento.  
 (2) A = il provino è conforme alla norma UNI EN 12390-1; B = Il provino è stato rettificato mediante molatura; C = Il provino è stato rettificato mediante captatura.

E' vietata la copia non ufficiale della certificazione e la sua riproduzione, salvo approvazione scritta da parte di questo Laboratorio.

**Lo Sperimentatore**  
p.i. Maurizio Tanda




**Il Direttore del Laboratorio**  
Dott. Ing. Ferdinando Passerini



**PROVE DI TRAZIONE E PIEGAMENTO SU BARRE DI ACCIAIO PER C.A. PRELEVATE IN SITU**  
 (UNI EN 10002)

 Rapporto di Prova n° **100** del **28/09/2015** Pagina 1 di 1

 Accettazione n° **348** del **21/09/2015** Pratica n° **1703** Richiesta n° **---** del **---**

 Verificatore Strutturale: **Dott. Ing. Franco Baroni**

 Committente: **Provincia di Ravenna**

 Impresa esecutrice: **---**

 Cantiere: **Verifica della vulnerabilità sismica del ponte stradale sul fiume Senio ubicato al km 10+081 della S.P. 306R "Casolana Riolese" nel Comune di Riolo Terme (RA)**
**DATI RELATIVI ALLA RICHIESTA DI PROVE**

Sigla campione	Ø	Tipo di acciaio	Estremi attestato di qualificazione	Posizione in opera	Prelievo	
					Verbale	Data
PAI	8	b.l.	N.D.	2 <sup>a</sup> Pila (in dx idraulica) Barra longitudinale	---	17/09/2015

**RISULTATI DELLE PROVE**

Sigla di laboratorio	ACC. 348 / 4 A	
Data di prova	23/09/2015	
Diametro barra equipesante	mm	8,3
Sezione resistiva	mm <sup>2</sup>	54,20
Massa unitaria	kg/m	0,425
Carico di snervamento	kN	26,3
Carico di rottura	kN	28,8
Tensione di snervamento $f_y$	N/mm <sup>2</sup>	484,3
Tensione di rottura $f_t$	N/mm <sup>2</sup>	530,5
Rapporto $f_t / f_y$	-	1,10
Rapporto $f_y / f_{y \text{ nominale}}$	-	
Allungamento percentuale dopo la rottura $A_5$	%	u
Angolo di piegamento	-	
Angolo di raddrizzamento	-	
Mandrino utilizzato	mm	
Esito prova di piegamento		

**ESTREMI DELL'ATTESTATO DI QUALIFICAZIONE DESUNTI DAL MARCHIO RILEVATO**

--	--

**NOTE:** Il presente Rapporto di Prova non è valido ai fini del controllo di accettazione ai sensi della Legge 1086/71.  
 (1) La rottura è avvenuta al difuori delle tacche di riferimento.

*E' vietata la copia non ufficiale della certificazione e la sua riproduzione, salvo approvazione scritta da parte di questo Laboratorio.*

**Lo Sperimentatore**  
 P.i. Maurizio Tanda

**Il Direttore del Laboratorio**  
 Dott. Ing. Ferdinando Passerini

**PROVE DI TRAZIONE E PIEGAMENTO SU BARRE DI ACCIAIO PER C.A. PRELEVATE IN SITU**  
 (UNI EN 10002)

 Rapporto di Prova n° **101** del **28/09/2015** Pagina 1 di 1

 Accettazione n° **348** del **21/09/2015** Pratica n° **1703** Richiesta n° **---** del **---**

 Verificatore Strutturale: **Dott. Ing. Franco Baroni**

 Committente: **Provincia di Ravenna**

 Impresa esecutrice: **---**

 Cantiere: **Verifica della vulnerabilità sismica del ponte stradale sul fiume Senio ubicato al km 10+081 della S.P. 306R "Casolana Riocese" nel Comune di Riolo Terme (RA)**
**DATI RELATIVI ALLA RICHIESTA DI PROVE**

Sigla campione	Ø	Tipo di acciaio	Estremi attestato di qualificazione	Posizione in opera	Prelievo	
					Verbale	Data
PA2	8	b.l.	N.D.	4 <sup>a</sup> Pila (in sx idraulica) Barra longitudinale	---	17/09/2015

**RISULTATI DELLE PROVE**

Sigla di laboratorio	ACC. 348 / 5 A	
Data di prova	23/09/2015	
Diametro barra equipesante	mm	7,9
Sezione resistiva	mm <sup>2</sup>	49,44
Massa unitaria	kg/m	0,388
Carico di snervamento	kN	25,0
Carico di rottura	kN	28,8
Tensione di snervamento $f_y$	N/mm <sup>2</sup>	505,7
Tensione di rottura $f_t$	N/mm <sup>2</sup>	581,6
Rapporto $f_t / f_y$	-	1,15
Rapporto $f_y / f_{y \text{ nominale}}$	-	-
Allungamento percentuale dopo la rottura $A_5$	%	46,3
Angolo di piegamento	-	-
Angolo di raddrizzamento	-	-
Mandrino utilizzato	mm	-
Esito prova di piegamento		

**ESTREMI DELL'ATTESTATO DI QUALIFICAZIONE DESUNTI DAL MARCHIO RILEVATO**

--	--

**NOTE:** Il presente Rapporto di Prova non è valido ai fini del controllo di accettazione ai sensi della Legge 1086/71.

E' vietata la copia non ufficiale della certificazione e la sua riproduzione, salvo approvazione scritta da parte di questo Laboratorio.

**Lo Sperimentatore**  
 P.i. Maurizio Tanda

**Il Direttore del Laboratorio**  
 Dott. Ing. Ferdinando Passerini

*Dott. Ing. Franco Baroni  
Piazza di Porta Maggiore, 5 - 40137 Bologna  
tel: 051-399542 - fax 051-399512 - e.mail: franco.baroni@ceccoliassociati.it*

# **PROVINCIA DI RAVENNA**

## **COMUNE DI RIOLO TERME**

### **VERIFICA SISMICA DI OPERE INFRASTRUTTURALI POSTE AL SERVIZIO DELLA RETE STRADALE PROVINCIALE**

#### **PONTE SUL FIUME SENIO - KM 10+081 S.P. N. 306R "CASOLANA RIOLESE" - COMUNE DI RIOLO TERME (RAVENNA)**

**Provvedimento n. 926 - Provincia di Ravenna - Settore Lavori Pubblici**

#### ***REL02***

#### ***RELAZIONE RELATIVA ALLO STATO DI FATTO DEL PONTE***

##### **Il Committente**

Provincia di Ravenna  
Piazza dei Caduti per la Libertà n. 2  
Settore Lavori Pubblici  
Dirigente: dott. ing. Valentino Natali

##### **Il tecnico incaricato**

Dott. Ing. Franco Baroni

##### **I collaboratori**

Dott. Ing. Friedrich Drollmann  
Dott. Ing. Giada Gasparini  
Dott. Ing. Ilaria Ricci

Bologna, 05 ottobre 2015

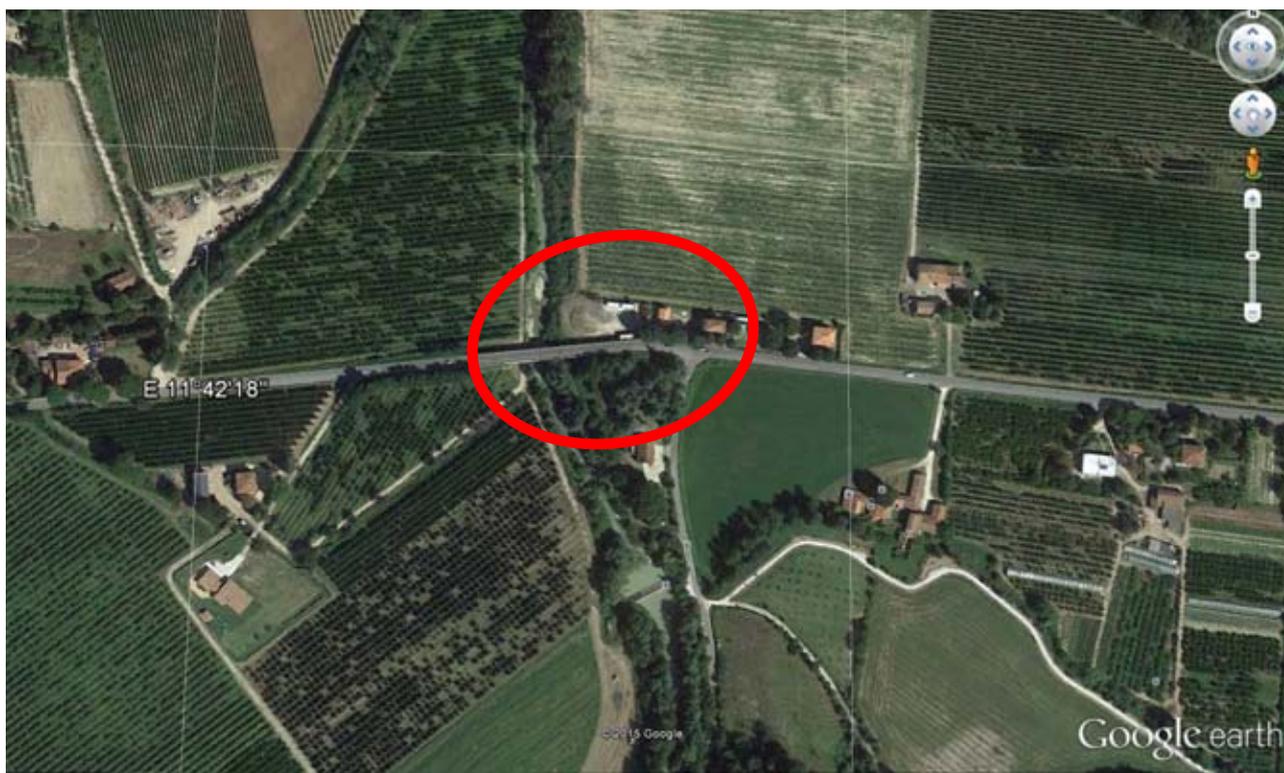
## INDICE

PREMESSA.....	3
1.  NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	4
2.  ANALISI DELLA DOCUMENTAZIONE DISPONIBILE .....	4
3.  ANALISI STORICO-CRITICA .....	5
3.1  Storia sismica dei territori su cui insiste il manufatto - anno 217 a. C. - anno 2004 .....	5
3.2  Eventi sismici del 20 maggio e 29 maggio 2012 .....	8
4.  DESCRIZIONE DELLA TIPOLOGIA STRUTTURALE DEL PONTE.....	9
5.  CARATTERIZZAZIONE GEOMORFOLOGICA DEL SITO: INDAGINE GEOGNOSTICA E PROVE SULLE TERRE .....	11
6.  CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI DI COSTRUZIONE.....	14
6.1  Sintesi della campagna di indagine e delle prove effettuate .....	14
7.  CRITERI PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA.....	20
7.1  Gli approcci ed i modelli per la valutazione della sicurezza.....	21
7.2  Metodologia di valutazione della risposta sismica globale.....	21
8.  LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA.....	22
8.1  Premesse, definizioni e metodo .....	22
8.2  Il Livello di Conoscenza e i Fattori di Confidenza .....	23
8.3  Livello di Conoscenza e Fattore di Confidenza utilizzato nelle analisi.....	24
9.  CAPACITA' DEI MATERIALI ESISTENTI .....	25
10.  RILIEVO DEL QUADRO FESSURATIVO E/O DI DEGRADO .....	26
11.  VULNERABILITA' NON QUANTIFICABILI NUMERICAMENTE.....	31
11.1  Giudizio sulle condizioni generali e statiche del manufatto nell'attuale configurazione.....	31
ALLEGATO 1 .....	32
ALLEGATO 2 .....	32

## **PREMESSA**

Nella presente relazione si riportano le modalità con cui verranno eseguite le verifiche tecniche dei livelli di sicurezza strutturale del **ponte sul fiume Senio posto alla progressiva chilometrica km10+081 della sp. n. 306R "Casolana Riolese" in Comune di Riolo Terme (RA)**. Le verifiche sono svolte, ai sensi dell'art. 2 comma 3 della OPCM n. 3274 del 20/03/2003, su opere infrastrutturali poste a servizio delle rete stradale provinciale della Provincia di Ravenna, che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso di cui alla Delibera di Giunta Regionale dell'Emilia Romagna n. 1661 del 02/10/2009.

Il ponte oggetto della verifica è riportato nel cerchio rosso nella vista aerea (tratta da Google Earth):



**Vista aerea - Google Earth**

## **1.     NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Le analisi saranno effettuate in conformità alle seguenti normative, così come previsto anche dal Disciplinare di incarico professionale:

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- Legge 2 febbraio 1974 n. 64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- OPCM n. 3274 del 20/02/2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- D.M. 14/01/2008 "Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni";
- Circolare Ministeriale n. 617 del 02/02/2009 "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008".

## **2.     ANALISI DELLA DOCUMENTAZIONE DISPONIBILE**

La Committenza non ha messo a disposizione dello scrivente per la consultazione alcuna documentazione tecnica inerente il manufatto oggetto delle verifiche.

E' allegata al Capitolato d'Oneri del contratto di affidamento dell'incarico la "*Scheda di sintesi di Livello 0 per i ponti strategici ai fini della protezione civile o rilevanti in caso di collasso a seguito di evento sismico*" compilata a cura della Provincia relativa al ponte oggetto di verifica.

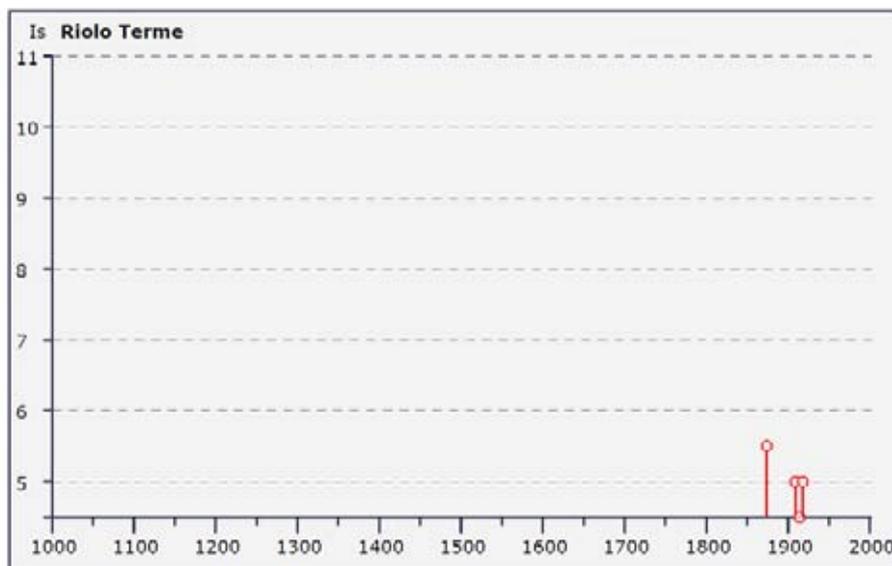
### 3. ANALISI STORICO-CRITICA

#### 3.1 Storia sismica dei territori su cui insiste il manufatto - anno 217 a. C. - anno 2004

Nel sito <http://www.ingv.it> (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia) è possibile scaricare il catalogo parametrico dei terremoti italiani al di sopra della soglia del danno (Catalogo NT4.1.1 aggiornato al marzo 1998) e il catalogo parametrico generale (Catalogo CPTI04 dell'anno 2004) dall'anno 217 a.C. all'anno 2002.

A seguito dei terremoti sotto elencati (dall'epoca della costruzione in poi) il manufatto non ha riportato danni visibili o apprezzabili.

Dal Catalogo NT4.1.1 per la zona di Riolo Terme (RA) si ricavano i seguenti sismi. Il grafico rappresenta il diagramma della storia sismica della località limitatamente ai valori con intensità  $I_s (x10) > 45$ , mentre la tabella riporta tutti i terremoti registrati nella zona di Riolo Terme (RA) dall'anno 217 a.C. all'anno 2002.



Dal Catalogo CPTI04 si rilevano per la zona di Riolo Terme (RA) si ricavano i seguenti sismi.

**Storia sismica di Riolo Terme**  
**[44.276, 11.723]**

Numero di eventi: 5

Effetti	In occasione del terremoto del:								
Is	Anno	Me	Gi	Or	Mi	Area epicentrale	Np	Ix	Mw
5-6	1874	10	07			IMOLESE	60	7	4.99
5	1909	01	13	00	45	BASSA PADANA	799	6-7	5.53
3-4	1913	07	21	22	35	VALLE DEL LAMONE	43	6	5.07
4-5	1914	10	27	09	22	GARFAGNANA	618	7	5.79
5	1918	11	10	15	12	Appennino romagnolo	95	8	5.79



Località vicine (entro 10km)			
Località	Stato	NMO	Distanza
Brisighella	IT	24	7km
Casalfiumanese	IT	4	9km
Casola Valsenio	IT	16	10km
Castel Bolognese	IT	10	8km
Fognano	IT	5	8km
Imola	IT	43	9km
Tossignano	IT	4	10km

Al fine di meglio comprendere i dati delle tabelle e dei diagrammi, si riporta la guida per la loro consultazione, così come riportata nel sito. La consultazione "per località", permette di visionare la storia sismica delle località italiane presenti almeno tre volte in DBMI04 (5325 località in totale). Al click sulla località prescelta comparirà nel frame in alto a destra l'elenco dei terremoti in cui è citata. La tabella della storia sismica è ordinata per a) intensità al sito e per b) anno. L'area in basso

a destra è dedicata al diagramma della storia sismica limitatamente ai terremoti con intensità epicentrale uguale o superiore a 4/5. I parametri che costituiscono il formato sintetico del database sono i seguenti:

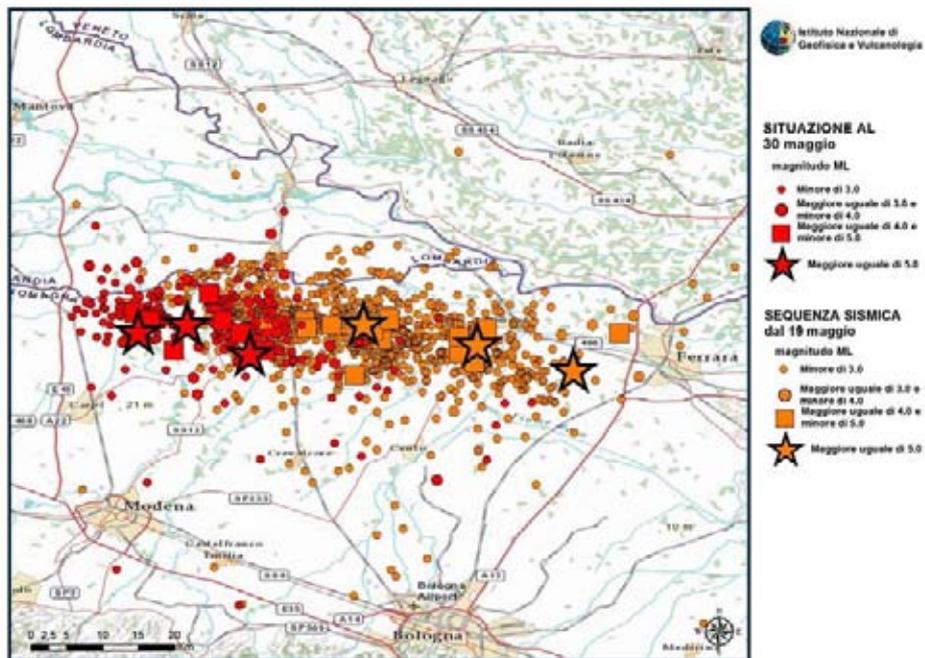
Parametro	Descrizione	Provenienza
<b>NDBMI04</b>	Identificativo del record	
<b>NCPTI04</b>	Identificativo del terremoto	CPTI04 (N)
<b>An</b>	Tempo origine: anno	CPTI04 (Anno)
<b>Me</b>	Tempo origine: mese	CPTI04
<b>Gi</b>	Tempo origine: giorno	CPTI04
<b>Or</b>	Tempo origine: ora	CPTI04
<b>Mi</b>	Tempo origine: minuti	CPTI04
<b>Se</b>	Tempo origine: secondi	CPTI04
<b>AE</b>	Denominazione dell'area dei maggiori effetti	CPTI04
<b>RT</b>	Codice bibliografico dell'elaborato di riferimento (compatto)	CPTI04
<b>RT1</b>	Codice bibliografico dell'elaborato di riferimento (esplicitato)	
<b>Np</b>	Numero di osservazioni macrosismiche del terremoto	CPTI04
<b>Np1</b>	Numero di osservazioni macrosismiche del terremoto in DBMI04	
<b>Ix</b>	Intensità massima (MCS)	CPTI04 (Imx)
<b>Io</b>	Intensità epicentrale (MCS)	CPTI04
<b>LatEp</b>	Latitudine dell'epicentro	CPTI04 (Lat)
<b>LonEp</b>	Longitudine dell'epicentro	CPTI04 (Lon)
<b>Mw</b>	Magnitudo momento	CPTI04 (Maw)
<b>Daw</b>	Errore associato alla stima di Mw	CPTI04
<b>Loc</b>	Denominazione della località	DIR04
<b>Sc</b>	Casi particolari	DIR04
<b>LatIDP</b>	Latitudine	DIR04
<b>LonIDP</b>	Longitudine	DIR04
<b>Is</b>	Intensità al sito (MCS)	
<b>Cou</b>	Codice della nazione di appartenenza della località	
<b>Istat01</b>	Codice ISTAT 2001 del comune di appartenenza della località	
<b>Pr</b>	Sigla della provincia di appartenenza della località	
<b>LocOr</b>	Denominazione della località secondo lo studio originale	Originale
<b>LatOr</b>	Latitudine della località secondo lo studio originale	Originale
<b>LonOr</b>	Longitudine della località secondo lo studio originale	Originale
<b>IsOr</b>	Intensità al sito secondo lo studio originale	Originale

Note:

- i valori di intensità epicentrale e massima, a differenza di CPTI04, sono riportati in originale ovvero non moltiplicati per 10 (es: 6/7 anziché 65, 7 anziché 70);
- i valori tipo 6/7, 7/8 indicano incertezza fra i due valori interi e non valori "intermedi" di intensità.

### 3.2 Eventi sismici del 20 maggio e 29 maggio 2012

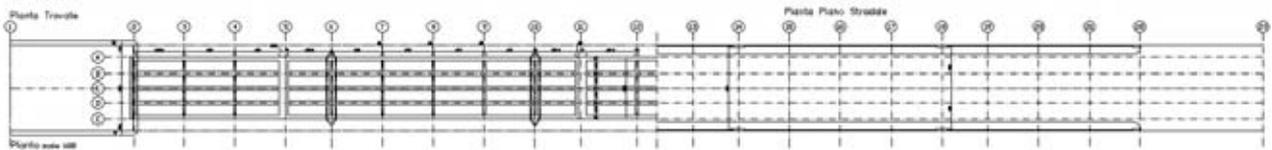
La figura sotto riportata illustra la sequenza sismica che ha colpito le zone emiliane dal 19 maggio al 30 maggio 2012 elaborata dall'INGV (le stelle rappresentano i terremoti con magnitudo superiore a 5).



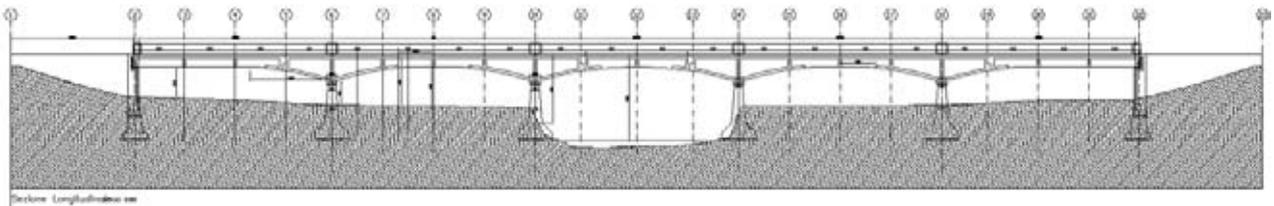
A seguito degli eventi sismici del maggio 2012 la struttura del manufatto in Provincia di Ravenna (distante dagli epicentri dei sismi accaduti) non ha subito danni.

#### 4. DESCRIZIONE DELLA TIPOLOGIA STRUTTURALE DEL PONTE

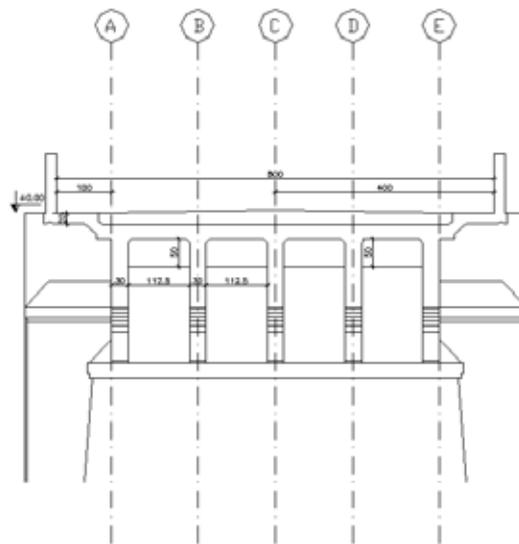
A seguito dei rilievi effettuati in sito e della dichiarazione della Committenza in merito alla somiglianza dell'opera ad un ponte esistente sul fiume Lamone (di cui si è a disposizione di alcune tavole del progetto strutturale originario), si riporta nel seguito la pianta dell'impalcato, la sezione longitudinale del ponte e la sezione trasversale dell'impalcato (per maggiori dettagli si vedano gli elaborati grafici di rilievo).



**Pianta impalcato con identificazione pile - asse rettilineo / trasversi ortogonali**



**Sezione longitudinale**



**Sezione Trasversale**

**Sezione trasversale impalcato**

*Dott. Ing. Franco Baroni  
Piazza di Porta Maggiore, 5 - 40137 Bologna  
tel: 051-399542 - fax 051-399512 - e.mail: franco.baroni@ceccoliassociati.it*

Il ponte è ad asse longitudinale rettilineo a cinque campate, ciascuna di lunghezza 20,0m ciascuna.  
La tipologia strutturale del ponte è a travi appoggiate (travi gerber) in cui l'appoggio è collocato non  
in corrispondenza delle pile ma a distanza da esse pari a circa 4,5m (impalcato a travate in c.a. con  
asse longitudinale rettilineo e traversi ortogonali, di larghezza complessiva pari a 8,0m compresi gli  
sbalzi dei marciapiedi dalla carreggiata). Le spalle sono muri in c.a. a parete sottile di altezza pari a  
circa 7,0m, mentre le pile sono a fusto unico semplice in c.a., di altezza pari a circa 7,0m. Il sistema  
di fondazione, qualora fosse stato realizzato similmente al ponte sul fiume Lamone, prevedrebbe un  
sistema di pali infissi di lunghezza pari a circa 8,0m in corrispondenza di spalle e pile.

## 5. CARATTERIZZAZIONE GEOMORFOLOGICA DEL SITO: INDAGINE GEOGNOSTICA E PROVE SULLE TERRE

Per quanto riguarda la caratterizzazione del terreno su cui sorge il manufatto dal punto di vista sismico e per la determinazione delle proprietà fisico-meccaniche dei terreni di fondazione, è stata effettuata apposita indagine geognostica e relativa relazione geologico sismica, riportata nell'Allegato 1 alla presente relazione ("Relazione geologica e sismica per la valutazione della vulnerabilità sismica del ponte sul fiume Senio, ubicato al km10+081 della s.p. n. 306R "Casolana Riolese", a firma del tecnico incaricato dott. geol. Riccardo Degli Esposti, iscritto all'Ordine dei Geologi della Regione Emilia Romagna al n. 566).

L'indagine ha previsto:

- ✓ una prova penetrometrica statica ed una prova penetrometrica dinamica eseguite all'interno dello stesso foro d'indagine (CPT1 e DPSH2), ubicata in destra idrografica del Fiume Senio, fra le pile n° 1 e 2 a partire dalla spalla est del ponte in esame (a sud degli impalcati), spinta fino alla profondità di 8,8 m dal p.c.;
- ✓ una base sismica a rifrazione con rilievo delle onde Vs30 tramite metodo M.A.S.W. ("Multichannel analysis of surface waves"), ubicata fra la spalla est e la pila n° 2 del ponte stesso, a nord degli impalcati.

Nel seguito si riassumono i principali risultati che tale indagine ha evidenziato:

- classificazione sismica del terreno: **categoria C** (così come di seguito riportato nello stralcio della relazione di integrazione del geol. Degli Esposti)

Sulla base dei risultati dell'indagine geognostica eseguita (si veda l'all. 2), è possibile assegnare ai terreni indagati la categoria di sottosuolo "C" ( $V_{s30} = 320$  m/s), secondo il D.M. 14/01/2008.

- fenomeni di liquefazione: **esclusi** (così come di seguito riportato nello stralcio della relazione di integrazione del geol. Degli Esposti)

In via del tutto preliminare è possibile affermare che le caratteristiche litologiche ed il grado di addensamento dei terreni a granulometria grossolana rilevati nel corso dell'esecuzione dell'indagine geognostica in corrispondenza dell'area in esame, rendono tale sito non a rischio nei confronti della liquefazione anche in presenza di evento sismico (con magnitudo massima corrispondente al grado di sismicità di riferimento per l'area in esame), come risulta dalla valutazione del potenziale di liquefazione condotta secondo i "metodi semplificati" generalmente accettati dall'Ingegneria Geotecnica Sismica. Da tale valutazione risulta che il valore del rapporto di resistenza ciclica (CRR) è significativamente superiore al valore del rapporto di tensione ciclica (CSR), generata dal sisma.

- caratterizzazione stratigrafica dei terreni indagati e **parametri meccanici** (così come di seguito riportato nello stralcio della relazione di integrazione del geol. Degli Esposti):

Nella tabella seguente viene riportata la caratterizzazione geotecnica di massima dei terreni indagati, suddivisi in strati omogenei dal punto di vista litotecnico (unità litotecniche; i valori dei parametri geomeccanici indicati sono quelli caratteristici):

Unità	Prof. (m)	Litotipi	$\gamma$ (t/mc)	$C_u$ (kg/cmq)	$C'$ (kg/cmq)	$\varphi'$ (°)
A	0,6+3,8	argilla e limo	1,9	0,6	---	---
B	3,8+7,0	ghiaia e sabbia	2,1	---	0	36
C	7,0+9,0	argilla (??)	1,9	1,5	---	---

$\gamma$  = massa volumica totale

$C_u$  = coesione non drenata

$C'$  = coesione efficace (drenata)

$\varphi'$  = angolo di attrito interno efficace (drenato)

*Dott. Ing. Franco Baroni*  
*Piazza di Porta Maggiore, 5 - 40137 Bologna*  
*tel: 051-399542 - fax 051-399512 - e.mail: franco.baroni@ceccoliassociati.it*

- pressione limite del terreno in condizioni non drenate (calcolata secondo la formula di Terzaghi- Brinch-Hansen) pari a:  $q_{lim} = c_u \cdot N_c = 1,0 \cdot 5,14 = 5,14 daN / cm^2$
- pressione ammissibile del terreno (calcolata secondo i coefficienti di sicurezza del D.M. 11/03/1988) pari a:  $q_{amm} = 1,7 daN / cm^2$

## **6. CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI DI COSTRUZIONE**

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi duttili o fragili di strutture in c.a. si impiegano le proprietà dei materiali esistenti, determinate secondo la campagna di indagini condotta o sulla base di quanto disponibile dalla documentazione in possesso, divise per i fattori di confidenza in relazione al livello di conoscenza raggiunto. Per il calcolo della capacità di resistenza degli elementi fragili primari, le resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza in relazione al livello di conoscenza raggiunto. Per i materiali nuovi o aggiunti si impiegano le proprietà nominali.

### **6.1 Sintesi della campagna di indagine e delle prove effettuate**

La relazione tecnica "Rilievi e caratterizzazione meccanica degli elementi strutturali" redatta dalla ditta autorizzata TECNO IN Servizi di Ingegneria s.p.a. di Napoli, azienda con sistema di qualità certificato dal RINA ISO 9001-14001, ha evidenziato i seguenti risultati, a valle delle indagini eseguite, di seguito riassunte (la relazione di prova è riportata nell'Allegato 2 alla presente relazione).

Gli interventi effettuati sono i seguenti:

- ✓ n° 2 rilievi di barre d'armatura in strutture in c.a.;
- ✓ n° 3 prelievi di campioni cilindrici di cls comprensivi del ripristino;
- ✓ n° 3 prove di carbonatazione su campioni cilindrici di cls;
- ✓ n° 3 prove di resistenza a compressione su provini cilindrici di cls;
- ✓ n° 18 indagini Sonreb per la stima indiretta della resistenza a compressione del cls;
- ✓ n° 2 prelievi di barre d'armatura comprensivi del ripristino;
- ✓ n° 2 prove di resistenza a trazione sui campioni di barra prelevata;

L'ubicazione delle indagini è riportata nella seguente immagine:



Dai rilevi delle barre di armatura effettuati nella 2° Pila in dx idraulica (RA1) e nella 4° Pila in sx idraulica (RA2) risulta che i ferri hanno diametri compresi tra  $\phi 12$  e  $\phi 14$  verticali,  $\phi 8$  e  $\phi 10$  orizzontali. Tali armature sono congruenti con quanto riportato negli elaborati grafici del progetto originario del ponte sul fiume Lamone, indicato dalla committenza come simile al ponte oggetto delle presenti verifiche.

Dalle prove di schiacciamento effettuate sulle 3 carote prelevate (per la caratterizzazione meccanica di calcestruzzo e armatura, identificate come PC1 - Spalla dx idraulica, PC2 - 2° Pila in dx idraulica, PC3 - 4° Pila in sx idraulica) sono stati ricavati i seguenti risultati:

Sigla Carota	Ubicazione	Dimensioni provino [mm]		Direzione carotaggio	$R_{carota}$	$R_{ch}$	Massa volumica [kg/m <sup>3</sup> ]	Velocità ultrasuoni [m/s]
		d	h		[MPa]	[MPa]		
PC1	Spalla in dx idraulica	94,0	187,8	orizzontale	7,0	10,5	2333	3167
PC2	2° Pila (in dx idraulica)	94,0	181,0	orizzontale	14,9	22,2	2380	3803
PC3	4° Pila (in sx idraulica)	94,0	187,6	orizzontale	8,7	13,1	2366	3257

Dalle indagini con il metodo combinato SONREB (indagini sclerometriche e rilievo ultrasonico) su 13 elementi strutturali in c.a. per la determinazione della resistenza a compressione del calcestruzzo sono stati ricavati i seguenti valori:

Sigla	Identificazione	Battute sclerometriche													Ultrasuoni				Tipo di indagine	$R_{sonreb}$ [MPa]
		Indice di rimbalzo												I	d [cm]	t [ $\mu$ s]	$V_{media}$ [m/s]	$V_{retif.}$ [m/s]		
PC1	Spalla in dx idraulica	30	32	31	30	29	29	33	28	32	30	29	31	30,3	20	79	2532	3167	Superf.	10,5
		20	80																	
		20	78																	

Sigla	Identificazione	Battute sclerometriche													Ultrasuoni				Tipo di indagine	$R_{sonreb}$ [MPa]
		Indice di rimbalzo												I	d [cm]	t [ $\mu$ s]	$V_{media}$ [m/s]	$V_{retif.}$ [m/s]		
PC2	2° Pila (in dx idraulica)	33	36	31	31	35	30	37	34	30	34	30	35	32,9	20	65	3001	3803	Superf.	22,2
		20	67																	
		20	68																	

Sigla	Identificazione	Battute sclerometriche											Ultrasuoni				Tipo di indagine	R <sub>sonreb</sub> [MPa]		
		Indice di rimbalzo											I	d [cm]	t [μs]	V <sub>media</sub> [m/s]			V <sub>retirif.</sub> [m/s]	
PC3	4 <sup>a</sup> Pila (in sx idraulica)	29	28	26	27	28	32	24	25	26	27	31	32	27,9	20	82	2450	3257	Superf.	13,1
														20	80					
														20	83					

Sigla	Identificazione	Battute sclerometriche											Ultrasuoni				Tipo di indagine	R <sub>sonreb</sub> [MPa]		
		Indice di rimbalzo											I	d [cm]	t [μs]	V <sub>media</sub> [m/s]			V <sub>retirif.</sub> [m/s]	
SR1	2 <sup>a</sup> Trave - 1 <sup>a</sup> Campata Appoggio sulla spalla in dx idraulica	33	34	32	31	35	34	38	31	30	30	34	34	32,8	29	90	3222	4133	Trasp.	27,1
														29	91					
														29	89					
SR2	2 <sup>a</sup> Trave - 1 <sup>a</sup> Campata Mezzeria	30	36	34	31	31	35	30	32	36	33	35	34	33,1	29	91	3235	4149	Trasp.	27,8
														29	90					
														29	88					
SR3	2 <sup>a</sup> Trave - 1 <sup>a</sup> Campata A circa 1/3 della luce dall'appoggio sulla 1 <sup>a</sup> pila (in dx idraulica)	40	36	31	33	36	32	37	33	32	34	39	35	34,7	29	87	3283	4211	Trasp.	30,8
														29	89					
														29	89					
SR4	3 <sup>a</sup> Trave - 2 <sup>a</sup> Campata A circa 1/3 della luce dall'appoggio sulla 1 <sup>a</sup> pila (in dx idraulica)	35	38	34	32	34	36	40	36	39	37	37	36	36,2	29	88	3271	4195	Trasp.	32,4
														29	88					
														29	90					
SR5	3 <sup>a</sup> Trave - 2 <sup>a</sup> Campata Mezzeria	45	34	35	35	34	37	40	36	38	35	36	37	36,3	29	87	3260	4182	Trasp.	32,2
														29	92					
														29	88					
SR6	3 <sup>a</sup> Trave - 2 <sup>a</sup> Campata A circa 1/3 della luce dall'appoggio sulla 2 <sup>a</sup> pila (in dx idraulica)	37	37	31	32	35	33	34	30	38	31	33	35	33,8	29	88	3273	4198	Trasp.	29,5
														29	92					
														29	86					
SR7	4 <sup>a</sup> Trave - 2 <sup>a</sup> Campata A circa 1/3 della luce dall'appoggio sulla 1 <sup>a</sup> pila (in dx idraulica)	30	37	32	33	39	31	35	34	32	39	40	34	34,6	28	86	3245	4162	Trasp.	29,8
														28	84					
														28	89					
SR8	4 <sup>a</sup> Trave - 2 <sup>a</sup> Campata Mezzeria	35	37	36	40	37	36	36	35	40	38	38	35	36,8	28	86	3257	4177	Trasp.	32,8
														28	84					
														28	88					
SR9	4 <sup>a</sup> Trave - 2 <sup>a</sup> Campata A circa 1/3 della luce dall'appoggio sulla 2 <sup>a</sup> pila (in dx idraulica)	37	42	33	38	40	39	39	41	36	33	35	36	37,4	28	85	3220	4129	Trasp.	32,5
														28	87					
														28	89					
SR10	5 <sup>a</sup> Trave - 4 <sup>a</sup> Campata A circa 1/3 della luce dall'appoggio sulla 3 <sup>a</sup> pila (in sx idraulica)	36	32	35	34	38	41	35	40	32	34	30	36	35,2	28	83	3270	4194	Trasp.	31,1
														28	88					
														28	86					
SR11	5 <sup>a</sup> Trave - 4 <sup>a</sup> Campata Mezzeria	42	39	39	44	37	35	36	40	36	37	39	31	38,0	28	84	3197	4101	Trasp.	32,7
														28	88					
														28	91					
SR12	5 <sup>a</sup> Trave - 4 <sup>a</sup> Campata A circa 1/3 della luce dall'appoggio sulla 4 <sup>a</sup> pila (in sx idraulica)	42	40	40	38	42	38	36	37	43	33	34	45	39,0	30	97	3182	4082	Trasp.	33,5
														30	95					
														30	91					
SR13	2 <sup>a</sup> Trave - 5 <sup>a</sup> Campata A circa 1/3 della luce dall'appoggio sulla 4 <sup>a</sup> pila (in sx idraulica)	34	33	31	32	35	34	36	32	30	32	30	29	32,3	28	84	3257	4177	Trasp.	27,3
														28	88					
														28	86					
SR14	2 <sup>a</sup> Trave - 5 <sup>a</sup> Campata Mezzeria	34	34	33	32	35	39	36	34	31	30	36	31	33,6	28	86	3243	4160	Trasp.	28,5
														28	86					
														28	87					
SR15	2 <sup>a</sup> Trave - 5 <sup>a</sup> Campata Appoggio sulla spalla in sx idraulica	30	32	34	35	33	31	30	36	34	36	32	38	33,3	28	85	3269	4193	Trasp.	28,8
														28	87					
														28	85					
Valori medi																		30,5		
Deviazione standard																		2,2		
Coefficiente di variazione																		7%		

Dall'analisi dei risultati ottenuti dalle prove di schiacciamento delle 3 carote e del metodo combinato Sonreb, si ritiene legittimo considerare come calcestruzzo in opera un materiale avente le

caratteristiche di un calcestruzzo C20/25 (Rck250). Si evidenzia che si utilizza lo stesso tipo di materiale per tutti gli elementi del manufatto (travi di impalcato, pile, spalle).

Dalle prove di resistenza a trazione effettuate su 2 barre in acciaio prelevate da 2° Pila in dx idraulica (PA1 - barra liscia  $\phi 8$ ) e 4° Pila in sx idraulica (PA2 - barra liscia  $\phi 8$ ) sono stati ricavati i seguenti valori:

Sigla Barra	Ubicazione	Tipologia barra	Diametro barra equipesante	Tensione di snervamento $f_y$	Tensione di rottura $f_t$	Rapporto $f_t/f_y$	Allungam. Percentuale dopo la rottura $A_5$
			[mm]	[MPa]	[MPa]		[%]
PA1	2 <sup>a</sup> Pila (in dx idraulica) Barra longitudinale	liscia	8,3	484,3	530,5	1,10	(1)
PA2	4 <sup>a</sup> Pila (in sx idraulica) Barra longitudinale	liscia	7,9	505,7	581,6	1,15	46,3

(1) La rottura è avvenuta al di fuori delle tacche di riferimento

Dalle normative dell'epoca si ricava che il materiale utilizzato può essere assimilato a un acciaio FeB32k, avente le seguenti caratteristiche meccaniche:

3.1.5. Tensioni ammissibili negli acciai in barre tonde lisce.

La tensione ammissibile non deve superare i valori indicati nel successivo prospetto 6.

PROSPETTO 6

*Tensioni ammissibili negli acciai in barre tonde lisce*

TIPO DI ACCIAIO		Fe B 22 k	Fe B 32 k
$\bar{\sigma}_s$	N/mm <sup>2</sup> [kgf/cm <sup>2</sup> ]	115 [1200]	155 [1600]

2.2.2. Acciai in barre tonde lisce.

Le barre di acciaio tonde lisce devono possedere le proprietà indicate nel successivo prospetto 1.

PROSPETTO 1		
TIPO DI ACCIAIO	Fe B 22 k	Fe B 32 k
Tensione caratteristica di snervamento, . . . . . $f_{yk}$ N/mm <sup>2</sup>	≥ 215	≥ 315
[kgf/mm <sup>2</sup> ]	[≥ 22]	[≥ 32]
Tensione caratteristica di rottura . . . . . $f_{tk}$ N/mm <sup>2</sup>	≥ 335	≥ 490
[kgf/mm <sup>2</sup> ]	[≥ 34]	[≥ 50]
Allungamento $A_1$ , . . . . . %	≥ 24	≥ 23
Piegamento a 180° su mandrino avente diametro . . . . . D	2 Ø	3 Ø

Si devono usare barre di diametro compreso fra 5 e 30 mm.

In accordo con i risultati ottenuti dalle indagini e a favore di sicurezza, nelle analisi si utilizza, quindi, un valore di resistenza a snervamento dell'acciaio pari a  $f_{y-m} = 3000 \text{ daN} / \text{cm}^2$ . Si evidenzia che si utilizza lo stesso tipo di materiale per tutti gli elementi del manufatto (travi di impalcato, pile, spalle).

## **7. CRITERI PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA**

Le analisi di vulnerabilità sismica coinvolgono la stima del comportamento sismico della costruzione nelle sue molteplici parti (impalcato, pile, spalle) sotto una molteplicità di azioni sismiche (di diversa intensità). Le analisi di vulnerabilità sismica presentano i livelli di accelerazione sismica che attivano i diversi stati limite per le diverse componenti analizzate e individuano le principali fonti di criticità nei confronti del comportamento sismico della costruzione in esame, oltre che ad individuare le soglie di accelerazione che globalmente attivano i diversi stati limite per le strutture analizzate. La valutazione della sicurezza alle azioni sismiche e le relative verifiche sono fornite in termini di accelerazione al suolo in grado di attivare un dato meccanismo di danneggiamento/collasso. Con una metodologia di seguito dettagliatamente descritta si valuteranno i valori di accelerazione al suolo in grado di attivare i singoli meccanismi di danneggiamento/collasso globale, evidenziando gli elementi che possono entrare in crisi al crescere dell'accelerazione al suolo.

La pericolosità sismica del sito definisce i valori di accelerazione al suolo che si utilizzeranno per le valutazioni della sicurezza della struttura, riportati sulla base degli stati limite da considerare ( $a_g(SLD)_{63\%}$ ,  $a_g(SLV)_{10\%}$ ,  $a_g(SLC)_{5\%}$ ). L'obiettivo delle verifiche è la definizione di differenti livelli di accelerazione al suolo, corrispondenti allo SLD ( $a_g(SLD)_d$ ), SLV ( $a_g(SLV)_d$ ) e SLC ( $a_g(SLC)_d$ ) e dei loro rapporti con le accelerazioni attese al suolo con la probabilità di accadimento del 63% (SLD), 10% (SLV) e 5% (SLC) nel periodo di riferimento. Si identificheranno quindi differenti indicatori di rischio di collasso  $\alpha_{u-v} = a_g(SLV)_d / a_g(SLV)_{10\%}$ ,  $\alpha_{u-c} = a_g(SLC)_d / a_g(SLC)_{5\%}$  e di inagibilità  $\alpha_e = a_g(SLD)_d / a_g(SLD)_{63\%}$ .

Valori prossimi o superiori all'unità caratterizzano casi in cui il livello di rischio è prossimo a quello richiesto dalle norme, mentre valori bassi, prossimi a zero, caratterizzano casi ad elevato rischio.

La valutazione della sicurezza (DM 14/01/08 capitolo 8.3) è stata eseguita con riferimento allo Stato Limite Ultimo (in particolare alla condizione di salvaguardia della vita umana SLV), e allo Stato Limite di Danno (SLD).

Per quanto riguarda lo SLV, nel caso di elementi/meccanismi duttili gli effetti da considerare sono quelli derivanti dall'analisi strutturale, mentre nel caso di elementi/meccanismi fragili gli effetti derivanti dall'analisi strutturale possono venire modificati. Le capacità sono definite in termini di "deformazioni di danno" per gli elementi/meccanismi duttili, di "deformazioni ultime" e di resistenze prudenzialmente ridotte per gli elementi/meccanismi fragili. Nel caso in esame di verifica con l'impiego del fattore  $q$ , la resistenza degli elementi è stata calcolata come per le situazioni non sismiche. Per quanto riguarda lo SLD, in mancanza di più specifiche indicazioni sui valori limite di spostamento, si effettua una verifica di congruenza sugli spostamenti dei giunti.

### 7.1 Gli approcci ed i modelli per la valutazione della sicurezza

Gli strumenti analitici e predittivi a disposizione dell'ingegneria per la moderna valutazione del comportamento statico, dinamico e sismico delle costruzioni fanno sì che non si possa prescindere da una analisi strutturale da svilupparsi con riferimento a tali strumenti. Pertanto al fine di valutare la sicurezza sismica delle costruzioni in esame si ritiene opportuno sviluppare le analisi secondo due approcci differenziati:

- sviluppo di una analisi strutturale mediante l'utilizzo di:
  - modellazioni numeriche agli elementi finiti (utilizzando il software di calcolo computazionale PROSAP);

Per eseguire le analisi di sicurezza degli elementi di cui sopra si è fatto ricorso a diverse modalità di rappresentazione schematica del comportamento delle costruzioni (modelli), che sono stati sviluppati a diversi livelli di dettaglio. Le analisi di vulnerabilità comprendono, pertanto, lo sviluppo di una molteplicità di rappresentazioni semplificate (modelli) ciascuna specifica dello stato limite studiato.

### 7.2 Metodologia di valutazione della risposta sismica globale

Si propone una metodologia di verifica a livello globale che tiene in considerazione un percorso di conoscenza ed analisi in cui il giudizio sul livello di rischio del manufatto o l'idoneità di un intervento emerge dal confronto tra la capacità della struttura, valutata a seguito di una conoscenza qualitativa e quantitativa della costruzione, e l'azione sismica, opportunamente modulata in funzione di ragionevoli livelli di protezione sismica.

## 8. LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

### 8.1 Premesse, definizioni e metodo

Tenuto conto della fondamentale importanza che, nello studio delle costruzioni esistenti, riveste la conoscenza delle strutture medesime (con particolare riferimento alla loro geometria, ai particolari costruttivi ed alle caratteristiche dei materiali impiegati per la costruzione), le norme definiscono ed impongono l'utilizzo nelle analisi dei così detti Fattori di Confidenza (DM14/01/2008 punto 8.2, Circ. Min. n. 617 Appendice C8A) mediante i quali, nella sostanza, si riducono i valori medi di resistenza dei materiali e si ricavano i valori da adottare in sede di esecuzione delle verifiche. Il valore che, volta per volta, deve essere adottato per detti Fattori di Confidenza discende strettamente dal Livello di Conoscenza conseguito nelle indagini.

La relazione tra livelli di conoscenza e fattori di confidenza è illustrata nella tabella di seguito riportata (si noti che la medesima tabella definisce, in funzione del livello di conoscenza, il metodo di analisi da utilizzare per l'individuazione dei livelli di sicurezza).

Tabella C8A.1.2 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1		Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

## 8.2 Il Livello di Conoscenza e i Fattori di Confidenza

Come si può evincere dall'esame della tabella dianzi riportata, le fonti da considerare per la acquisizione dei dati necessari sono:

- documenti di progetto con particolare riferimento a relazioni geologiche, geotecniche e strutturali ed elaborati grafici strutturali;
- eventuale documentazione acquisita in tempi successivi alla costruzione;
- rilievo strutturale geometrico e dei dettagli esecutivi;
- prove in-situ e in laboratorio volte all'individuazione delle caratteristiche dei materiali impiegati per la costruzione.

In generale dovranno quindi essere acquisiti dati sugli aspetti seguenti:

- identificazione delle categorie di suolo secondo quanto indicato al punto 3.2.2 del D.M. 14/01/2008;
- identificazione dell'organismo strutturale e verifica del rispetto dei criteri di regolarità sulla base dei disegni originali di progetto opportunamente verificati con indagini in-situ;
- informazione sulle dimensioni geometriche degli elementi strutturali, dei quantitativi delle armature, delle proprietà meccaniche dei materiali, dei collegamenti;
- informazioni su possibili difetti locali dei materiali e su possibili difetti nei particolari costruttivi (dettagli delle armature, eccentricità travi-pilastro, eccentricità pilastro-pilastro, collegamenti trave-colonna e colonna-fondazione, etc.);
- informazioni sulle norme impiegate nel progetto originale incluso il valore delle eventuali azioni sismiche di progetto;
- descrizione della classe d'uso, della categoria e della vita nominale secondo il punto 2.4 del D.M. 14/01/2008;
- rivalutazione dei carichi variabili, in funzione della destinazione d'uso.

Come si può evincere dall'esame della tabella dianzi riportata, ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza si distinguono i tre Livelli di Conoscenza seguenti:

- LC1: Conoscenza Limitata;
- LC2: Conoscenza Adeguata;
- LC3: Conoscenza Accurata.

Ai Fattori di Confidenza indicati nella Tabella C8A.1 si affida il duplice compito:

- definire le resistenze dei materiali da utilizzare nelle formule di capacità delle strutture duttili e fragili (le resistenze medie, ottenute dalle prove in situ e dalle informazioni aggiuntive, sono infatti divise per i fattori di confidenza);
- tenere conto delle differenze di comportamento di elementi duttili e fragili nell'ambito della medesima costruzione (in questo caso le resistenze medie degli elementi duttili, ottenute dalle prove in situ e dalle informazioni aggiuntive, sono infatti moltiplicate per i fattori di confidenza).

Si intende che i fattori di confidenza possono anche essere valutati in modo differenziato per i diversi materiali, sulla base di considerazioni statistiche condotte su un insieme significativo di dati raccolti per gli elementi in esame e mediante l'utilizzo di metodi di valutazione di comprovata validità.

### 8.3 Livello di Conoscenza e Fattore di Confidenza utilizzato nelle analisi

Considerando la campagna di indagine effettuata, si utilizza per le analisi un Fattore di Confidenza  $FC = 1,2$ , corrispondente ad un Livello di Conoscenza Adeguata (LC2).

## 9. CAPACITA' DEI MATERIALI ESISTENTI

Dai risultati delle ispezioni visive e delle indagini effettuate, considerando un Fattore di Confidenza  $FC = 1,20$  si ricavano i seguenti valori di progetto dei materiali che si sono utilizzati per la costruzione dell'edificio.

### Calcestruzzo $R_{ck}250$ per travi di impalcato, pile, spalle (C20/25)

Resistenza media a compressione del materiale in opera:  $f_{cd-m} = 110 \text{ daN} / \text{cm}^2$

Resistenza media a compressione di progetto:  $f_{cd-m}' = \frac{f_{cd-m}}{FC} = 90 \text{ daN} / \text{cm}^2$

### Acciaio per c.a. in barre lisce FeB32K

Resistenza media a snervamento del materiale in opera:  $f_{yd-m} = 3000 \text{ daN} / \text{cm}^2$

Resistenza media a snervamento di progetto:  $f_{yd-m}' = \frac{f_{yd-m}}{FC} = 2500 \text{ daN} / \text{cm}^2$

## **10. RILIEVO DEL QUADRO FESSURATIVO E/O DI DEGRADO**

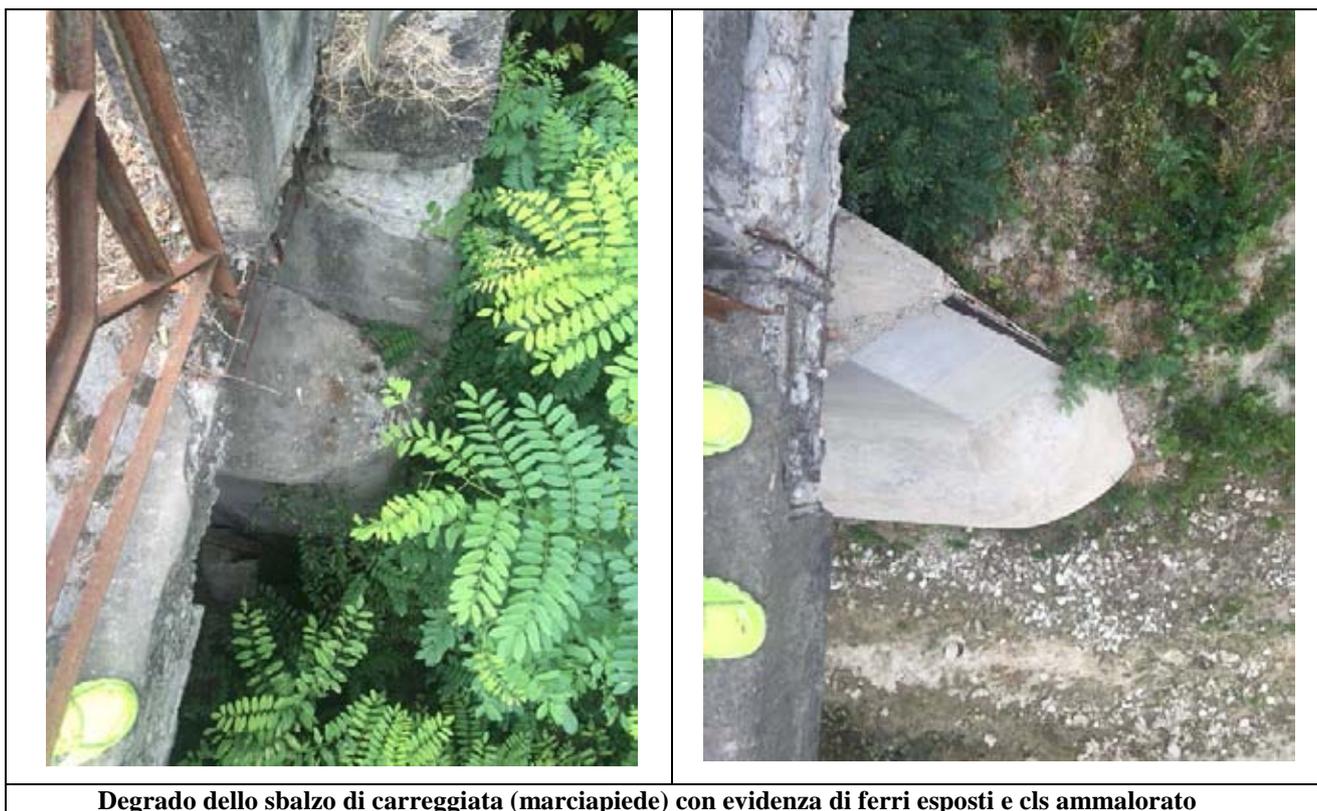
A conclusione delle indagini conoscitive visive svolte sul ponte è stata effettuata una accurata verifica sulla presenza di eventuali lesioni, cedimenti e più in generale aspetti riconducibili ad anomalie di natura strutturale: i risultati hanno dato esito negativo, a meno delle seguenti osservazioni.

- Ammaloramento/degrado delle spalle del ponte nelle facciate esposte agli agenti atmosferici e ai percolamenti di acque meteoriche (degrado naturale per mancanza o scarsa manutenzione).





- ammaloramento/degrado degli sbalzi della carreggiata (marciapiede) e nelle travi di impalcato con evidenza di ferri esposti.





**Degrado dello sbalzo di carreggiata (marciapiede) con evidenza di ferri esposti e cls ammalorato**



**Presenza di ferri di armatura esposti (assenza di copriferro)**

- ammaloramento/degrado degli appoggi delle travi di impalcato sulle spalle.



- ammaloramento/degrado degli appoggi tipo selle gerber (tra travi di impalcato)



*Dott. Ing. Franco Baroni  
Piazza di Porta Maggiore, 5 - 40137 Bologna  
tel: 051-399542 - fax 051-399512 - e.mail: franco.baroni@ceccoliassociati.it*

Si veda la REL01 "Documentazione fotografica" (con specifici riferimenti in pianta dei punti di scatto di ogni immagine) per maggiori dettagli sul rilievo dello stato di degrado e del quadro fessurativo.

## **11. VULNERABILITA' NON QUANTIFICABILI NUMERICAMENTE**

Di seguito si riportano alcune osservazioni a seguito del sopralluogo effettuato:

- sbalzi laterali dell'impalcato (marciapiedi) caratterizzati da notevole degrado/ammaloramento in particolare causato dall'inefficienza del sistema di captazione e smaltimento delle acque;
- appoggi di tipo sella Gerber delle travi di impalcato ammalorati e con evidenza di ferri esposti;
- inefficienza dei ritegni trasversali e longitudinali;
- degrado dei parapetti metallici;
- degrado dei sistemi di appoggio tra le travi e tra le travi e pila/spalla;
- espulsione del copriferro in numerose zone con esposizione delle armature.

### 11.1 Giudizio sulle condizioni generali e statiche del manufatto nell'attuale configurazione

A seguito di calcoli e analisi speditive effettuati dallo scrivente sulla base dei rilievi effettuati e della documentazione disponibile, si ritiene che il ponte sia stato ottimamente progettato con riferimento alle normative dell'epoca (in particolare per quanto riguarda i carichi variabili); da quanto summenzionato deriva che le strutture non appaiono eccessivamente affaticate per effetto dei carichi permanenti, ma risultano severamente esposte a causa dell'eccessivo stato di degrado.

Una verifica speditiva degli elementi strutturali principali (soletta, travi di impalcato, pila, pali) agli SLU (verifica statica), consente di ritenere che qualora le strutture non avessero l'avanzato stato di degrado presente, potrebbero tollerare l'effetto dei carichi variabili previsti normativa vigente (DM 14/01/2008).

## **ALLEGATO 1**

"Relazione geologica e sismica per la valutazione della vulnerabilità sismica del ponte sul fiume Senio, ubicato al km10+081 della s.p. n. 306R "Casolana Riolese", a firma del tecnico incaricato dott. geol. Riccardo Degli Esposti, iscritto all'Ordine dei Geologi della Regione Emilia Romagna al n. 566.

## **ALLEGATO 2**

"Rilievi e caratterizzazione meccanica degli elementi strutturali", redatta dalla ditta autorizzata TECNO IN Servizi di Ingegneria s.p.a. di Napoli, azienda con sistema di qualità certificato dal RINA ISO 9001-14001.

*Dott. Ing. Franco Baroni*  
*Piazza di Porta Maggiore, 5 - 40137 Bologna*  
*tel: 051-399542 - fax 051-399512 - e.mail: franco.baroni@ceccoliassociati.it*

# **PROVINCIA DI RAVENNA**

## **COMUNE DI RIOLO TERME**

### **VERIFICA SISMICA DI OPERE INFRASTRUTTURALI POSTE AL SERVIZIO DELLA RETE STRADALE PROVINCIALE**

#### **PONTE SUL FIUME SENIO - KM 10+081 S.P. N. 306R "CASOLANA RIOLESE" - COMUNE DI RIOLO TERME (RAVENNA)**

**Provvedimento n. 926 - Provincia di Ravenna - Settore Lavori Pubblici**

#### ***REL03*** ***RELAZIONE DI VERIFICA SISMICA***

##### **Il Committente**

Provincia di Ravenna  
Piazza dei Caduti per la Libertà n. 2  
Settore Lavori Pubblici  
Dirigente: dott. ing. Valentino Natali

##### **Il tecnico incaricato**

Dott. Ing. Franco Baroni

##### **I collaboratori**

Dott. Ing. Friedrich Drollmann  
Dott. Ing. Giada Gasparini  
Dott. Ing. Ilaria Ricci

Bologna, 05 ottobre 2015

## INDICE

PREMESSA.....	3
1.  NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	5
2.  ANALISI DEI CARICHI.....	6
3.  LA PERICOLOSITA' SISMICA E GLI SPETTRI DI RIFERIMENTO UTILIZZATI NELLE ANALISI.....	8
4.  COMBINAZIONI DELL' AZIONE SISMICA CON I CARICHI STATICI.....	11
5.  LA MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA .....	16
5.1  Metodo di analisi strutturale effettuata e criteri di verifica.....	16
5.2  Il modello FEM utilizzato per le analisi di vulnerabilità sismica (accelerazione di primo danneggiamento e accelerazione di collasso) .....	16
6.  CONTROLLO DELLA PORTANZA DEL PONTE AI CARICHI VERTICALI.....	25
7.  VERIFICA SISMICA, CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DI SICUREZZA.....	26
7.1  Verifiche di resistenza SLV (stato di fatto) .....	27
7.2  Spostamenti relativi SLD (stato di fatto) .....	35
7.3  Spostamento massimo SLV (perdita di appoggio) .....	37
8.  PREVISIONE DI MASSIMA DI POSSIBILI INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO .....	39
9.  ANALISI DELLA VULNERABILITA' SISMICA GLOBALE E LOCALE DELLA STRUTTURA .....	40
9.1  Vulnerabilità globale - elementi in c.a. ....	40
10.  SINTESI DEI RISULTATI - INDICATORI DI RISCHIO.....	42
10.1  Indicatore di rischio di salvaguardia della vita (SLV) .....	42
10.2  Indicatore di rischio di danno (SLD) .....	42

## **PREMESSA**

Nella presente relazione si riportano le modalità con cui verranno eseguite le verifiche tecniche dei livelli di sicurezza strutturale del **ponte sul fiume Senio posto alla progressiva chilometrica km10+081 della sp. n. 306R "Casolana Riolese" in Comune di Riolo Terme (RA)**. Le verifiche sono svolte, ai sensi dell'art. 2 comma 3 della OPCM n. 3274 del 20/03/2003, su opere infrastrutturali poste a servizio delle rete stradale provinciale della Provincia di Ravenna, che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso di cui alla Delibera di Giunta Regionale dell'Emilia Romagna n. 1661 del 02/10/2009.

Il ponte oggetto della verifica è riportato nel cerchio rosso nella vista aerea (tratta da Google Earth):



**Vista aerea - Google Earth**

La presente relazione illustra le analisi e verifiche numeriche effettuate sul manufatto dal punto di vista della vulnerabilità sismica e contiene alcune considerazioni e calcoli manuali effettuati per il controllo della portanza statica degli elementi strutturali del ponte.

Formano oggetto della presente relazione i principali calcoli svolti per:

- le verifiche tecniche dei livelli di sicurezza strutturale del ponte al fine di stabilire il comportamento dinamico della struttura al passaggio del sisma, e individuarne le vulnerabilità, che operativamente saranno espresse in termini di accelerazioni o periodi di ritorno correlati a determinati e specifici stati limite di verifica.
- l'indicazione di massima degli interventi di riparazione locale e /o miglioramento sismico necessari al miglioramento della risposta strutturale, qualora si evidenziasse la loro necessità di realizzazione.

Qualora i risultati delle analisi svolte evidenziassero la necessità di un miglioramento della risposta sismica dell'edificio, si evidenzia che si intende con esso l'esecuzione di un insieme di opere ed interventi sufficienti a far conseguire alla struttura un maggior grado di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche, senza, peraltro, modificarne in maniera sostanziale il comportamento globale.

Il "Ponte sul fiume Senio posto alla progressiva chilometrica km10+081 della sp. n. 306R "Casolana Rialese" è situato nel Comune di Riolo Terme (Ravenna) per cui, secondo la classificazione sismica allegata all'Ordinanza PCM n 3274 del 20/03/03 "*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*" il Comune è situato in zona 2.

La valutazione della sicurezza ed il progetto degli interventi per le costruzioni esistenti sono affetti da un grado di incertezza diverso da quello degli edifici di nuova progettazione. Ciò comporta l'utilizzo di adeguati fattori di confidenza nelle verifiche di sicurezza e nei metodi di analisi dipendenti dalla completezza e dall'affidabilità delle informazioni disponibili.

## **1.     NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

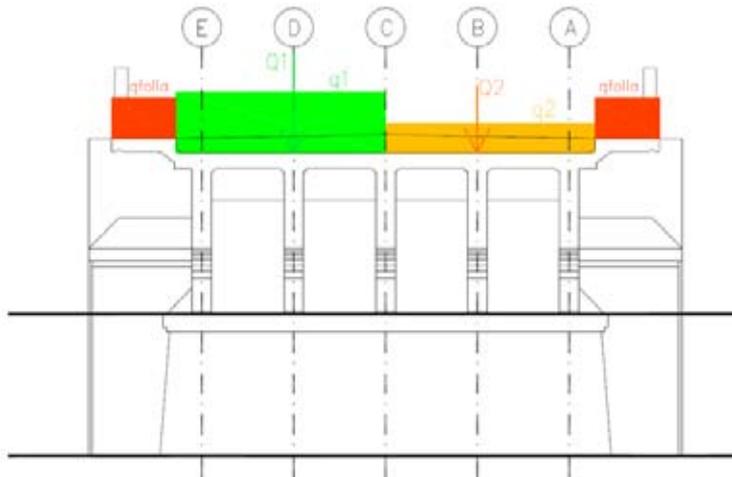
Le analisi saranno effettuate in conformità alle seguenti normative, così come previsto anche dal Disciplinare di incarico professionale:

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- Legge 2 febbraio 1974 n. 64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- OPCM n. 3274 del 20/02/2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- D.M. 14/01/2008 "Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni";
- Circolare Ministeriale n. 617 del 02/02/2009 "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008".

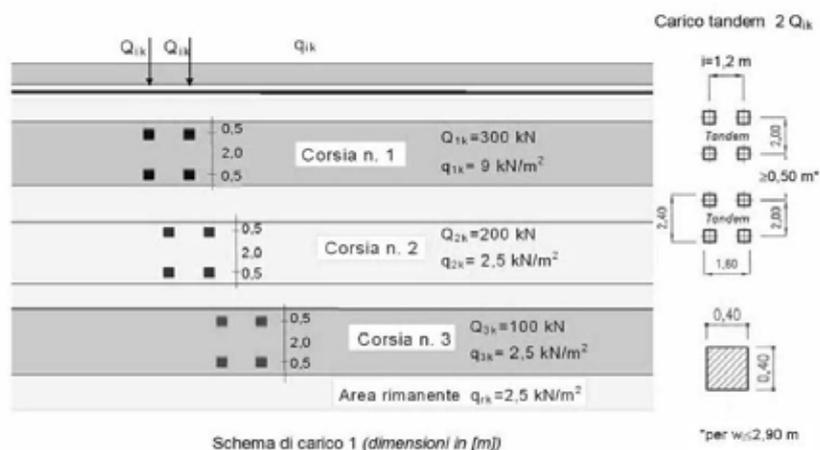
## 2. ANALISI DEI CARICHI

Il calcolo delle sollecitazioni e la valutazione della vulnerabilità sismica del ponte viene condotta con riferimento alla seguente analisi dei carichi, che per le azioni variabili (ponte di I° categoria) prevede le combinazioni prescritte dal DM 14/01/2008 capitolo 5.1.3.3.3:

**Schema di Carico 1:** è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.



**Applicazione dei carichi variabili all'impalcato in combinazione 1**



I ponti di I° categoria sono ponti per il transito dei carichi mobili sopra indicati con il loro intero valore.

Per i ponti di I<sup>a</sup> Categoria si devono considerare, compatibilmente con le larghezze precedentemente definite, le seguenti intensità dei carichi (Tab. 5.1.II):

**Tabella 5.1.II - Intensità dei carichi  $Q_{ik}$  e  $q_{ik}$  per le diverse corsie**

Posizione	Carico asse $Q_{ik}$ [kN]	$q_{ik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

### 3. LA PERICOLOSITA' SISMICA E GLI SPETTRI DI RIFERIMENTO UTILIZZATI NELLE ANALISI

Il "Ponte sul fiume Senio posto alla progressiva chilometrica km10+081 della sp. n. 306R "Casolana Riolese" è situato nel Comune di Riolo Terme (Ravenna) per cui, secondo la classificazione sismica allegata all'Ordinanza PCM n 3274 del 20/03/03 "*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*" il Comune è situato in zona 2.

Il ponte viene classificato come costruzione di Tipo 2 e di Classe IV (ponte di I° categoria).

Poiché per le costruzioni di Tipo 2 e Classe IV si ha  $V_N = 50$ anni (vita nominale della struttura) e  $C_U = 2,0$  (coefficiente d'uso), il periodo di riferimento per l'azione sismica (DM 14/01/2008 paragrafo 2.4.3) vale, quindi:  $V_R = V_N \cdot C_U = 100$ anni.

La pericolosità sismica del sito definiscono le azioni sismiche sulla base delle quali effettuare la progettazione; i parametri sismici legati alla zona di costruzione sono sotto riportati:

**EdiLus-MS**  
Mappe Sismiche

EdiLus-MS è il software ACCA per individuare la pericolosità sismica di tutte le località italiane direttamente dalla mappa. Scopri l'indirizzo e lo sposta il segnalino sul sito che ti interessa e ottieni dinamicamente tutti i parametri di pericolosità sismica.

Indirizzo: "Via M. Gerardo, 114 48025 RIOLA TERME (RA)"  
 Via Firenze, 62 48025 Riolo Terme RA, Italia

Latitudine (WGS84): 44.27180266  
 Longitudine (WGS84): 11.70819206  
 Latitudine (PD04): 44.2735066  
 Longitudine (PD04): 11.7093338

Altitudine (m): 74

Categoria dell'edificio: IV. Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche

Vita Normale Struttura: 50

Periodo di riferimento per l'azione sismica: 100

Parametri di pericolosità sismica				
Stato Limite	T <sub>1</sub> (anni)	Ap <sub>1</sub> (%)	Pa (%)	P <sub>1</sub> (%)
Operatività	60	0.097	2.307	0.270
Danno	101	0.120	2.388	0.280
Salvaguardia Vita	849	0.258	2.455	0.318
Previsione Collasso	1990	0.317	2.537	0.329

Termini e Condizioni di utilizzo di Edilus-MS

ACCA  
 Tel. 0517664564 - Fax 05176641236  
 P. IVA 01883740467 - E-mail: info@acca.it

Ai fini del D.M. 14/01/2008 le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{V_R}$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

$a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito

$F_0$  fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale (valore minimo pari a 2,2)

$T_C^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{V_R}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono sotto riportate (Tabella 3.2.I del D.M. 14/01/2008):

Stati Limite		$P_{V_R}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali del sisma vale:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right)$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Gli spettri di accelerazione al suolo sono stati fissati sulla base dei dati forniti dalla relazione geologica, considerando un terreno di tipo C e un valore di coefficiente di topografia relativo alla categoria T1 (sono stati, inoltre, esclusi fenomeni di liquefazione).

I valori che si ottengono per lo spettro di risposta della componente orizzontale del sisma, per lo Stato Limite di Danno SLD utilizzato per l'analisi del ponte, quindi, i seguenti:

$$a_{g-SLD} = 0,120g \quad F_0 = 2,398 \quad T_C^* = 0,280 \text{ sec}$$

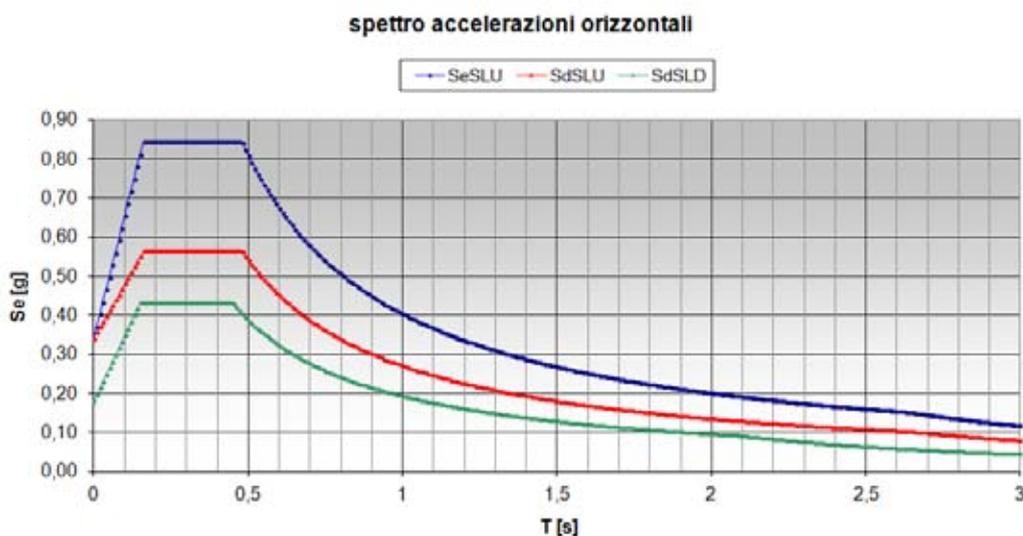
I valori che si ottengono per lo spettro di risposta della componente orizzontale del sisma, per lo Stato Limite Ultimo SLV utilizzato per l'analisi del ponte, quindi, i seguenti:

$$a_{g-SLV} = 0,259g \quad F_0 = 2,480 \quad T_C^* = 0,310 \text{ sec}$$

$$\eta = 1/q \quad q = q_0 \cdot K_R = 1,5 \quad \text{a favore di sicurezza (secondo quanto riportato nel capitolo 7.9.2.1 del DM 14/01/2008)}$$

Il fattore di struttura pari a 1,5 è stato utilizzato per tutti gli elementi strutturali e sia in direzione longitudinale che in direzione trasversale.

La figura seguente riporta lo spettro SLV utilizzato per le analisi SLD (verde), per le analisi SLV (rosso) e lo spettro di riferimento elastico (blu).



#### 4. COMBINAZIONI DELL'AZIONE SISMICA CON I CARICHI STATICI

Le analisi di vulnerabilità sono riportate considerando la seguente combinazione dei carichi:

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$

dove:

$G_1, G_2$  rappresentano i pesi propri (permanenti) degli elementi strutturali e non strutturali,

$E$  azione sismica per lo stato limite in esame

$\psi_{2i}$  rappresenta il coefficiente di combinazione delle azioni variabili (quasi permanente);

$Q_{k1}, Q_{k2}$  carichi variabili (valore caratteristico)

Per la determinazione degli effetti delle azioni sismiche si farà di regola riferimento alle sole masse corrispondenti ai pesi propri ed ai sovraccarichi permanenti, considerando nullo il valore quasi permanente delle masse corrispondenti ai carichi da traffico ( $\psi_{2j} = 0$ ).

Secondo quanto riportato nel capitolo 3.2.4 del DM 14/01/2008 in casi rilevanti (zone urbane di intenso traffico) si può assumere  $\psi_{2j} = 0,2$ .

Sono state analizzate le seguenti combinazioni di carico per il ponte:

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gsk	CDC=G1sk (permanente solai-coperture)	
3	Gsk	CDC=G2sk (permanente solai-coperture n.c.d.)	
4	Qsk	CDC=Qsk (variabile solai)	
5	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)	partecipazione:1.00 per 1 CDC=Ggk (peso proprio della struttura) partecipazione:1.00 per 2 CDC=G1sk (permanente solai-coperture) partecipazione:1.00 per 3 CDC=G2sk (permanente solai-coperture n.c.d.) partecipazione:0.20 per 4 CDC=Qsk (variabile solai) partecipazione:0.20 per 13 CDC=Qk (variabile generico) Ruote
6	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
7	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
8	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
9	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
10	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
11	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
12	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
13	Qk	CDC=Qk (variabile generico) Ruote	Nodo: 13 Azione : Q1:Fz=-3.000e+04 Nodo: 43 Azione : Q2:Fz=-2.000e+04 Nodo: 58 Azione : Q2:Fz=-2.000e+04 Nodo: 98 Azione : Q1:Fz=-3.000e+04

#### Combinazioni SLU/SLE

Cmb	Tipo	Sigla Id
1	SLU	Comb. SLU A1 1
2	SLU	Comb. SLU A1 2
3	SLU	Comb. SLU A1 3

Cmb	Tipo	Sigla Id
4	SLU	Comb. SLU A1 4
5	SLU	Comb. SLU A1 5
6	SLU	Comb. SLU A1 6
7	SLU	Comb. SLU A1 7
8	SLU	Comb. SLU A1 8
9	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 9
10	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 10
11	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 11
12	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 12
13	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 13
14	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 14
15	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 15
16	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 16
17	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 17
18	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 18

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...
1	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.05
2	1.30	1.30	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.05
3	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.05
4	1.00	1.00	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.05
5	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50
6	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50
7	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50
8	1.00	1.00	0.0	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50
9	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.70
10	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.70
11	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
12	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
13	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20
14	1.00	1.00	1.00	0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20
15	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.50
16	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.50
17	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20
18	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20

### Combinazioni sismiche SLV/SLD

Cmb	Tipo	Sigla Id
1	T.AMM.	Comb. T.AMM. 1
2	T.AMM.	Comb. T.AMM. 2
3	T.AMM.	Comb. T.AMM. 3
4	T.AMM.	Comb. T.AMM. 4
5	T.AMM.	Comb. T.AMM. 5
6	T.AMM.	Comb. T.AMM. 6
7	T.AMM.	Comb. T.AMM. 7
8	T.AMM.	Comb. T.AMM. 8
9	T.AMM.	Comb. T.AMM. 9
10	T.AMM.	Comb. T.AMM. 10
11	T.AMM.	Comb. T.AMM. 11
12	T.AMM.	Comb. T.AMM. 12
13	T.AMM.	Comb. T.AMM. 13
14	T.AMM.	Comb. T.AMM. 14
15	T.AMM.	Comb. T.AMM. 15
16	T.AMM.	Comb. T.AMM. 16
17	T.AMM.	Comb. T.AMM. 17
18	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 18
19	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 19
20	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 20
21	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 21
22	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 22
23	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 23
24	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 24

Cmb	Tipo	Sigla Id
25	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 25
26	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 26
27	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 27
28	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 28
29	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 29
30	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 30
31	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 31
32	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 32
33	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 33
34	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 34
35	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 35
36	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 36
37	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 37
38	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 38
39	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 39
40	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 40
41	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 41
42	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 42
43	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 43
44	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 44
45	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 45
46	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 46
47	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 47
48	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 48
49	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 49
50	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 50
51	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 51
52	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 52
53	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 53
54	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 54
55	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 55
56	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 56
57	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 57
58	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 58
59	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 59
60	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 60
61	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 61
62	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 62
63	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 63
64	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 64
65	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 65
66	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 66
67	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 67
68	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 68
69	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 69
70	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 70
71	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 71
72	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 72
73	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 73
74	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 74
75	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 75
76	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 76
77	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 77
78	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 78
79	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 79
80	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 80
81	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 81

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...
1	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
3	1.00	1.00	1.00	1.00	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
4	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
5	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...
6	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
7	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
8	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
9	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
10	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	1.00
11	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	1.00
12	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	1.00
13	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	1.00
14	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	1.00
15	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	1.00
16	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00
17	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	1.00
18	1.00	1.00	1.00	0.20	-1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
19	1.00	1.00	1.00	0.20	-1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
20	1.00	1.00	1.00	0.20	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
21	1.00	1.00	1.00	0.20	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
22	1.00	1.00	1.00	0.20	-1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
23	1.00	1.00	1.00	0.20	-1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
24	1.00	1.00	1.00	0.20	1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
25	1.00	1.00	1.00	0.20	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
26	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	-1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
27	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	-1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
28	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
29	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
30	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
31	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
32	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
33	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
34	1.00	1.00	1.00	0.20	-0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
35	1.00	1.00	1.00	0.20	-0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
36	1.00	1.00	1.00	0.20	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
37	1.00	1.00	1.00	0.20	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
38	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	-0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
39	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	-0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
40	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
41	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
42	1.00	1.00	1.00	0.20	-0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
43	1.00	1.00	1.00	0.20	-0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
44	1.00	1.00	1.00	0.20	0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
45	1.00	1.00	1.00	0.20	0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
46	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
47	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
48	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
49	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
50	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0
51	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0	0.0
52	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0
53	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0
54	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0
55	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.30	0.0
56	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0
57	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0
58	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	-0.30	0.0	0.0
59	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.30	0.0	0.0
60	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	-0.30	0.0	0.0
61	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.30	0.0	0.0
62	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0
63	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0
64	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0
65	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0
66	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0
67	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0	0.0
68	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0
69	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0
70	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	-1.00	0.0	0.0

Dott. Ing. Franco Baroni  
Piazza di Porta Maggiore, 5 - 40137 Bologna  
tel: 051-399542 - fax 051-399512 - e.mail: franco.baroni@ceccoliassociati.it

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...
71	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	1.00	0.0	0.0
72	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	-1.00	0.0	0.0
73	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	1.00	0.0	0.0
74	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0
75	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	1.00	0.0
76	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0
77	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	1.00	0.0
78	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0
79	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0
80	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0
81	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0

## **5. LA MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA**

### **5.1 Metodo di analisi strutturale effettuata e criteri di verifica**

L'analisi sismica globale deve utilizzare, per quanto possibile, metodi di analisi che consentano di valutare in maniera appropriata sia la resistenza che la duttilità disponibile. L'impiego di metodi di calcolo lineari richiede un'opportuna definizione del fattore di struttura in relazione alle caratteristiche meccaniche globali e locali della struttura in esame. Come riportato nella C8.7.2.4 della CM617 (Metodi di analisi e criteri verifica), è possibile effettuare qualunque tipo di analisi (statica lineare con spettro elastico o con fattore q, dinamica modale con spettro elastico o con fattore q, statica non lineare, dinamica non lineare) prevista dal D.M. 14/01/2008.

A valle del rilievo effettuato e della campagna di indagini diagnostiche, si è deciso di adottare una analisi dinamica modale con spettro di progetto con fattore q: è, infatti, possibile utilizzare lo spettro di progetto, definito nel paragrafo 3.2.3 del D.M. 14/01/08, che si ottiene dallo spettro elastico riducendone le ordinate con l'uso del fattore di struttura q.

### **5.2 Il modello FEM utilizzato per le analisi di vulnerabilità sismica (accelerazione di primo danneggiamento e accelerazione di collasso)**

Al fine di valutare le sollecitazioni sulla struttura in esame e la valutazione della vulnerabilità dell'edificio, è stato sviluppato un modello numerico tridimensionale agli elementi finiti.

Il modello agli elementi finiti è composto da elementi di tipo "beam" ed elementi di tipo "shell". L'elemento finito di tipo "beam", a due nodi, tiene conto della flessione biassiale, della torsione, della deformazione assiale, della deformazione da taglio (Bathe Wilson, 1976) ed è caratterizzato da 6 gradi di libertà a ciascuna delle due estremità. L'elemento finito di tipo "shell" ha una formulazione sia a 3 che a 4 nodi, e tiene conto sia del comportamento flessionale che in regime di membrana. Gli effetti del taglio trasversale vengono stimati mediante la formulazione di Mindlin/Reissner.

Il modello 3D è stato realizzato con l'introduzione di aste con modulo elastico molto basso tra gli impalcati per modellare l'appoggio gerber, e molle con rigidezza pari a  $k = 0,5 daN / cm^3$  lungo le pile e le spalle per simulare la presenza del terreno (sia pile che spalle sono inserite per la maggior

parte del loro sviluppo verticale nel terreno). L'impalcato è in semplice appoggio sulle pile e sulle spalle (senza quindi trasmissione di momento sugli elementi verticali) ed è modellato come impalcato rigido.

Il codice di calcolo adottato è ALGOR SUPERSAP prodotto dalla ALGOR INTERACTIVE SYSTEMS, Inc. Pittsburgh, PA, USA.

La licenza d'uso è identificata come dsi2249, dsi4794 a nome Studio Ceccoli e Associati.

Titolo:	PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program
Versione:	PROFESSIONAL (build 2011-06-155)
Produttore-Distributore:	2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara
Codice Licenza:	Licenza dsi2249, dsi2250

Il programma SUPERSAP applica il metodo degli elementi finiti per strutture di forma qualunque, comunque caricate e vincolate, nell'ambito del comportamento lineare delle stesse.

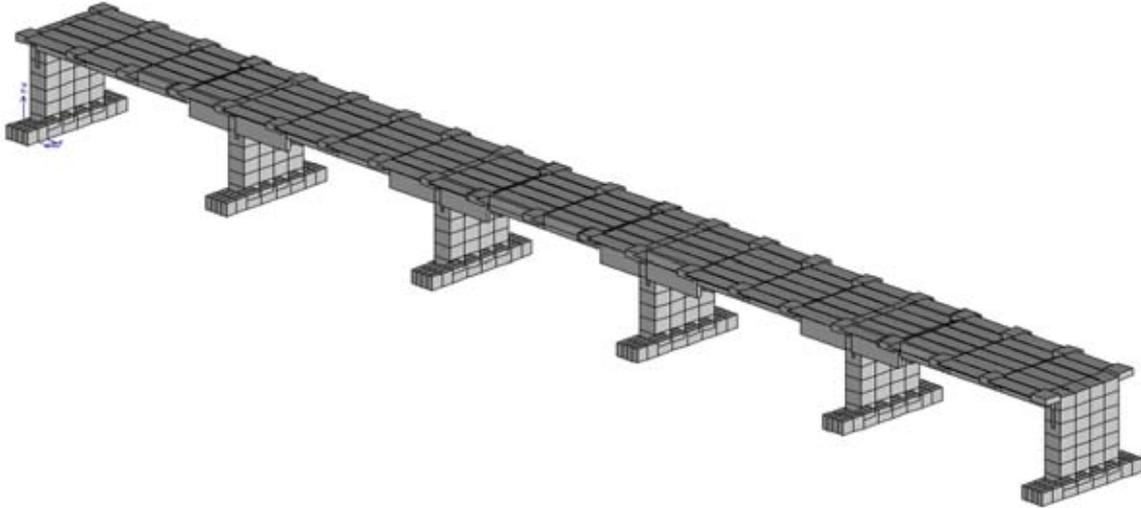
La risoluzione del sistema  $K * u = F$  è condotta con l'algoritmo di Gauss modificato sulla matrice K globale suddivisa in blocchi. La risoluzione delle equazioni del moto, ed in particolare l'applicazione dell'analisi dinamica prevista per il calcolo in zona sismica è condotta con il metodo dello spettro di risposta. Si sottolinea che il solutore ALGOR SUPERSAP è stato sottoposto, con esito positivo e relativa certificazione, ai test N.A.F.E.M.S. (test di confronto della National Agency for Finite Element Methods and Standards in Inghilterra). Si sottolinea inoltre che il solutore ALGOR SUPERSAP è soggetto ad attività di controllo ai sensi della Q.A. (quality assurance), condizione essenziale per l'utilizzo dei codici di calcolo nell'ambito della progettazione nucleare ed off-shore.

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione:

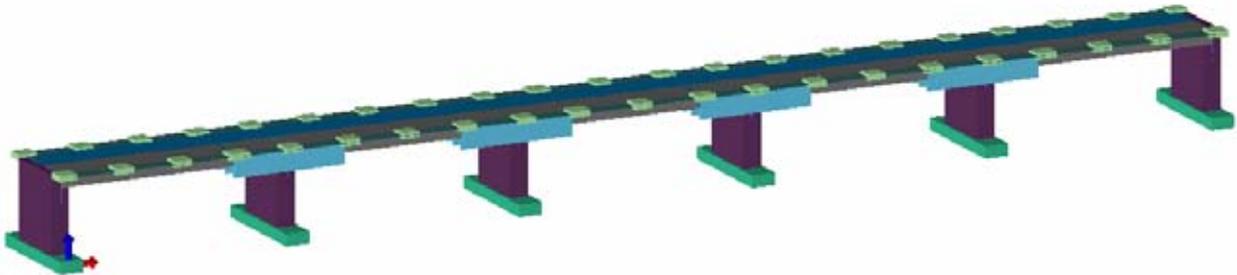
<b>Affidabilità dei codici utilizzati</b>
2S.I. ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link: <http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm>

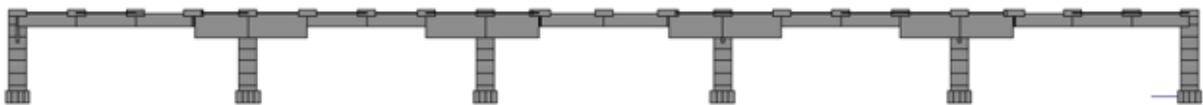
Nelle seguenti figure è rappresentato il modello tridimensionale agli elementi finiti sviluppato:



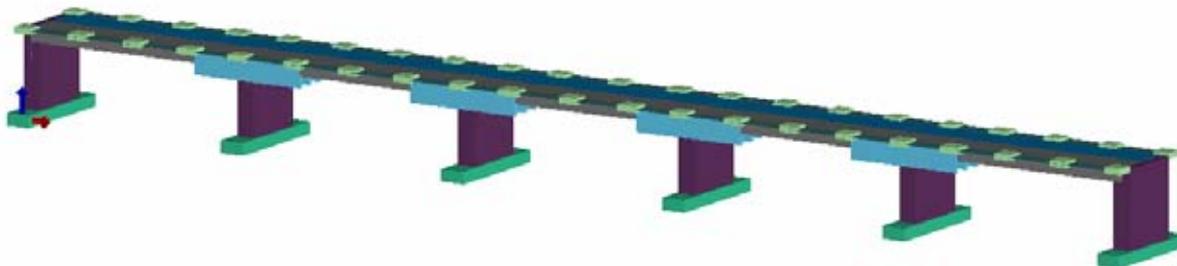
**Vista 1: modello solido**



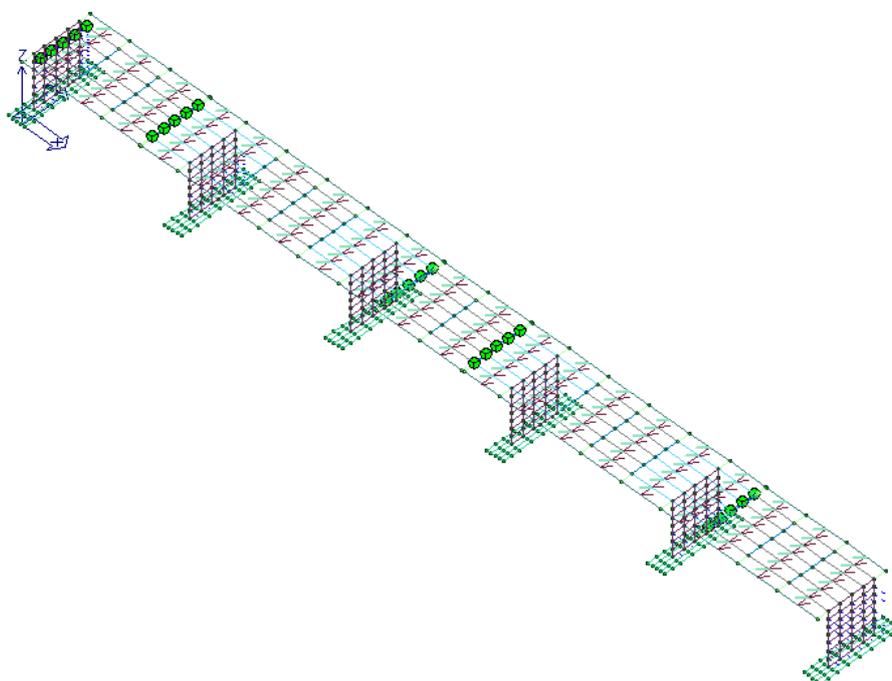
**Vista 2: modello solido**



**Vista 3: modello solido**



**Vista 4: modello solido**



**Vista 5: modello a filo**

### 5.2.1 Metodologia di modellazione ed analisi

<b>Tipo di analisi strutturale</b>	
Statica lineare	SI
Statica non lineare	NO
Sismica statica lineare	NO
Sismica dinamica lineare	SI
Sismica statica non lineare (prop. masse)	NO
Sismica statica non lineare (prop. modo)	NO
Sismica statica non lineare (triangolare)	NO
Non linearità geometriche (fattore P delta)	NO

### 5.2.2 Modellazione della geometria e delle proprietà meccaniche

<b>Modellazione della geometria e proprietà meccaniche:</b>	
nodi	625
elementi D2 (per aste, travi, pilastri...)	270
elementi D3 (per pareti, platee, gusci...)	360
elementi solaio	120
elementi solidi	0
<b>Dimensione del modello strutturale [cm]:</b>	
X min =	-100.00
Xmax =	9980.00
Ymin =	-60.00
Ymax =	910.00
Zmin =	0.00
Zmax =	700.00
<b>Strutture verticali:</b>	
Elementi di tipo asta	NO
Pilastri	NO
Pareti	SI
Setti (a comportamento membranale)	NO
<b>Strutture non verticali:</b>	
Elementi di tipo asta	NO
Travi	SI
Gusci	NO
Membrane	NO
<b>Orizzontamenti:</b>	
Solai con la proprietà piano rigido	SI
Solai senza la proprietà piano rigido	SI

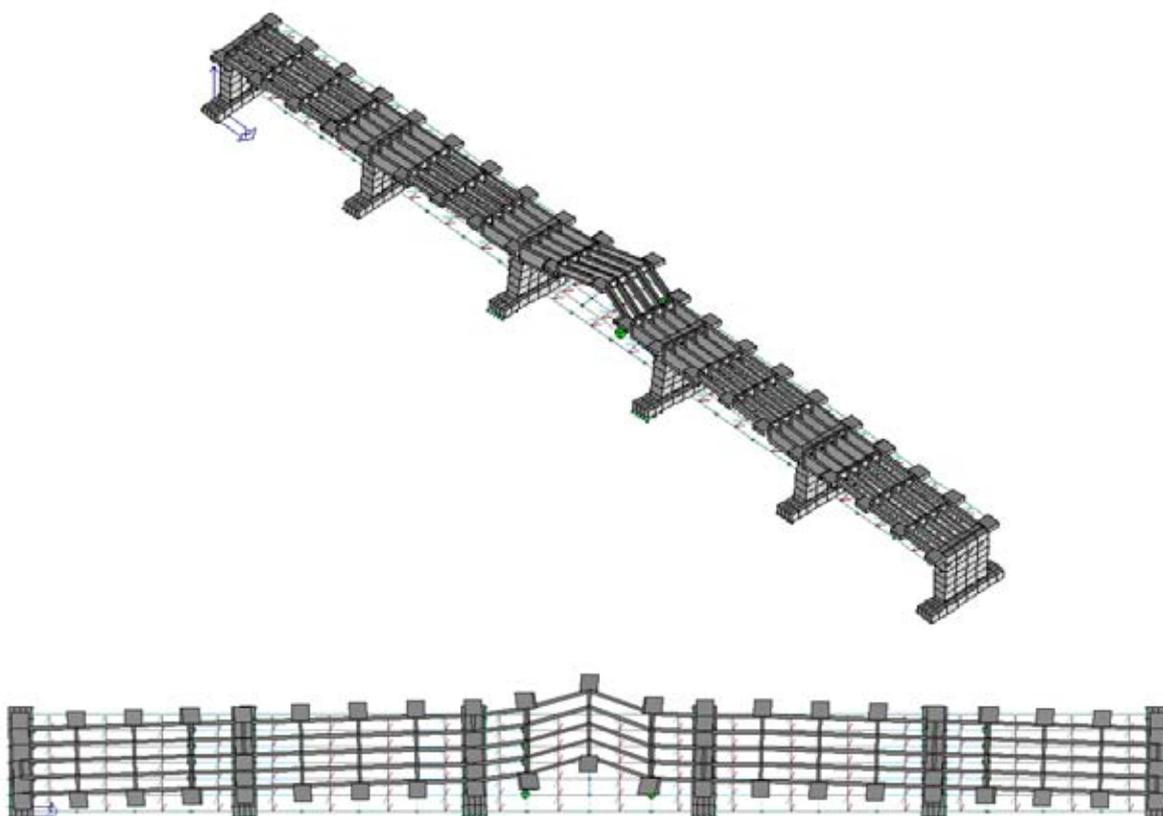
### 5.2.3 Modellazione dei vincoli interni ed esterni

<b>Tipo di vincoli:</b>	
Nodi vincolati rigidamente	NO
Nodi vincolati elasticamente	SI
Nodi con isolatori sismici	NO
Fondazioni puntuali (plinti/plinti su palo)	NO
Fondazioni di tipo trave	NO
Fondazioni di tipo platea	SI
Fondazioni con elementi solidi	NO

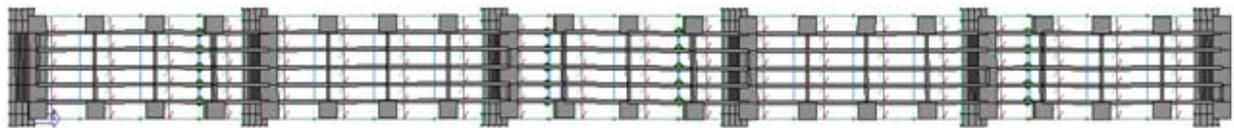
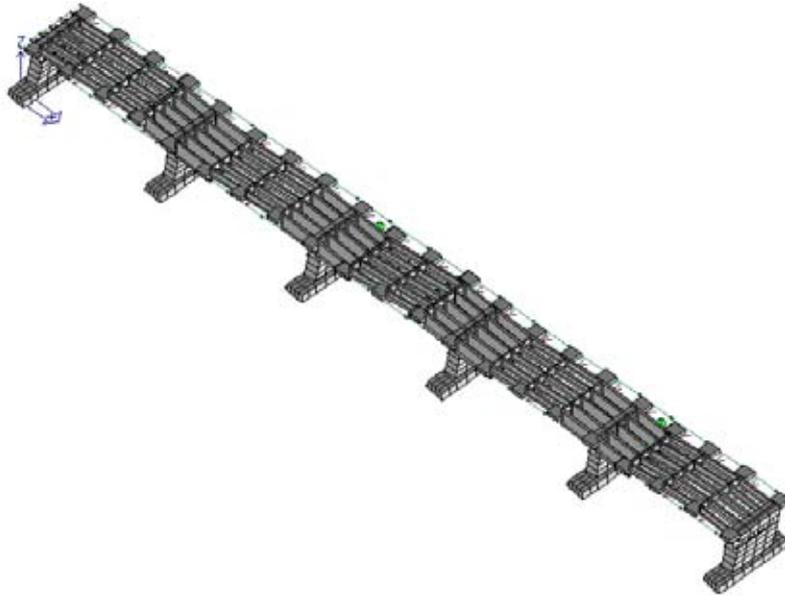
#### 5.2.4 Risultati dell'analisi modale

L'analisi dinamica modale di tipo lineare con spettro di risposta e' stata condotta considerando i primi 40 modi di vibrare che forniscono una massa partecipante totale pari al 91% (superiore all'85%, ovvero al minimo richiesto da normativa) rispetto a quella presente nel ponte. La sovrapposizione dei modi per il calcolo di sollecitazioni e spostamenti complessivi è stata effettuata adottando una Combinazione Quadratica Completa (CQC).

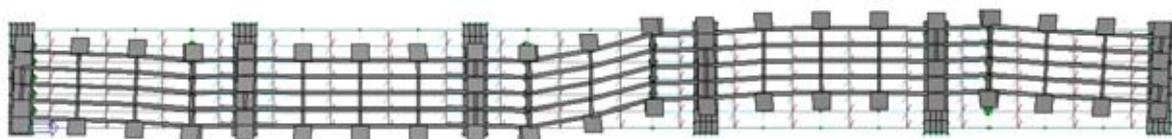
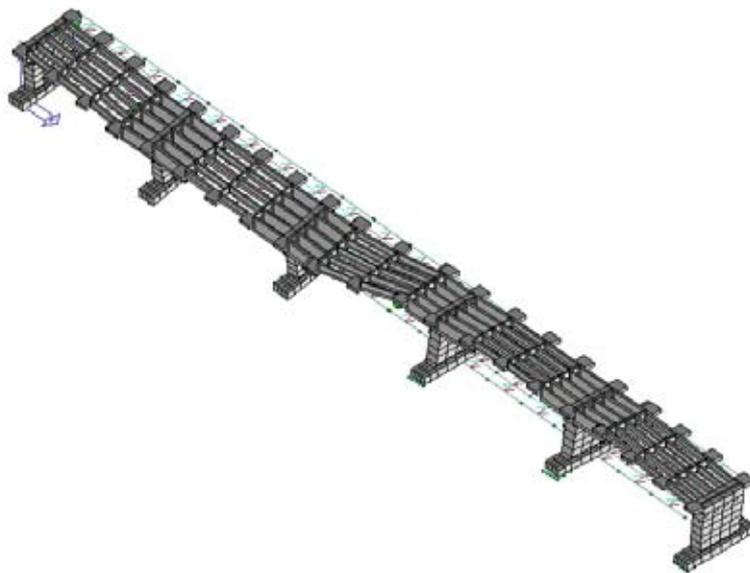
Il primo modo di vibrare (trasversale) ha un periodo pari a  $T_1 = 0,38\text{sec}$  ed è traslazionale lungo y (direzione trasversale); il secondo modo (longitudinale) ha un periodo pari a  $T_2 = 0,34\text{sec}$  ed è traslazionale lungo x (direzione longitudinale), il terzo modo è rotazionale e ha un periodo pari a  $T_3 = 0,33\text{sec}$ .



**Primo modo di vibrare della struttura ( $T_1 = 0,38\text{sec}$ ) - traslazionale lungo y (trasversale)**



**Secondo modo di vibrare della struttura ( $T_2 = 0,34\text{sec}$ ) - traslazionale lungo x (longitudinale)**



**Terzo modo di vibrare della struttura (T3 = 0,33sec) - rotazionale**

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
5	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)	
			categoria suolo: C
			fattore di sito S = 1.309
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.569 g
			angolo di ingresso:0.0
			eccentricità aggiuntiva: positiva
			periodo proprio T1: 0.342 sec.
			fattore di struttura q: 1.500
			fattore per spost. mu d: 1.700
			classe di duttilità CD: B
			numero di modi considerati: 40
			combinaz. modale: CQC

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	rapp. r/Ls	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
cm	daN	cm	cm	cm	cm	cm	cm			
700.00	1.603e+06	4939.54	423.82	0.0	-28.50	4938.33	425.00	1.185	3.5494e-04	9.1615e-05
600.00	1.283e+05	4938.33	425.00	0.0	-28.50	4938.33	425.00	1.185	0.0	0.0
500.00	1.283e+05	4938.33	425.00	0.0	-28.50	4938.33	425.00	1.185	0.0	0.0
400.00	1.283e+05	4938.33	425.00	0.0	-28.50	4938.33	425.00	1.185	0.0	0.0
300.00	1.283e+05	4938.33	425.00	0.0	-28.50	4938.33	425.00	1.185	0.0	0.0
200.00	1.283e+05	4938.33	425.00	0.0	-28.50	4938.33	425.00	1.185	0.0	0.0
100.00	1.283e+05	4938.33	425.00	0.0	-28.50	4938.33	425.00	1.185	0.0	0.0
Risulta	2.372e+06									

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%
	Hz	sec	g	daN		daN		daN	
1	2.627	0.381	0.569	0.02	0.0	1.319e+06	55.6	4.87	2.05e-04
2	2.925	0.342	0.569	2.045e+06	86.2	10.45	4.40e-04	4016.92	0.2
3	3.003	0.333	0.569	3017.83	0.1	1.212e+04	0.5	6.99	2.95e-04
4	3.372	0.297	0.569	10.21	4.30e-04	6.214e+05	26.2	1.05	4.45e-05
5	3.764	0.266	0.569	269.34	1.14e-02	730.54	3.08e-02	6.47	2.73e-04
6	4.066	0.246	0.569	6.92	2.92e-04	1.490e+04	0.6	0.15	6.32e-06
7	4.473	0.224	0.569	48.99	2.07e-03	285.46	1.20e-02	648.88	2.74e-02
8	4.523	0.221	0.569	2.799e+04	1.2	2.00	8.41e-05	2.019e+05	8.5
9	4.831	0.207	0.569	2.20	9.29e-05	1.546e+04	0.7	1176.41	4.96e-02
10	5.102	0.196	0.569	6.19	2.61e-04	15.44	6.51e-04	3.014e+05	12.7
11	5.248	0.191	0.569	13.10	5.52e-04	1.715e+04	0.7	1139.16	4.80e-02
12	5.691	0.176	0.569	371.04	1.56e-02	3.45	1.45e-04	2.594e+05	10.9
13	6.283	0.159	0.568	35.03	1.48e-03	28.67	1.21e-03	6.413e+05	27.0
14	6.312	0.158	0.567	80.90	3.41e-03	3.48	1.47e-04	2.148e+04	0.9
15	6.764	0.148	0.551	1.02e-04	0.0	8468.28	0.4	1069.70	4.51e-02
16	6.847	0.146	0.549	20.33	8.57e-04	153.22	6.46e-03	3.921e+05	16.5
17	6.925	0.144	0.546	5.09	2.15e-04	292.84	1.23e-02	7.529e+04	3.2
18	7.790	0.128	0.523	4.093e+04	1.7	97.02	4.09e-03	1970.38	8.31e-02
19	7.826	0.128	0.522	2034.87	8.58e-02	2751.84	0.1	0.23	9.72e-06
20	7.890	0.127	0.521	12.21	5.15e-04	1597.99	6.74e-02	8.22	3.47e-04
21	8.244	0.121	0.513	1.231e+04	0.5	53.72	2.26e-03	5780.15	0.2
22	8.468	0.118	0.508	5237.99	0.2	824.48	3.48e-02	186.41	7.86e-03
23	8.595	0.116	0.506	37.46	1.58e-03	3538.67	0.1	217.72	9.18e-03
24	8.681	0.115	0.504	14.44	6.09e-04	1.677e+04	0.7	1072.76	4.52e-02
25	8.954	0.112	0.499	6.72	2.83e-04	5029.55	0.2	3.00	1.26e-04
26	9.191	0.109	0.495	0.02	0.0	8.544e+04	3.6	629.00	2.65e-02
27	10.652	0.094	0.473	82.88	3.49e-03	230.57	9.72e-03	1283.38	5.41e-02
28	10.767	0.093	0.472	2.17	9.17e-05	1375.01	5.80e-02	5.76e-03	0.0
29	11.351	0.088	0.465	3423.66	0.1	1.03	4.35e-05	2.929e+04	1.2
30	11.774	0.085	0.460	809.12	3.41e-02	22.28	9.39e-04	4.109e+05	17.3
31	12.348	0.081	0.455	2975.59	0.1	1674.25	7.06e-02	217.72	9.18e-03
32	12.562	0.080	0.453	9.464e+04	4.0	48.75	2.05e-03	3849.81	0.2
33	12.897	0.078	0.450	626.60	2.64e-02	10.30	4.34e-04	2246.84	9.47e-02
34	13.571	0.074	0.444	741.24	3.12e-02	777.95	3.28e-02	43.79	1.85e-03

Dott. Ing. Franco Baroni  
Piazza di Porta Maggiore, 5 - 40137 Bologna  
tel: 051-399542 - fax 051-399512 - e.mail: franco.baroni@ceccoliassociati.it

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%
35	13.963	0.072	0.441	1958.33	8.25e-02	5729.86	0.2	176.41	7.44e-03
36	14.259	0.070	0.439	8436.73	0.4	409.58	1.73e-02	506.72	2.14e-02
37	15.103	0.066	0.433	0.58	2.45e-05	1077.11	4.54e-02	0.54	2.29e-05
38	16.155	0.062	0.427	3236.47	0.1	150.39	6.34e-03	192.49	8.11e-03
39	16.485	0.061	0.425	59.16	2.49e-03	1895.37	7.99e-02	2.42	1.02e-04
40	17.098	0.058	0.422	2.14	9.00e-05	3.487e+04	1.5	0.10	4.04e-06
Risulta				2.255e+06		2.175e+06		2.360e+06	
In percentuale				95.04		91.67		99.46	

## **6. CONTROLLO DELLA PORTANZA DEL PONTE AI CARICHI VERTICALI**

La Committenza non ha messo a disposizione dello scrivente per la consultazione alcuna documentazione tecnica inerente il manufatto oggetto delle verifiche.

D'altra parte la Committenza ha dichiarato la somiglianza dell'opera ad un ponte esistente sul fiume Lamone (di cui si è a disposizione di alcune tavole del progetto strutturale originario). Pertanto si ritengono validi i calcoli speditivi effettuati nella relazione di verifica del ponte Lamone e si riportano le seguenti osservazioni.

A seguito di calcoli e analisi speditive effettuati dallo scrivente sulla base dei rilievi effettuati si ritiene che il ponte sia stato ottimamente progettato con riferimento alle normative dell'epoca (in particolare per quanto riguarda i carichi variabili); da quanto summenzionato deriva che le strutture non appaiono eccessivamente affaticate per effetto dei carichi permanenti, ma risultano severamente esposte a causa dell'eccessivo stato di degrado.

Una verifica speditiva degli elementi strutturali principali (soletta, travi di impalcato, pila, pali) agli SLU (verifica statica), consente di ritenere che qualora le strutture non avessero l'avanzato stato di degrado presente, potrebbero tollerare l'effetto dei carichi variabili previsti normativa vigente (DM 14/01/2008).

## **7. VERIFICA SISMICA, CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DI SICUREZZA**

Il calcolo delle sollecitazioni derivanti dal sisma di riferimento effettivamente agenti sul ponte allo stato di fatto e le verifiche di resistenza degli elementi strutturali esistenti, vengono svolti con riferimento ai carichi considerati in dettaglio nell'analisi sviluppata nei Capitoli 2 e 3.

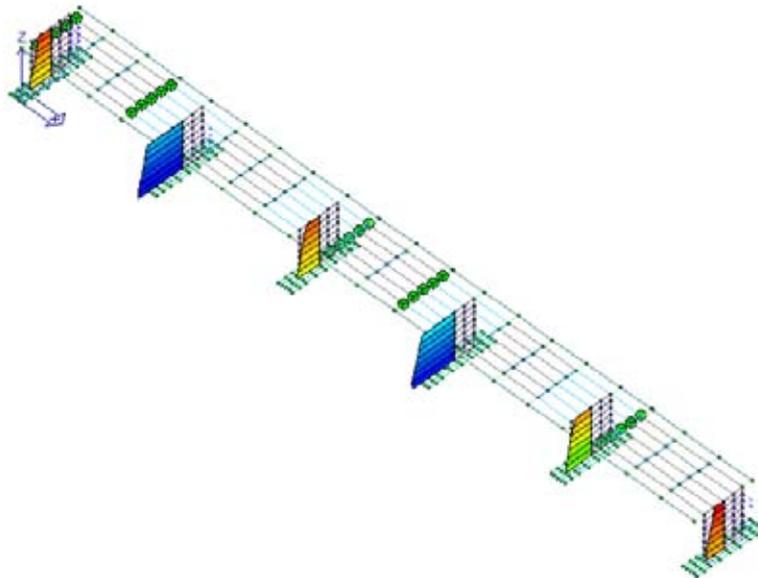
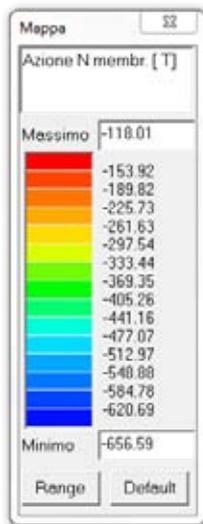
Tramite l'analisi dinamica lineare sviluppata, si individuano gli elementi resistenti alle azioni orizzontali (pile) che non soddisfano i criteri di verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). Infine, si procede al controllo degli spostamenti della struttura sia in termini di spostamenti relativi (SLD) che di spostamenti assoluti (SLV) al fine di valutare la congruenza con il giunto strutturale esistente e con gli appoggi delle travi di impalcato su pile e spalle.

Si evidenzia che le verifiche di seguito riportate sono effettuate sulla base delle quantità di armatura riportate nel progetto originario del ponte sul fiume Lamone (cui la Committenza ha rimandato per similitudine), verificata in situ tramite la campagna di indagini sui materiali eseguita dal Laboratorio specializzato.

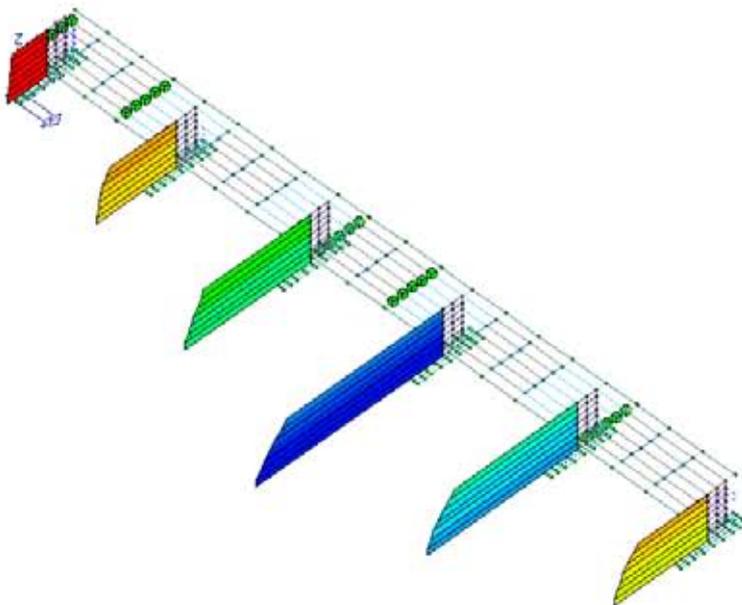
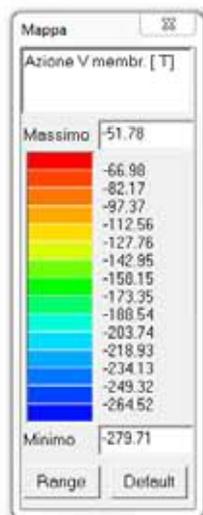
## 7.1 Verifiche di resistenza SLV (stato di fatto)

### 7.1.1 Pile in c.a. a fusto unico

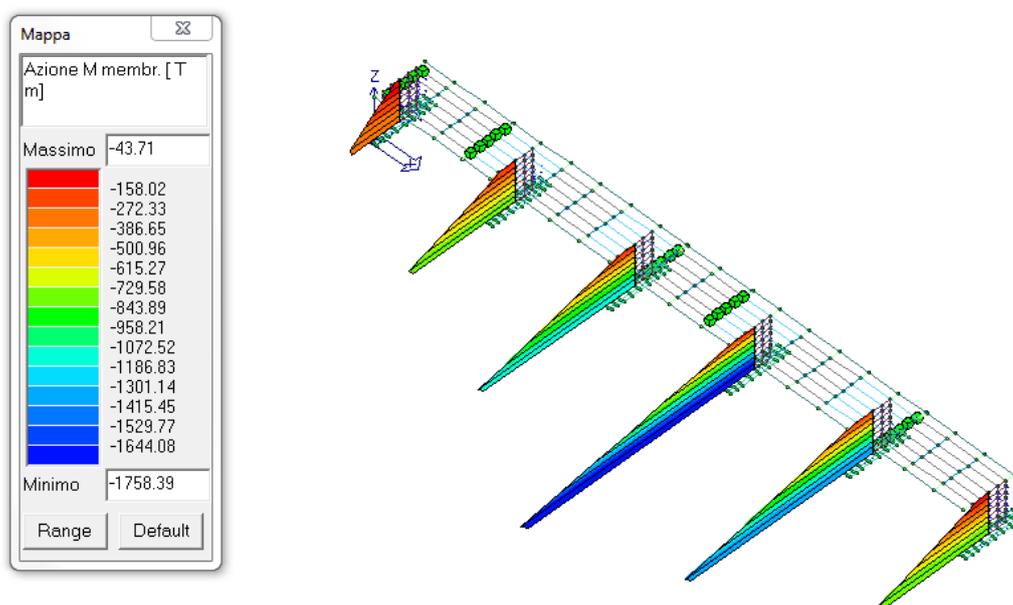
Le sollecitazioni nelle pile a fusto unico ricavate in combinazione SLV sono riportate sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure:



**Sforzo normale N**



**Taglio V**



#### Momento flettente M

Considerando la capacità resistente della sezione della pila (momento resistente ultimo e taglio ultimo, lato calcestruzzo e lato acciaio), le criticità maggiori si evidenziano per il meccanismo di collasso a taglio (primo meccanismo che si attiva) dovuto alla armatura a taglio non sufficiente per sopportare le azioni sismiche, mentre il collasso a taglio lato calcestruzzo e il collasso a pressoflessione si attivano per valori di accelerazione più elevati (pari a circa la metà del valore della accelerazione di riferimento per il sisma SLV).

Si evidenzia che le verifiche sono condotte considerando la sezione della pila al di fuori del terreno, che nel caso in esame è situata a circa +2,0m dal piano delle fondazioni (la lunghezza della pila diventa quindi 5,0m).

La verifica a pressoflessione (N/M) non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1:

$$I(N/M)_{\max} = 2,0.$$

La verifica a taglio/torsione (V) lato calcestruzzo non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di

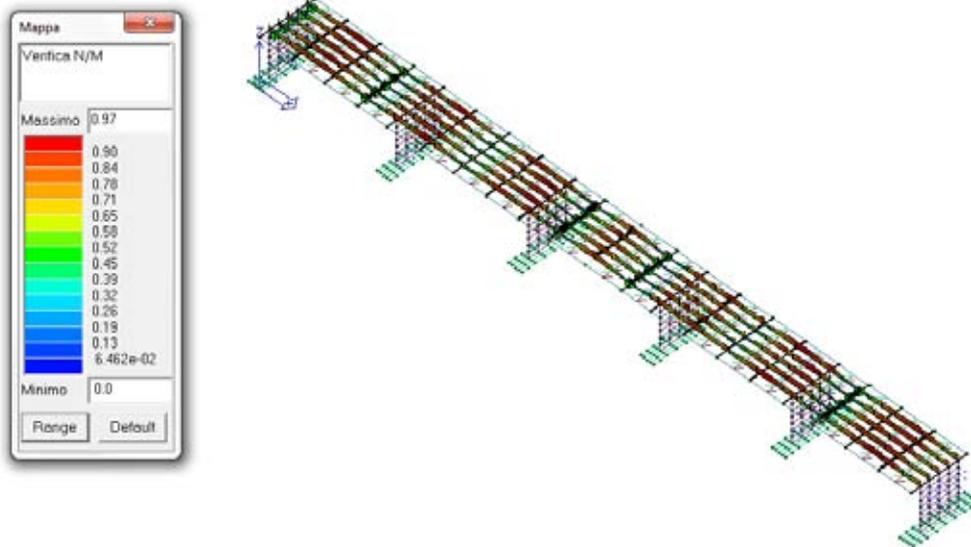
$$1: I(V/T)_{\max} = 2,0.$$

La verifica a taglio/torsione (V) lato acciaio non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1:

$$I(V/T)_{\max} = 3,0.$$

### 7.1.2 Travi e traversi impalcato in c.a.

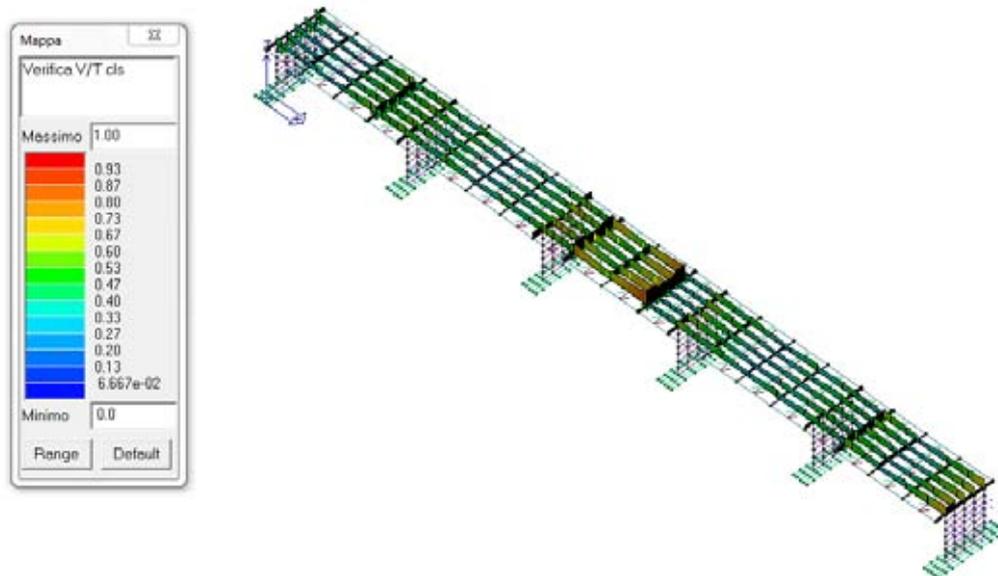
I valori delle verifiche SLV per le travi e i traversi in c.a. dell'impalcato sono riportati sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure:



**Verifica N/M**

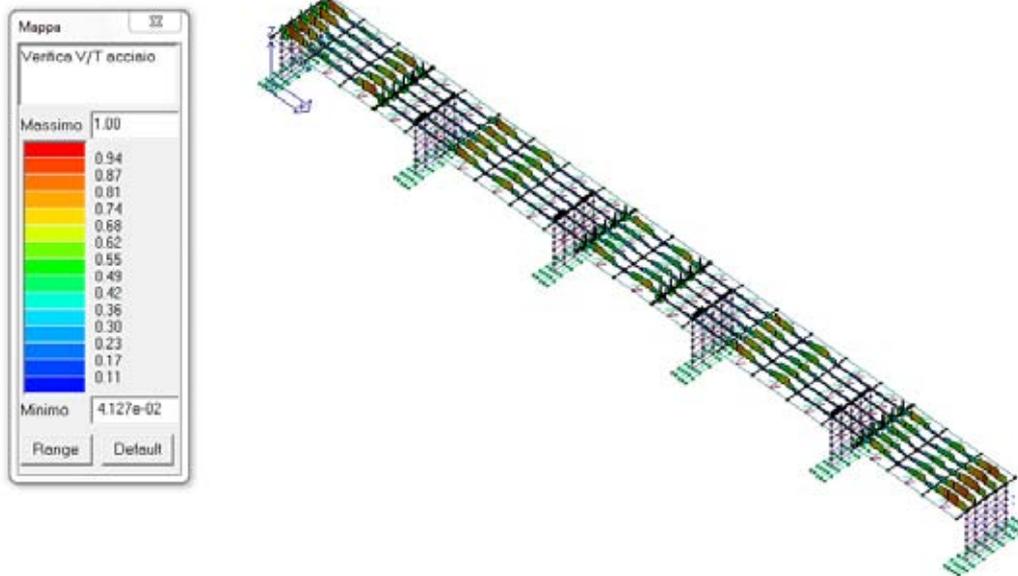
La verifica a pressoflessione (N/M) di travi e traversi è soddisfatta in quanto l'indice è uguale a 1:

$$I(N/M)_{\max} = 1,0.$$



**Verifica V/T (lato cls)**

La verifica a taglio/torsione (V/T) lato calcestruzzo di travi e traversi è soddisfatta in quanto l'indice è uguale a 1:  $I(V/T)_{\max} = 1,0$ .

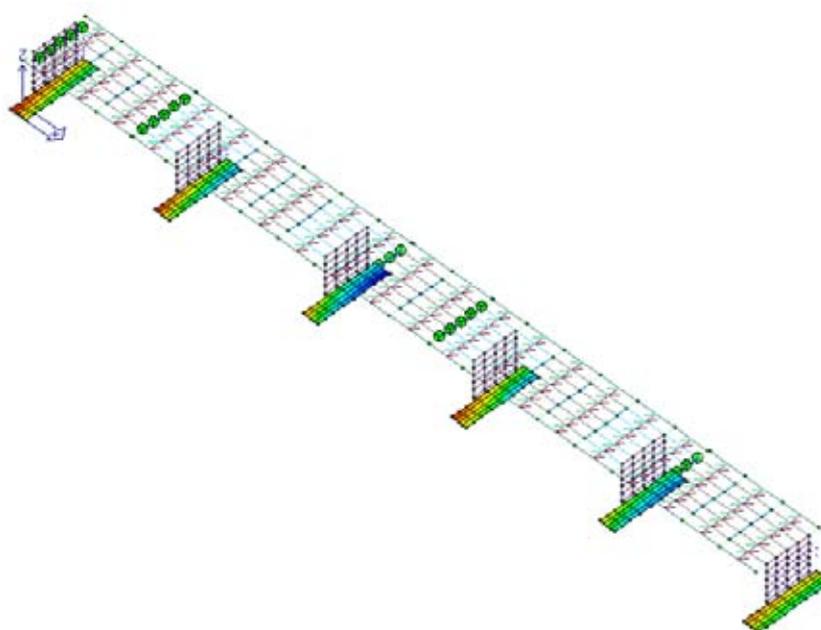
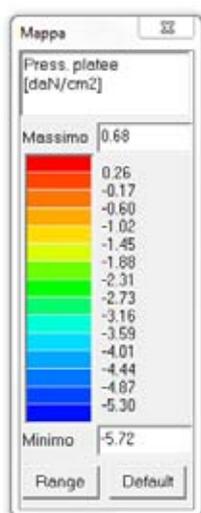


#### Verifica V/T (lato acciaio)

La verifica a taglio/torsione (V/T) lato acciaio di travi e traversi è soddisfatta in quanto l'indice è uguale a 1:  $I(V/T)_{\max} = 1,0$ .

### 7.1.3 Pressione di contatto fondazione/terreno

Considerando che non si ha la certezza della presenza dei pali al di sotto di spalle e pile, si è modellata la fondazione con platee in c.a.. Il valore massimo di pressione sul terreno (riportato per via grafica sotto forma di mappe di colore, illustrato nelle seguenti figure) è pari a  $\sigma_{t/\max} = 6,4 \text{ daN} / \text{cm}^2$ :



**Pressione massima di contatto fondazione/terreno**

La verifica di portanza del terreno (in condizioni drenate e non drenate) è soddisfatta, con un coefficiente di sicurezza pari a  $FS_{\lim} = 1,06$ .

**Fondazioni Dirette**  
**Verifica in tensioni totali**

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q$$

D = Profondità del piano di appoggio

$e_B$  = Eccentricità in direzione B ( $e_B = Mb/N$ )

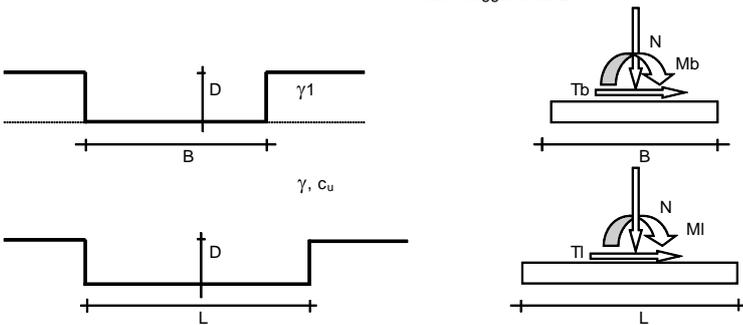
$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = MI/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2 \cdot e_L$ )

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno
		permanenti	temporanee variabili	$c_u$
Stato limite ultimo	●	1,00	1,30	1,40
Tensioni ammissibili	●	1,00	1,00	1,00
definiti dall'utente	●	1,10	1,10	1,20

valori suggeriti dall'EC7



(Per fondazioni nastriformi  $L=100$  m)

B = 3,50 (m)  
 L = 11,00 (m)  
 D = 3,00 (m)



	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	7000,00	0,00	7000,00
Mb [kNm]	0,00	0,00	0,00
MI [kNm]	25000,00	0,00	25000,00
Tb [kN]	0,00	0,00	0,00
TI [kN]	2500,00	0,00	2500,00
H [kN]	2500,00	0,00	2500,00

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1$  = 1,80 (kN/mc)  
 $\gamma$  = 2,10 (kN/mc)

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$c_u$  = 120,00 (kN/mq)

$$e_B = 0,00 \quad (m) \qquad B^* = 3,50 \quad (m)$$

$$e_L = 3,57 \quad (m) \qquad L^* = 3,86 \quad (m)$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 5,40 \quad (kN/mq)$$

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$$\gamma = 2,10 \quad (kN/mc)$$

**$N_c$  : coefficiente di capacità portante**

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5,14$$

**$s_c$  : fattori di forma**

$$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1,18$$

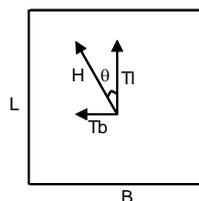
**$i_c$  : fattore di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,52$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,48$$

$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$m = 1,48$$



( $m=2$  nel caso di fondazione nastriforme e  $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$  in tutti gli altri casi)

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u N_c))$$

$$i_c = 0,56$$

**$d_c$  : fattore di profondità del piano di appoggio**

per  $D/B^* \leq 1$ ;  $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per  $D/B^* > 1$ ;  $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1,34$$

**$b_c$  : fattore di inclinazione base della fondazione**

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \qquad \beta_f + \beta_p = 0,00 \qquad \beta_f + \beta_p < 4$$

$$b_c = 1,00$$

**$g_c$  : fattore di inclinazione piano di campagna**

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \qquad \beta_f + \beta_p = 0,00 \qquad \beta_f + \beta_p < 4$$

$$g_c = 1,00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 550,41 \quad (kN/m^2)$$

**Pressione massima agente**

$$q = N / B^* L^*$$

*Dott. Ing. Franco Baroni*  
*Piazza di Porta Maggiore, 5 - 40137 Bologna*  
*tel: 051-399542 - fax 051-399512 - e.mail: franco.baroni@ceccoliassociati.it*

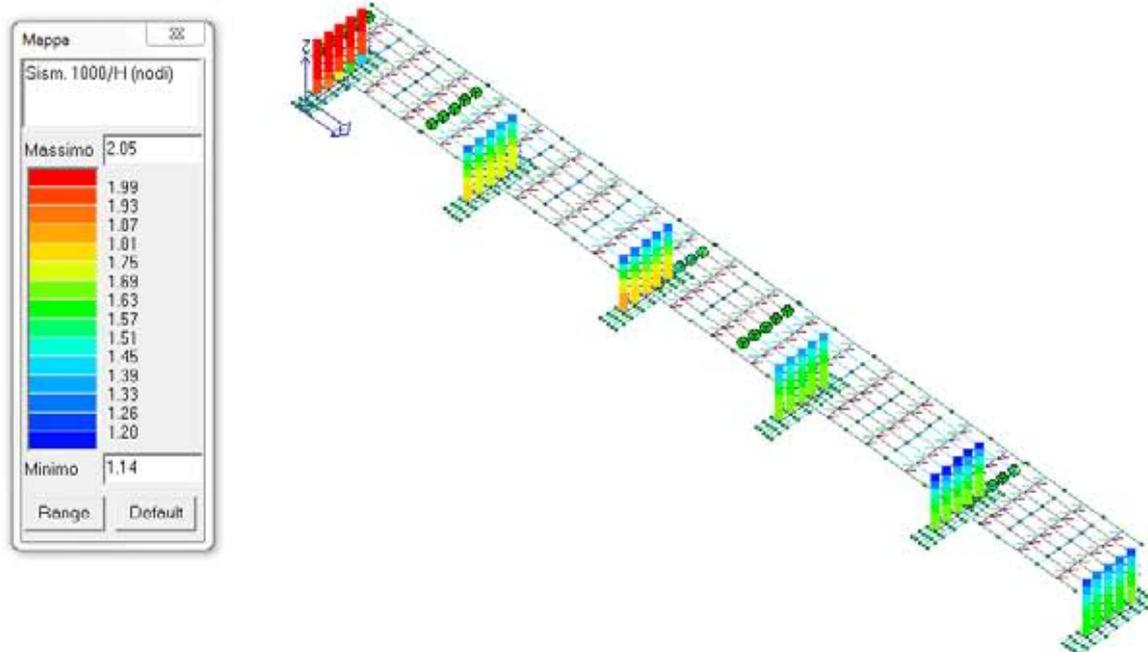
**q** = 518,52 (kN/m<sup>2</sup>)

**Coefficiente di sicurezza**

**Fs** =  $q_{lim} / q$  = 1,06

## 7.2 Spostamenti relativi SLD (stato di fatto)

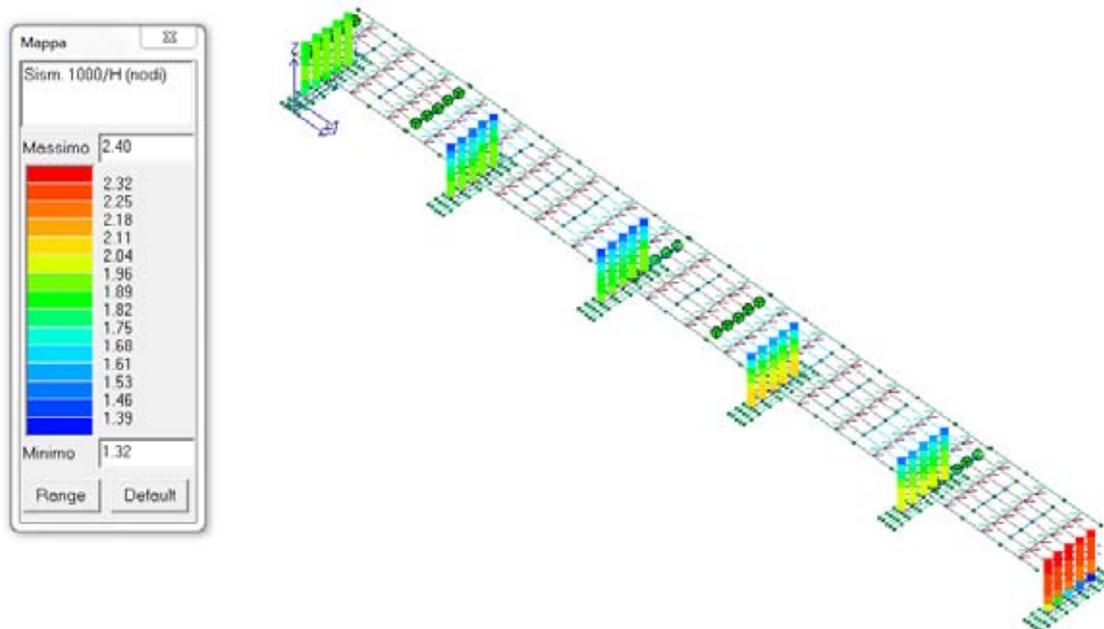
### 7.2.1 Spostamento di interpiano in direzione x



**Valori dello spostamento massimo di interpiano in direzione x allo SLD**

$$\delta_{\max-rel-x} = 0,20\% \cdot h_{pila} = 1,4cm \quad \text{spostamento di interpiano lungo x}$$

### 7.2.2 Spostamento di interpiano in direzione y



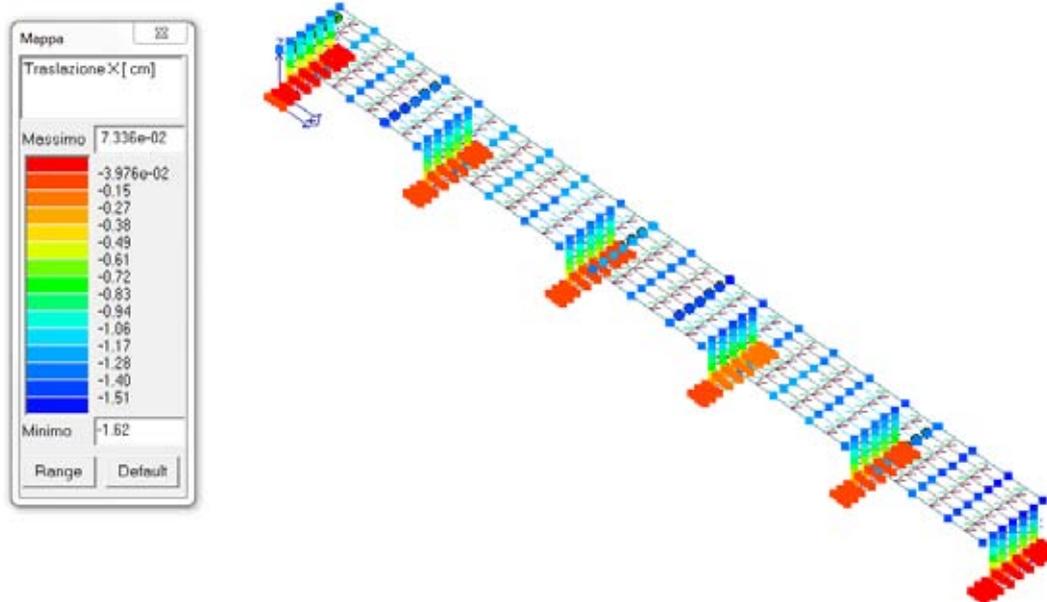
#### Valori dello spostamento massimo di interpiano in direzione y allo SLD

$$\delta_{\max-rel-y} = 0,24\% \cdot h_{pila} = 1,68\text{cm} \quad \text{spostamento di interpiano lungo } y$$

L'entità degli spostamenti massimi relativi SLD in direzione trasversale e longitudinale è modesta ed appare tranquillizzante tanto da escludere eventuali chiusure dei giunti presenti.

### 7.3 Spostamento massimo SLV (per ditta di appoggio)

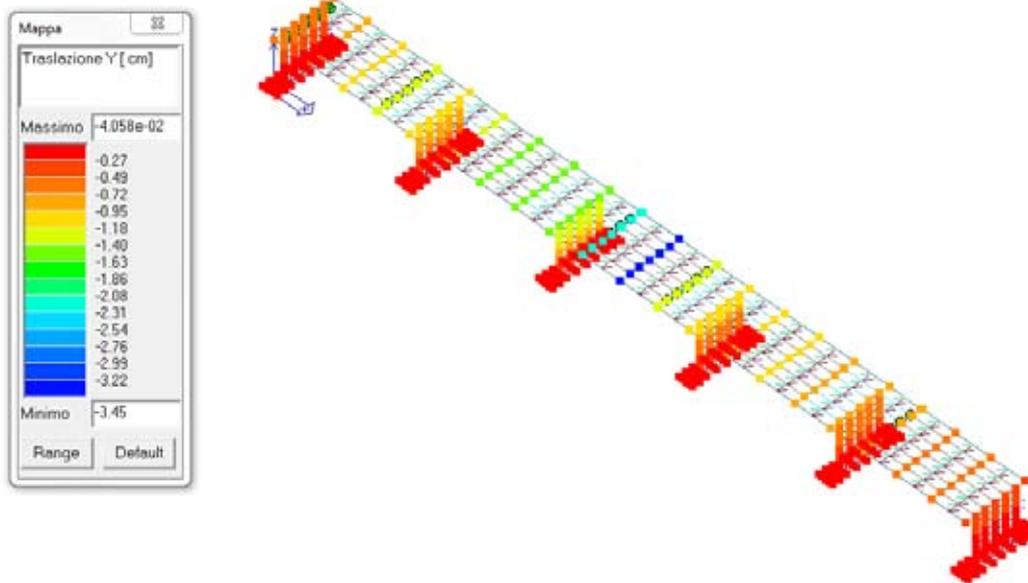
Al fine di valutare l'eventuale perdita di appoggio delle travi di impalcato, si riporta di seguito il calcolo del valore massimo dello spostamento allo SLV utilizzando il sisma di riferimento.



Spostamento massimo (sisma x)

Il valore dello spostamento massimo allo SLV in direzione x è pari a:

$$\delta_x = q \cdot \delta_{x-\max} = 1,5 \cdot 1,7 = 2,6 \text{ cm}$$



**Spostamento massimo (sisma y)**

Il valore dello spostamento massimo allo SLV in direzione y è pari a:

$$\delta_y = q \cdot \delta_{y-\max} = 1,5 \cdot 3,45 = 5,2 \text{ cm}$$

L'entità degli spostamenti massimi SLV in direzione trasversale e longitudinale è modesta ed appare tranquillizzante tanto da escludere il meccanismo di perdita di appoggio delle travi. Pertanto l'accelerazione di attivazione del meccanismo è più elevata dell'accelerazione di riferimento così come il periodo di ritorno dell'azione sismica associata all'accelerazione di attivazione.

## **8. PREVISIONE DI MASSIMA DI POSSIBILI INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO**

Gli interventi ritenuti necessari per conseguire un miglioramento prestazionale del manufatto sia in termini di carichi verticali che di sisma, sono i seguenti:

1. eliminazione del diffuso stato di degrado delle strutture con ripristino delle superfici in calcestruzzo, reintegro delle armature eventualmente mancanti e inefficienti;
2. ripristino dell'efficienza del sistema di smaltimento delle acque
3. riqualificazione degli appoggi e dei giunti
4. riqualificazione dei parapetti in acciaio
5. realizzazione di un nuovo sistema di ritegni trasversali e longitudinali tali da consentire il corretto comportamento di insieme in occasione di eventi sismici
6. incamiciatura dei fusti delle pile (almeno fino a metà altezza) mediante sottili lastre in c.c.a. proiettato per aumentare la resistenza a pressoflessione e taglio degli elementi

## 9. ANALISI DELLA VULNERABILITA' SISMICA GLOBALE E LOCALE DELLA STRUTTURA

### 9.1 Vulnerabilità globale - elementi in c.a.

La verifica sismica del ponte allo stato di fatto non è soddisfatta, per quanto riguarda il comportamento sismico delle pile in c.a., ovvero la struttura non è in grado di sopportare un sisma allo SLV con periodo di ritorno  $T_{R-SLV,rif} = 949$  anni e accelerazione pari a  $a_{g-SLV,rif} = 0,259g$  in termini di resistenza (in particolare in riferimento alla resistenza a taglio lato acciaio delle pile in c.a.), in quanto la capacità ultima di tali elementi risulta minore della sollecitazione derivante da un sisma di elevata intensità. Sono stati considerati diversi meccanismi di collasso che interessano i vari elementi della struttura, di seguito riassunti.

#### Verifiche in termini di resistenza (SLV)

Elementi in c.a.:

- pressoflessione (N/M) e taglio (V/T) delle pile,
- pressoflessione (N/M) e taglio (V/T) delle travi e dei traversi di impalcato.

I risultati ottenuti sono sinteticamente riassunti nella tabella di seguito riportata:

STATO DI FATTO						
SLV						
c.a.		valori da modello SLV	PGA - SLV	ag - SDF	TR - SLV	TR - SDF
Pile a fusto unico	N/M	2	0,259	0,130	949	162
	V/T cls	2	0,259	0,130	949	162
	V/T acc	3	0,259	0,086	949	60
c.a.						
		valori da modello SLV	PGA - SLV	ag - SDF	TR - SLV	TR - SDF
Impalcato Travi e Traversi	N/M	1	0,259	0,259	949	949
	V/T cls	1	0,259	0,259	949	949
	V/T acc	1	0,259	0,259	949	949

Si riportano per esteso i valori ricavati dalle analisi effettuate:

#### Verifica in termini di capacità limite del terreno di fondazione (SLV)

Per quanto riguarda il sistema di fondazione, si è calcolato il meccanismo corrispondente al raggiungimento della massima capacità limite del terreno/fondazione.

$$a_{g-SLV-fondazioni} = 0,274g > a_{g-SLV,rif} \qquad T_{R-SLV-fondazioni} = 1199 \text{ anni} \qquad \text{SLV}$$

#### Perdita di appoggio delle travi di impalcato (SLV)

Per quanto riguarda la perdita di appoggio (collasso di un appoggio) delle travi di impalcato si è calcolato lo spostamento massimo dell'impalcato in direzione longitudinale e in direzione trasversale

L'entità degli spostamenti massimi SLV in direzione trasversale e longitudinale è modesta ed appare tranquillizzante tanto da escludere il meccanismo di perdita di appoggio delle travi. Pertanto l'accelerazione di attivazione del meccanismo è più elevata dell'accelerazione di riferimento così come il periodo di ritorno dell'azione sismica associata all'accelerazione di attivazione.

$$a_{g-SLV-appoggio} > a_{g-SLV,rif} = 0,259g \qquad T_{R-SLV-appoggi} > 2475 \text{ anni} \qquad \text{SLV}$$

#### Deformazione di danno (SLD)

L'entità degli spostamenti massimi relativi SLD in direzione trasversale e longitudinale è modesta ed appare tranquillizzante tanto da escludere eventuali chiusure dei giunti presenti.

$$a_{g-SLD} > a_{g-SLD,rif} = 0,120g \qquad T_{R-SLD} > 101 \text{ anni} \qquad \text{SLD}$$

## 10. SINTESI DEI RISULTATI - INDICATORI DI RISCHIO

La sintesi dei risultati ottenuti dalle verifiche di vulnerabilità è riportata all'interno della "Scheda di sintesi della verifica sismica di Livello 1 o di Livello 2 per i ponti strategici ai fini della protezione civile o rilevanti in caso di collasso a seguito di evento sismico".

Dai valori ricavati si ottengono i seguenti indicatori di rischio:

INDICATORI DI RISCHIO - SDF				
SLV				
c.a.		alfa - SLV	beta - SLV	(beta - SLV) <sup>0,41</sup>
Pile a fusto unico	N/M	0,50	0,17	0,48
	V/T cls	0,50	0,17	0,48
	V/T acc	0,33	0,06	0,32
c.a.		alfa - SLV	beta - SLV	(beta - SLV) <sup>0,41</sup>
Impalcato Travi e Traversi	N/M	1,00	1,00	1,00
	V/T cls	1,00	1,00	1,00
	V/T acc	1,00	1,00	1,00

Considerando il primo meccanismo che si attiva (ovvero quello caratterizzato dal valore più basso di accelerazione) si ottengono i seguenti valori.

### 10.1 Indicatore di rischio di salvaguardia della vita (SLV)

L'indicatore di rischio calcolato in base al rapporto tra le accelerazioni vale:

$$\alpha_{V-PGA} = \frac{a_{g-SLV}}{a_{g-SLV,rif}} = \frac{0,086}{0,259} = 0,33 \quad \text{taglio lato acciaio nelle pile (SLV)}$$

L'indicatore di rischio calcolato in base al rapporto tra i periodi di ritorno elevato ad "a=0,41" vale:

$$\alpha_{V-T_R} = \left( \frac{T_{R-SLV}}{T_{R-SLV,rif}} \right)^{0,41} = \left( \frac{60}{949} \right)^{0,41} = 0,32 \quad \text{taglio lato acciaio nelle pile (SLV)}$$

### 10.2 Indicatore di rischio di danno (SLD)

L'indicatore di rischio calcolato in base al rapporto tra le accelerazioni vale:

$$\alpha_{D-PGA} = \frac{a_{g-SLD}}{a_{g-SLD,rif}} > 1,0 \quad \text{deformazione di danno (SLD)}$$

L'indicatore di rischio calcolato in base al rapporto tra i periodi di ritorno elevato ad "a=0,41" vale:

$$\alpha_{D-T_R} = \left( \frac{T_{R-SLD}}{T_{R-SLD,rif}} \right)^{0,41} = 1,0 \quad \text{deformazione di danno (SLD)}$$