



D.M. 49/2018_INTERVENTO DI ADEGUAMENTO
STATICO E SISMICO DEL PONTE SUL FIUME MONTONE
POSTO AL KM 4+693 DELLA S.P. 5 RONCALCECI
CUP J63D18000180001

PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

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

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO : Ing. Chiara Bentini _____
Documento firmato digitalmente

PROGETTISTA : Ing. Tobia Zordan _____
Documento firmato digitalmente



PER PRESA VISIONE



COLLABORATORI ALLA PROGETTAZIONE : Geom. Lorenza Battistini _____
Firmato

Rev.	Descrizione	Redatto:	Controllato:	Approvato:	Data:
A	PRIMA EMISSIONE				20/12/2019

TITOLO ELABORATO:

PONTE SUL FIUME MONTONE
RELAZIONE SULLE STRUTTURE
STATO DI FATTO

Elaborato num:	Revisione:	Data:	Scala:	Nome file:
03	A	20/12/2019	-	-

*Dott. Ing. Gilberto Dallavalle
Piazza di Porta Maggiore, 5 - 40137 Bologna
tel: 051-399542 - fax 051-399512 - e.mail: gilberto.dallavalle@gmail.com*

PROVINCIA DI RAVENNA

COMUNE DI RUSSI

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

PONTE SUL FIUME MONTONE - KM 4+680 S.P. N. 5 "RONCALCECI" - COMUNE DI RUSSI (RAVENNA)

Provvedimento n. 880 - 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. Gilberto Dallavalle

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 Montone posto alla progressiva chilometrica km4+680 della sp. n. 5 "Roncalceci" in Comune di Russi (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 Montone posto alla progressiva chilometrica km4+680 della sp. n. 5 "Roncalceci" è situato nel Comune di Russi (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

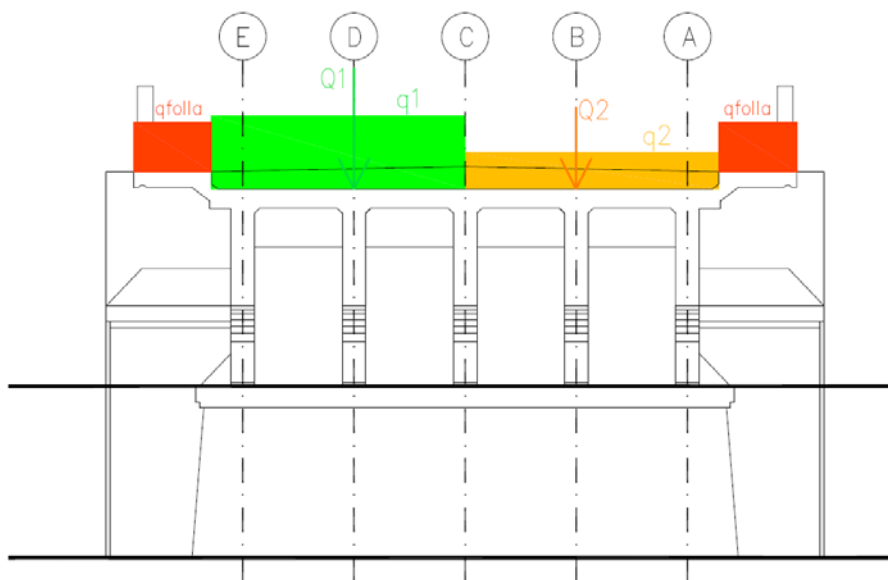
Le analisi saranno effettuate in conformità alle seguenti normative, così come previsto anche dal Disciplinare di incarico professionale:

- 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".

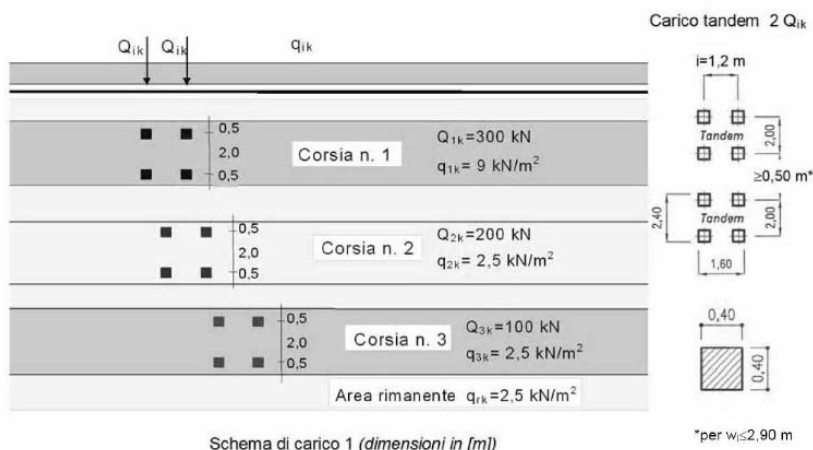
2. ANALISI DEI CARICHI

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 1^a 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 ²]
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 Montone posto alla progressiva chilometrica km4+680 della sp. n. 5 "Roncalceci" è situato nel Comune di Russi (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

Available on the App Store

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

ad es. "Via M. Cianculli, 114 MONTELLA"



Latitudine (WGS84) Longitudine (WGS84)

Latitudine (ED50) Longitudine (ED50)

Altitudine (mt)

Classe dell'edificio

Vita Nominale Struttura

Periodo di Riferimento per l'azione sismica

Parametri di pericolosità Sismica				
Stato Limite	Tr [anni]	sa/g [-]	Fa [-]	Tc [s]
Operatività	80	0.074	2.444	0.280
Danno	101	0.093	2.430	0.290
Salvaguardia Vita	949	0.232	2.441	0.301
Prevenzione Collasso	1950	0.297	2.422	0.316

[Termini e Condizioni di utilizzo di EdiLus-MS](#)

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:

$$a_{g-SLD} = 0,093g \quad F_0 = 2,430 \quad T_C^* = 0,290 \text{ sec}$$

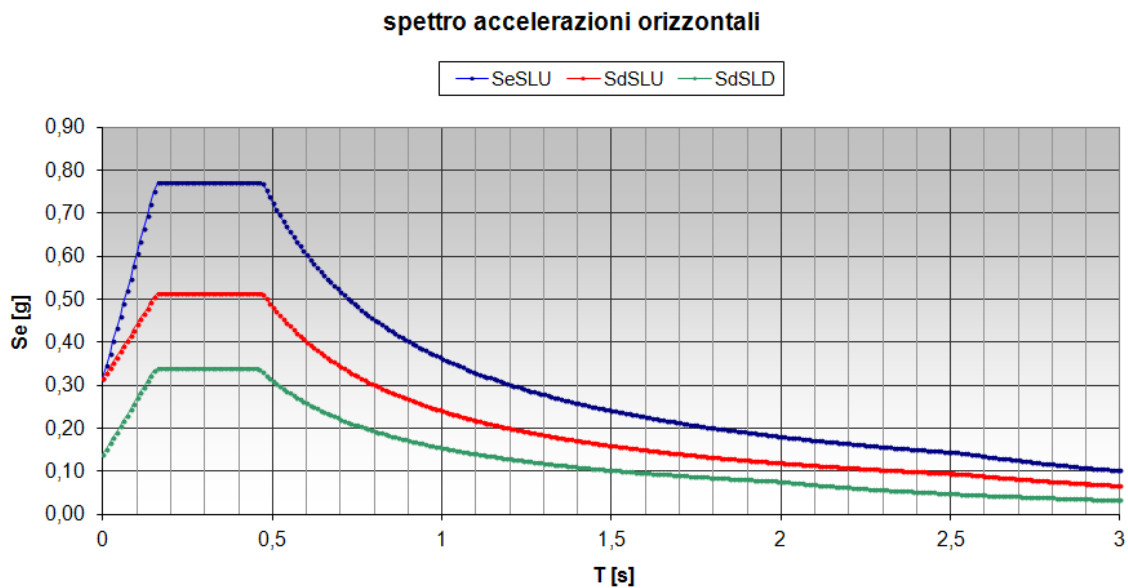
I valori che si ottengono per lo spettro di risposta della componente orizzontale del sisma, per lo Stato Limite Ultimo SLV utilizzato per l'analisi del ponte, quindi, i seguenti:

$$a_{g-SLV} = 0,232g \quad F_0 = 2,441 \quad T_C^* = 0,301 \text{ sec}$$

$\eta = 1/q$ $q = q_0 \cdot K_R = 1,5$ 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

ψ_{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) Ruota
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) Ruota	Nodo: 10 Azione : Q1:Fz=-3.000e+04 Nodo: 25 Azione : Q1:Fz=-3.000e+04 Nodo: 40 Azione : Q2:Fz=-2.000e+04 Nodo: 56 Azione : Q2:Fz=-2.000e+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. Gilberto Dallavalle
Piazza di Porta Maggiore, 5 - 40137 Bologna
tel: 051-399542 - fax 051-399512 - e.mail: gilberto.dallavalle@gmail.com

Cmb	CDC	CDC	CDC	CDC	CDC	CDC	CDC	CDC	CDC	CDC	CDC	CDC	CDC
	1/15...	2/16...	3/17...	4/18...	5/19...	6/20...	7/21...	8/22...	9/23...	10/24...	11/25...	12/26...	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 rigidità pari a $k = 0,5 \text{ daN} / \text{cm}^3$ 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.

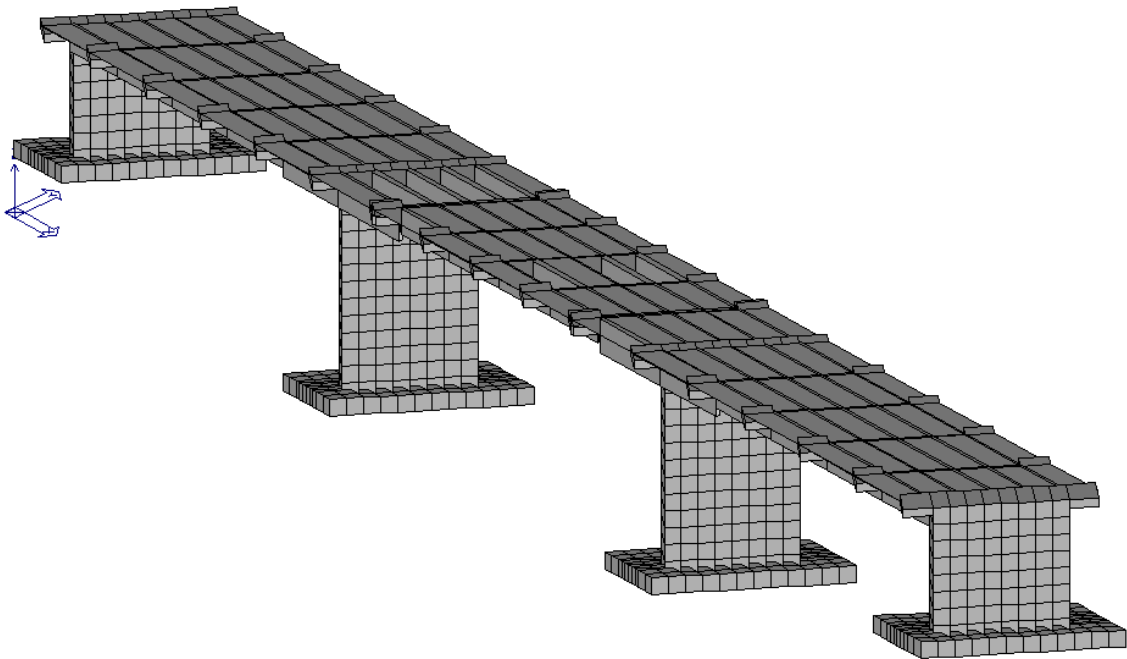
La risoluzione del sistema $K * u = F$ è condotta con l'algoritmo di Gauss modificato sulla matrice K globale suddivisa in blocchi. La risoluzione delle equazioni del moto, ed in particolare l'applicazione dell'analisi dinamica prevista per il calcolo in zona sismica è condotta con il metodo dello spettro 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:

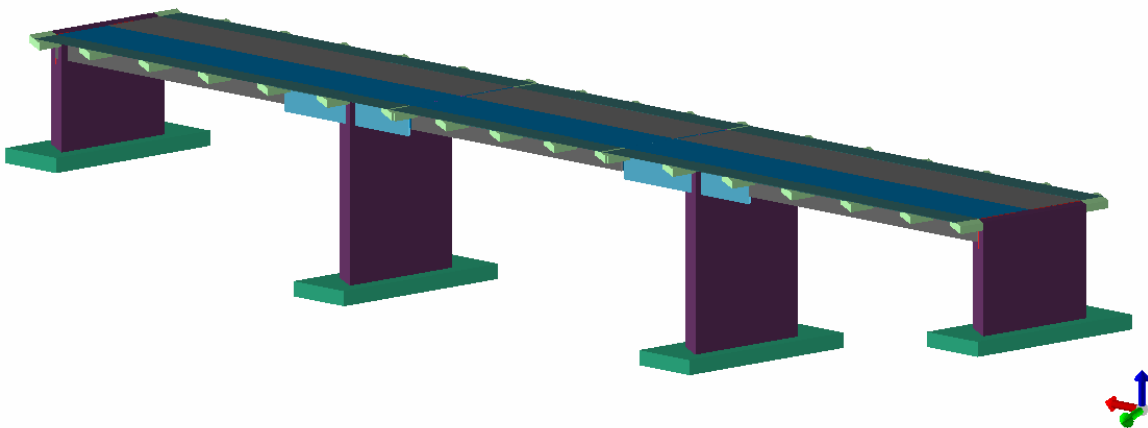
Affidabilità dei codici utilizzati
2S.I. ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

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

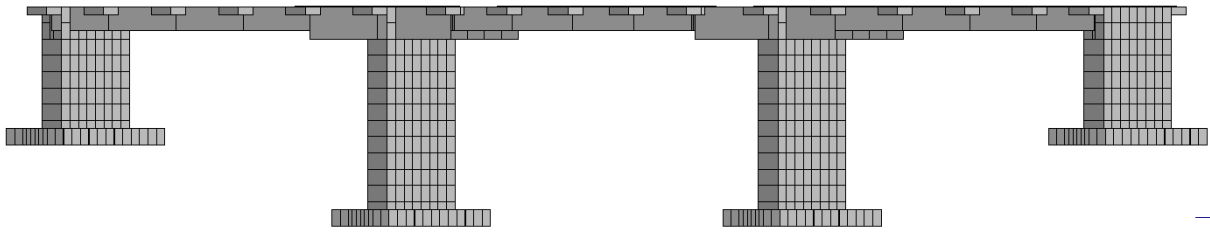
Nelle seguenti figure è rappresentato il modello tridimensionale agli elementi finiti sviluppato:



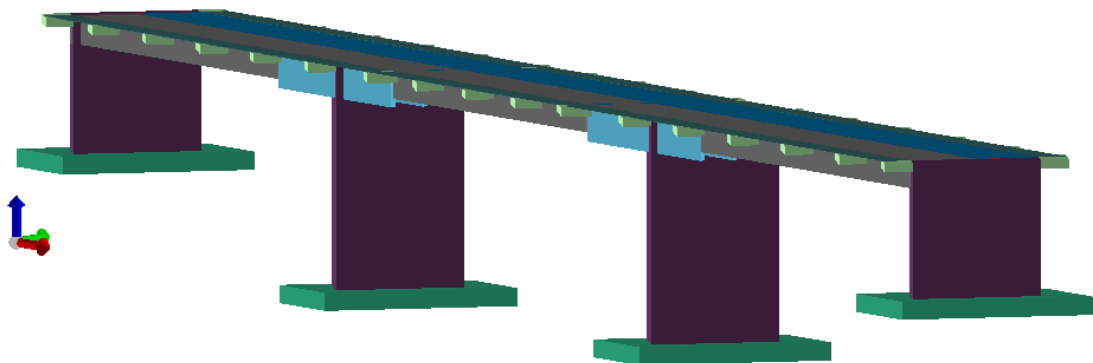
Vista 1: modello solido



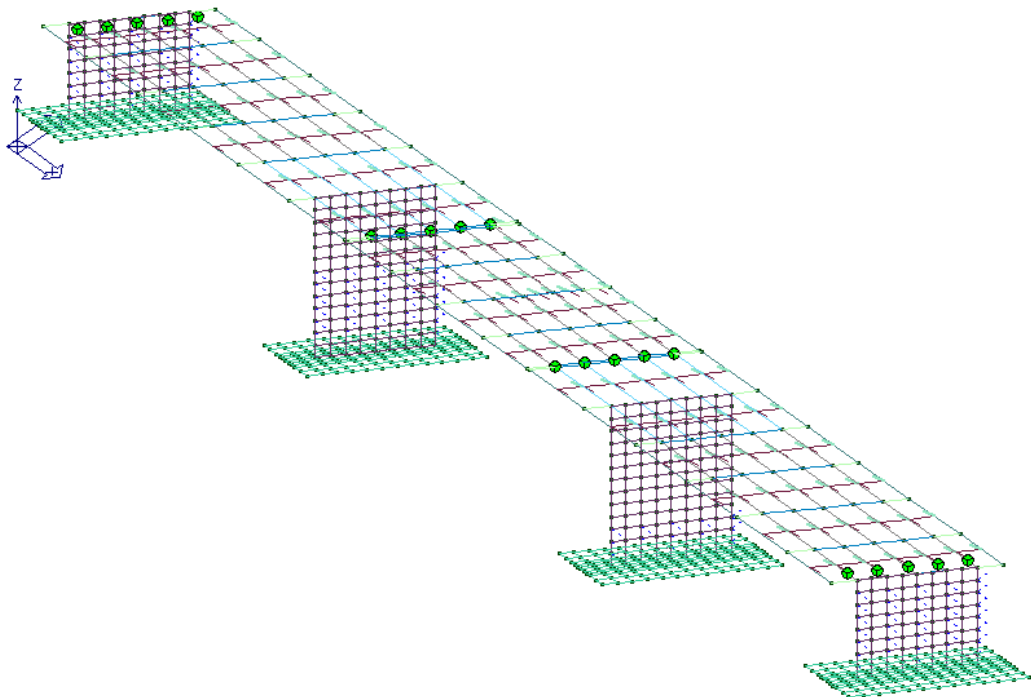
Vista 2: modello solido



Vista 3: modello solido



Vista 4: modello solido



Vista 5: modello a filo

5.2.1 Metodologia di modellazione ed analisi

Tipo di analisi strutturale	
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

Modellazione della geometria e proprietà meccaniche:	
nodi	1063
elementi D2 (per aste, travi, pilastri...)	220
elementi D3 (per pareti, platee, gusci...)	816
elementi solaio	96
elementi solidi	0
Dimensione del modello strutturale [cm]:	
X min =	145.99
Xmax =	7520.06
Ymin =	-140.00
Ymax =	700.00
Zmin =	0.00
Zmax =	1300.00
Strutture verticali:	
Elementi di tipo asta	NO
Pilastri	NO
Pareti	SI
Setti (a comportamento membranale)	NO
Strutture non verticali:	
Elementi di tipo asta	NO
Travi	SI
Gusci	NO
Membrane	NO
Orizzontamenti:	
Solai con la proprietà piano rigido	SI
Solai senza la proprietà piano rigido	SI

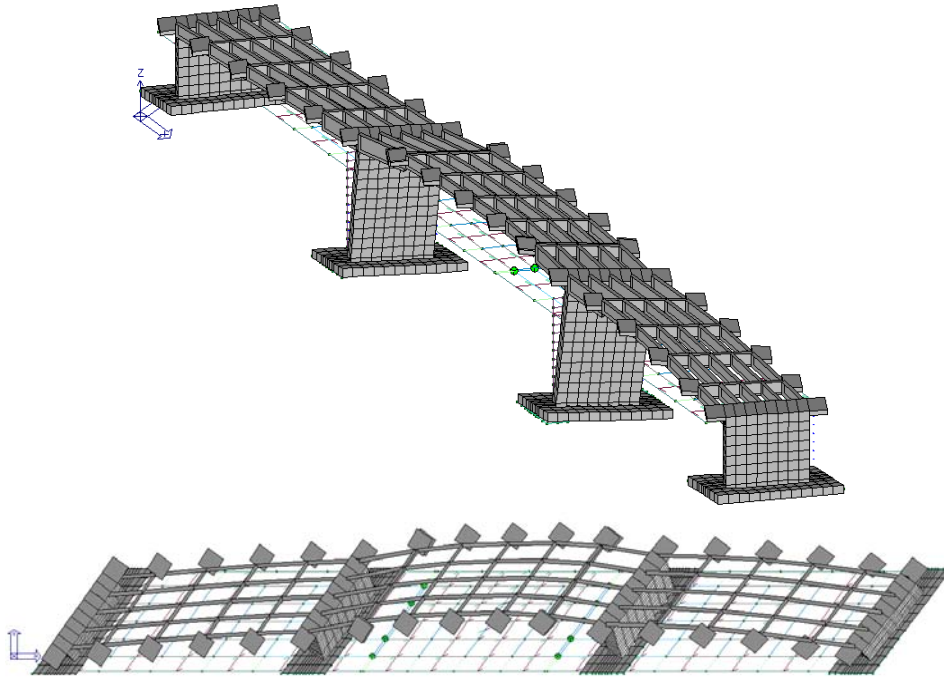
5.2.3 Modellazione dei vincoli interni ed esterni

Tipo di vincoli:	
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

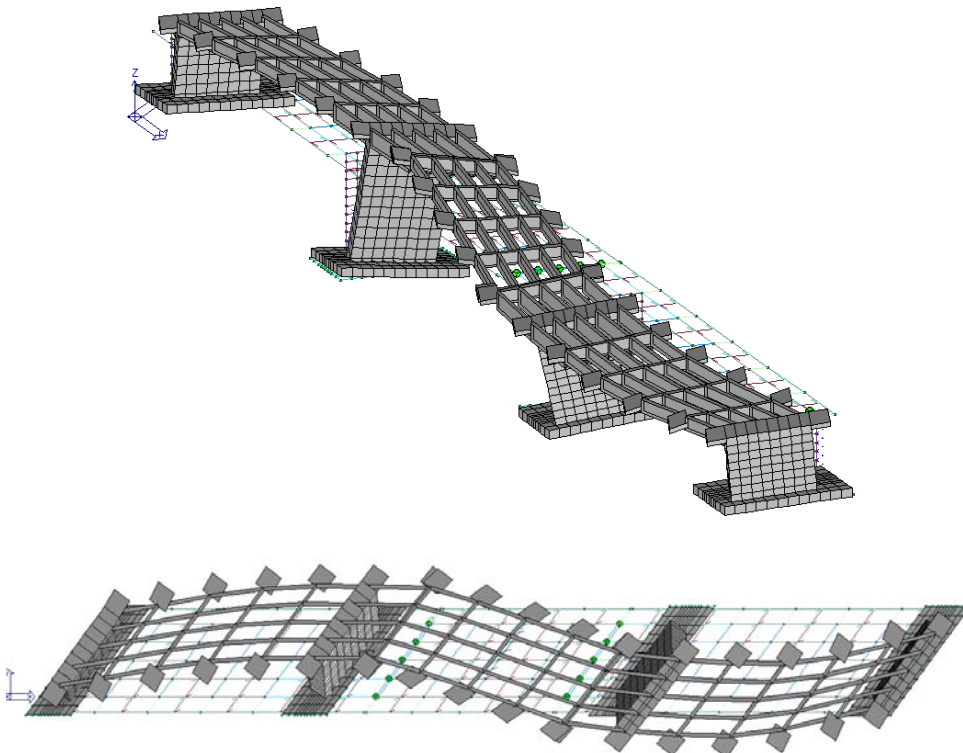
5.2.4 Risultati dell'analisi modale

L'analisi dinamica modale di tipo lineare con spettro di risposta è stata condotta considerando i primi 40 modi di vibrare che forniscono una massa partecipante totale pari al 94% (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).

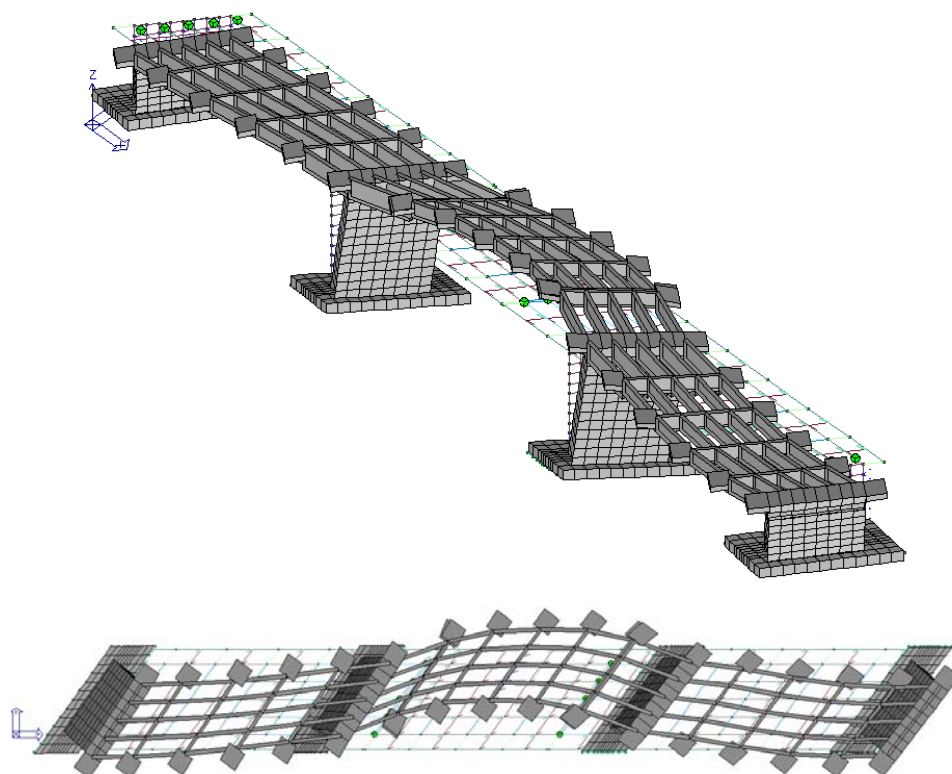
Il primo modo di vibrare (trasversale) ha un periodo pari a $T_1 = 0,70$ sec ed è traslazionale lungo y (direzione trasversale); il secondo modo è rotazionale e ha un periodo pari a $T_2 = 0,46$ sec, il terzo modo (longitudinale) ha un periodo pari a $T_3 = 0,40$ sec ed è traslazionale lungo x (direzione longitudinale).



Primo modo di vibrare della struttura ($T_1 = 0,70\text{sec}$) - traslazionale lungo y (trasversale)



Secondo modo di vibrare della struttura ($T_2 = 0,46\text{sec}$) - rotazionale



Terzo modo di vibrare della struttura (T3 = 0,40sec) - traslazionale lungo x (longitudinale)

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
5	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)	
			verifica esistenti: fattore FC 1.200
			categoria suolo: C
			fattore di sito S = 1.360
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.514 g
			angolo di ingresso: 0.0
			eccentricità aggiuntiva: positiva
			periodo proprio T1: 0.400 sec.
			fattore di struttura q: 1.500
			fattore per spost. mu d: 1.598
			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			
1300.00	1.119e+06	3831.99	278.67	0.0	-34.13	3833.02	280.00	1.222	4.2835e-04	4.2041e-04
1200.00	1.046e+05	3833.02	280.00	0.0	-28.00	3833.02	280.00	1.224	0.0	0.0
1100.00	1.046e+05	3833.02	280.00	0.0	-28.00	3833.02	280.00	1.224	0.0	0.0
1000.00	1.046e+05	3833.02	280.00	0.0	-28.00	3833.02	280.00	1.224	0.0	0.0
900.00	1.046e+05	3833.02	280.00	0.0	-28.00	3833.02	280.00	1.224	0.0	0.0
800.00	1.046e+05	3833.02	280.00	0.0	-28.00	3833.02	280.00	1.224	0.0	0.0
700.00	1.046e+05	3833.02	280.00	0.0	-28.00	3833.02	280.00	1.224	0.0	0.0
600.00	1.046e+05	3833.02	280.00	0.0	-28.00	3833.02	280.00	1.224	0.0	0.0
500.00	7.848e+04	3833.02	280.00	0.0	-28.00	3833.02	280.00	0.608	0.0	0.0
400.00	5.232e+04	3833.02	280.00	0.0	-28.00	3833.02	280.00	1.448	0.0	0.0
300.00	5.232e+04	3833.02	280.00	0.0	-28.00	3833.02	280.00	1.448	0.0	0.0
200.00	5.232e+04	3833.02	280.00	0.0	-28.00	3833.02	280.00	1.448	0.0	0.0
100.00	5.232e+04	3833.02	280.00	0.0	-28.00	3833.02	280.00	1.448	0.0	0.0

Dott. Ing. Gilberto Dallavalle
Piazza di Porta Maggiore, 5 - 40137 Bologna
tel: 051-399542 - fax 051-399512 - e.mail: gilberto.dallavalle@gmail.com

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
Risulta	2.139e+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	1.428	0.700	0.352	1.291e+05	6.0	1.349e+06	63.1	5.23	2.45e-04
2	2.164	0.462	0.514	3281.71	0.2	5645.65	0.3	20.32	9.50e-04
3	2.498	0.400	0.514	9.986e+05	46.7	5114.00	0.2	11.03	5.16e-04
4	3.312	0.302	0.514	4.716e+05	22.0	2.359e+05	11.0	0.41	1.90e-05
5	3.784	0.264	0.514	4519.94	0.2	6696.73	0.3	367.12	1.72e-02
6	4.424	0.226	0.514	6.160e+04	2.9	4.886e+04	2.3	1039.23	4.86e-02
7	4.599	0.217	0.514	1770.25	8.28e-02	1041.02	4.87e-02	2.378e+05	11.1
8	5.346	0.187	0.514	3.155e+04	1.5	3111.11	0.1	4.687e+05	21.9
9	5.392	0.185	0.514	1935.77	9.05e-02	2362.49	0.1	1.350e+05	6.3
10	5.533	0.181	0.514	3.801e+04	1.8	244.30	1.14e-02	4.992e+05	23.3
11	5.740	0.174	0.514	2357.46	0.1	211.97	9.91e-03	5889.40	0.3
12	6.274	0.159	0.514	2.411e+04	1.1	8.860e+04	4.1	7619.38	0.4
13	6.706	0.149	0.501	3910.88	0.2	4469.39	0.2	63.63	2.97e-03
14	7.049	0.142	0.492	1.735e+04	0.8	5.393e+04	2.5	1384.56	6.47e-02
15	7.527	0.133	0.482	2.145e+04	1.0	4854.19	0.2	3714.40	0.2
16	7.597	0.132	0.480	2.072e+04	1.0	151.94	7.10e-03	8707.21	0.4
17	8.089	0.124	0.470	5741.14	0.3	2.568e+04	1.2	4.443e+04	2.1
18	8.333	0.120	0.466	5510.67	0.3	1.154e+04	0.5	1.179e+05	5.5
19	9.611	0.104	0.447	36.58	1.71e-03	0.32	1.49e-05	5893.91	0.3
20	9.886	0.101	0.443	2.18	1.02e-04	183.03	8.56e-03	2.628e+04	1.2
21	10.733	0.093	0.434	2327.20	0.1	33.10	1.55e-03	230.44	1.08e-02
22	11.032	0.091	0.431	2.176e+04	1.0	853.95	3.99e-02	40.73	1.90e-03
23	11.094	0.090	0.430	2060.12	9.63e-02	228.79	1.07e-02	27.74	1.30e-03
24	12.011	0.083	0.422	28.77	1.35e-03	7.96	3.72e-04	5.535e+05	25.9
25	12.783	0.078	0.416	4512.15	0.2	433.43	2.03e-02	1.014e+04	0.5
26	12.962	0.077	0.414	1.688e+04	0.8	3330.23	0.2	8.89	4.16e-04
27	13.181	0.076	0.413	1470.27	6.87e-02	589.50	2.76e-02	2221.74	0.1
28	14.591	0.069	0.404	48.91	2.29e-03	570.80	2.67e-02	437.69	2.05e-02
29	14.868	0.067	0.402	1165.45	5.45e-02	2.457e+04	1.1	461.34	2.16e-02
30	15.705	0.064	0.398	21.06	9.85e-04	949.14	4.44e-02	3264.16	0.2
31	16.689	0.060	0.394	7158.31	0.3	5.783e+04	2.7	373.48	1.75e-02
32	17.329	0.058	0.391	5861.17	0.3	3694.96	0.2	329.63	1.54e-02
33	17.821	0.056	0.389	3238.84	0.2	512.29	2.39e-02	169.85	7.94e-03
34	17.964	0.056	0.388	84.72	3.96e-03	3342.07	0.2	500.17	2.34e-02
35	18.463	0.054	0.387	1.735e+04	0.8	4153.78	0.2	72.58	3.39e-03
36	18.791	0.053	0.386	6156.80	0.3	9344.59	0.4	947.39	4.43e-02
37	18.997	0.053	0.385	1.644e+04	0.8	4.472e+04	2.1	179.05	8.37e-03
38	20.048	0.050	0.382	6271.95	0.3	3805.68	0.2	8.36	3.91e-04
39	20.216	0.049	0.381	3188.50	0.1	4086.05	0.2	64.03	2.99e-03
40	20.688	0.048	0.380	3.390e+04	1.6	2460.48	0.1	6.46	3.02e-04
Risulta				1.993e+06		2.013e+06		2.137e+06	
In percentuale				93.18		94.10		99.91	

Verifica sismica ponte sul fiume Montone, km 4+680 della sp. n. 5 "Roncalceci" – Russi (RA)
REL03: verifica sismica

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.

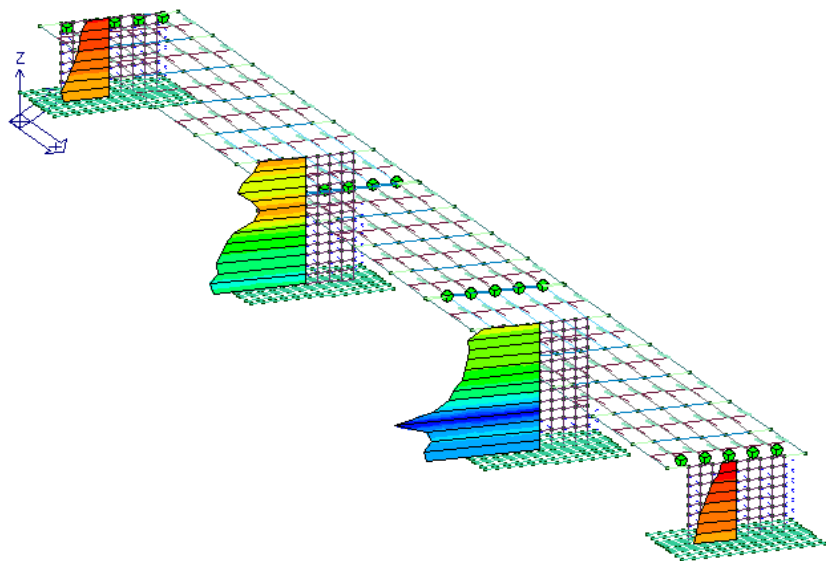
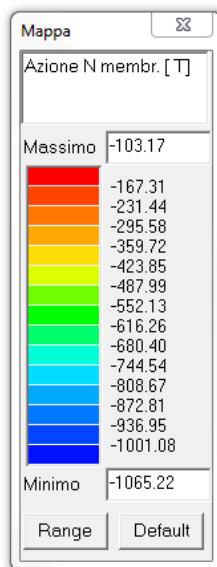
Tramite l'analisi dinamica lineare sviluppata, si individuano gli elementi resistenti alle azioni orizzontali (pile) che non soddisfano i criteri di verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). Infine, si procede al controllo degli spostamenti della struttura sia in termini di spostamenti 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.

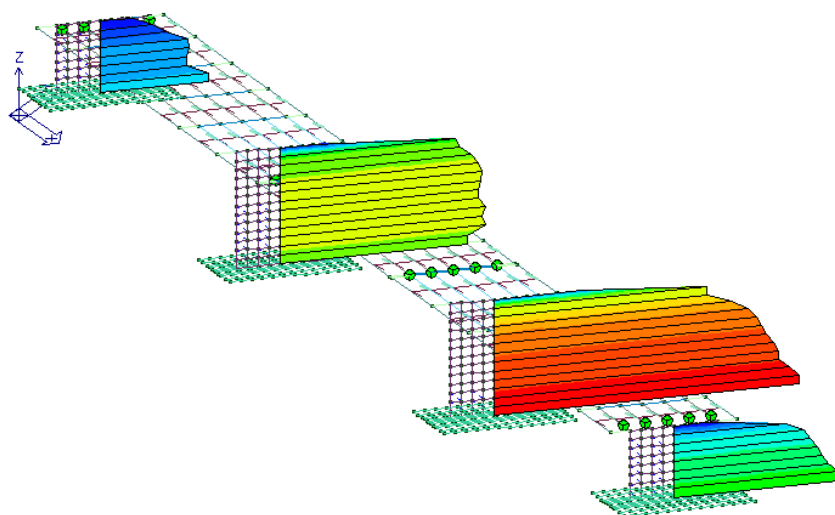
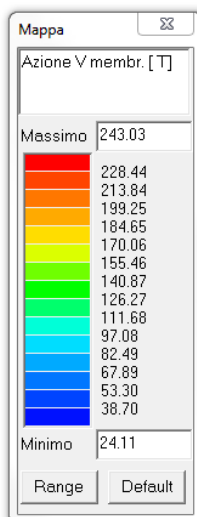
7.1 Verifiche di resistenza SLV (stato di fatto)

7.1.1 Pile in c.a. a fusto unico

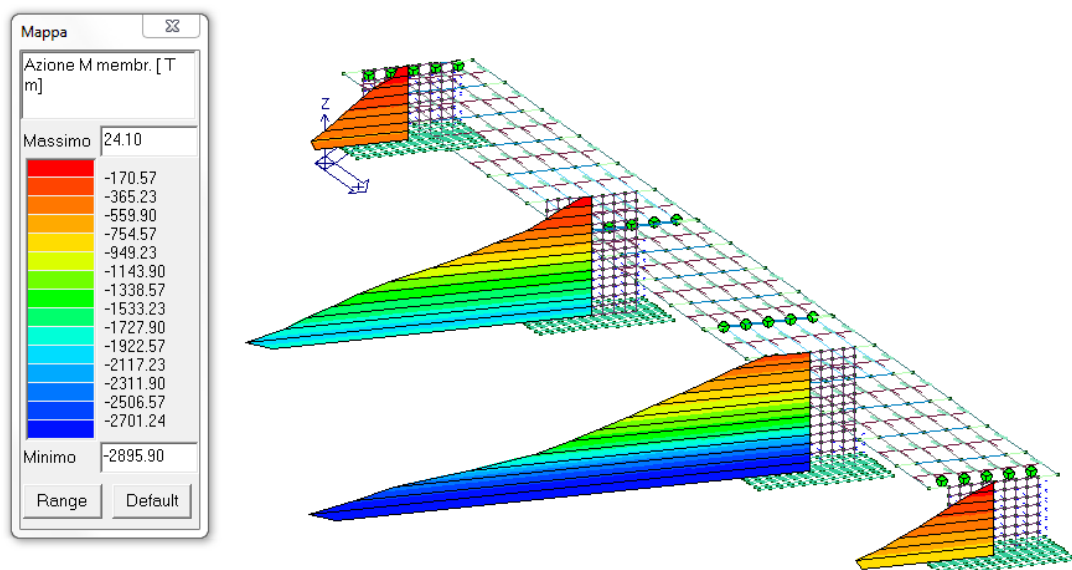
Le sollecitazioni nelle pile a fusto unico ricavate in combinazione SLV sono riportate sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure:



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 11,0m).

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

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

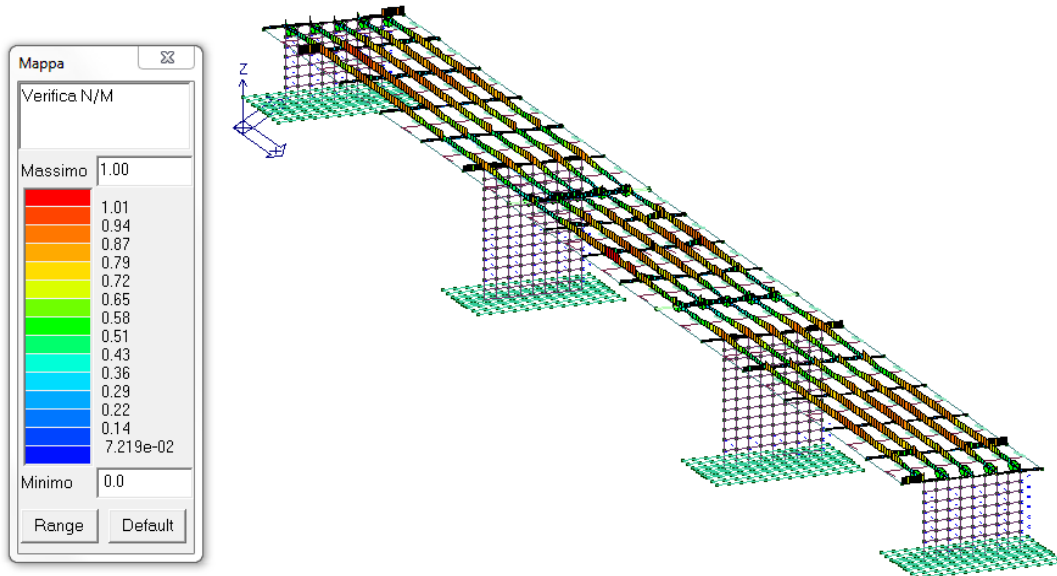
La verifica a taglio/torsione (V) lato calcestruzzo non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(V/T)_{\max} = 2,0$.

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.

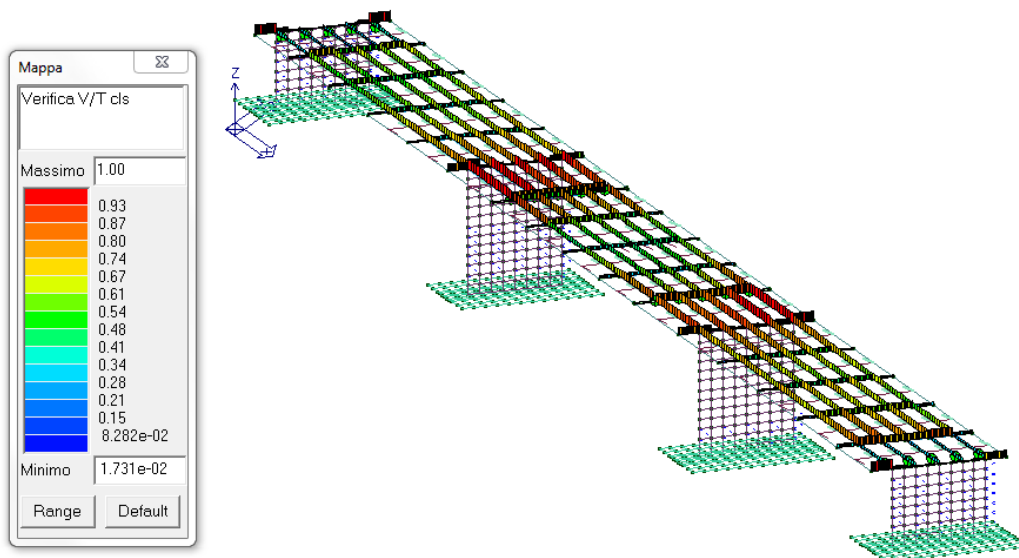
I valori delle verifiche SLV per le travi e i traversi in c.a. dell'impalcato sono riportati sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure:



Verifica N/M

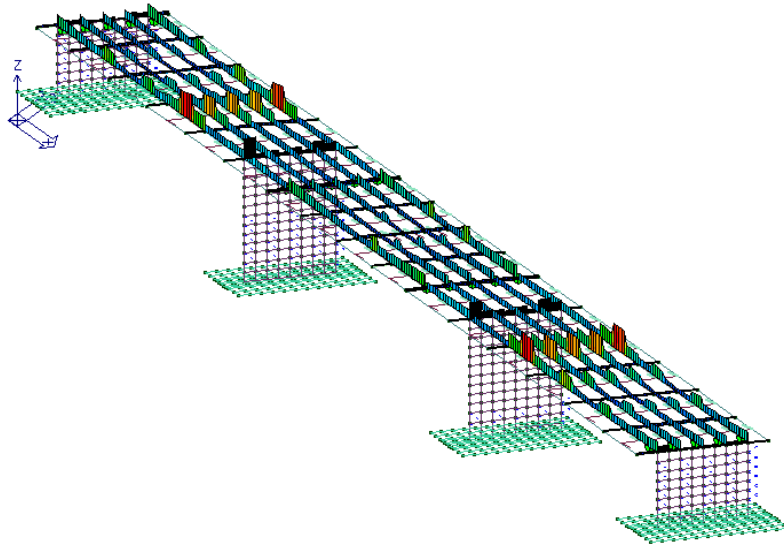
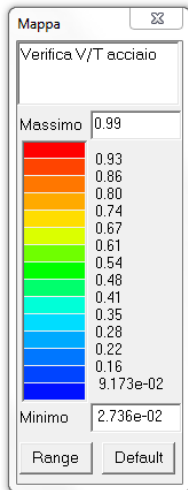
La verifica a pressoflessione (N/M) di travi e traversi è soddisfatta in quanto l'indice è uguale a 1:

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



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

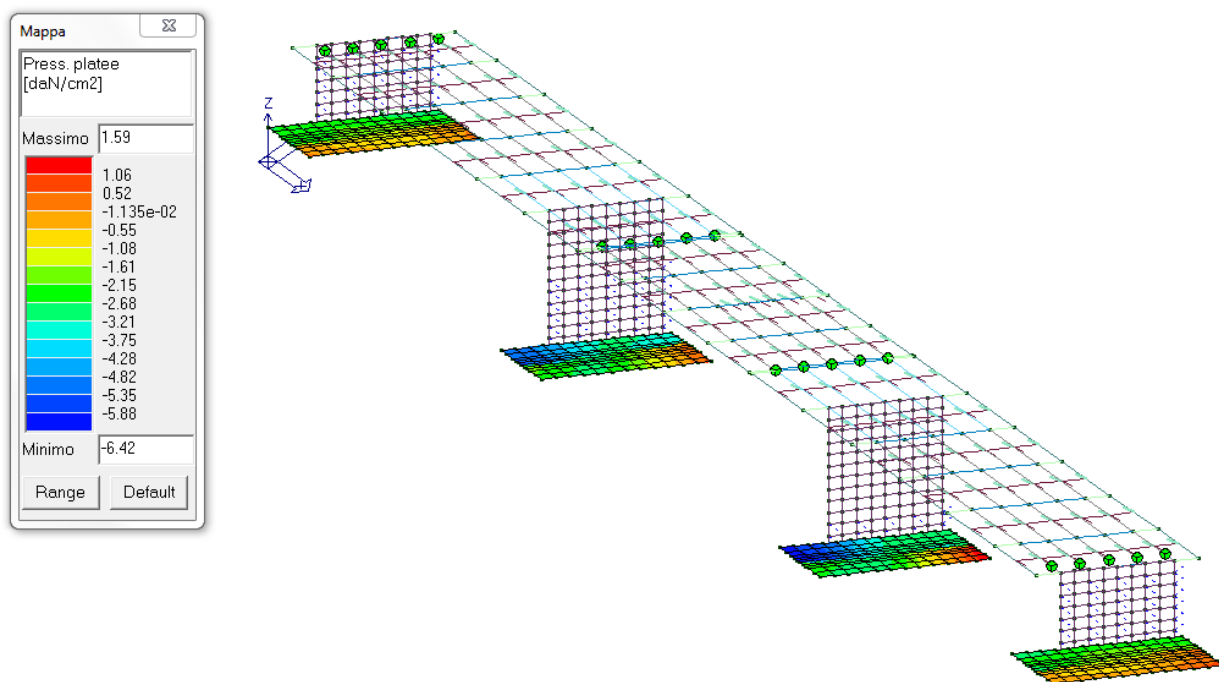


Verifica V/T (lato acciaio)

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 $e_L = 0$; $L^* = L$)

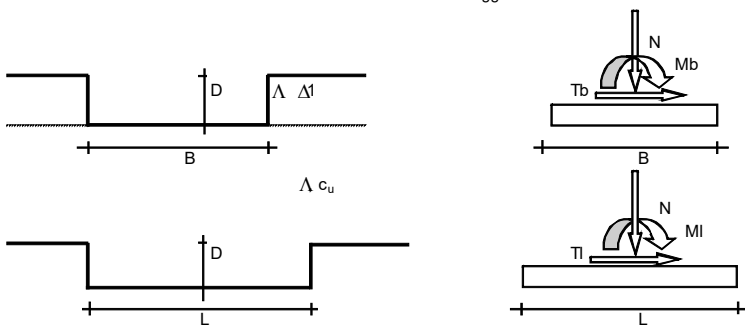
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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

coefficienti parziali

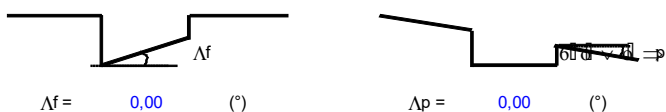
Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno
	permanenti	temporanee variabili	c_u
Stato limite ultimo	1,00	1,30	1,40
Tensioni ammissibili	1,00	1,00	1,00
definiti dall'utente	1,10	1,10	1,20

valori suggeriti dall'EC7



(Per fondazioni nastriformi $L=100$ m)

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



AZIONI

	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

γ_t = 1,80 (kN/mc)
 γ = 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

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

: peso di volume del terreno di fondazione

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

Nc : coefficiente di capacità portante

$$Nc = 2 +$$

$$Nc = 5,14$$

s_c : fattori di forma

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

$$s_c = 1,18$$

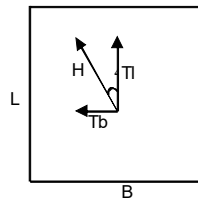
i_c : fattore di inclinazione del carico

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

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

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

$$m = 1,48$$



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

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

$$i_c = 0,56$$

d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1,34$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 f / (f + p)) \qquad f + p = 0,00 \qquad f + p < 4:$$

$$b_c = 1,00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 f / (f + p)) \qquad f + p = 0,00 \qquad f + p < 4:$$

$$g_c = 1,00$$

Carico limite unitario

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

Pressione massima agente

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

Dott. Ing. Gilberto Dallavalle
Piazza di Porta Maggiore, 5 - 40137 Bologna
tel: 051-399542 - fax 051-399512 - e.mail: gilberto.dallavalle@gmail.com

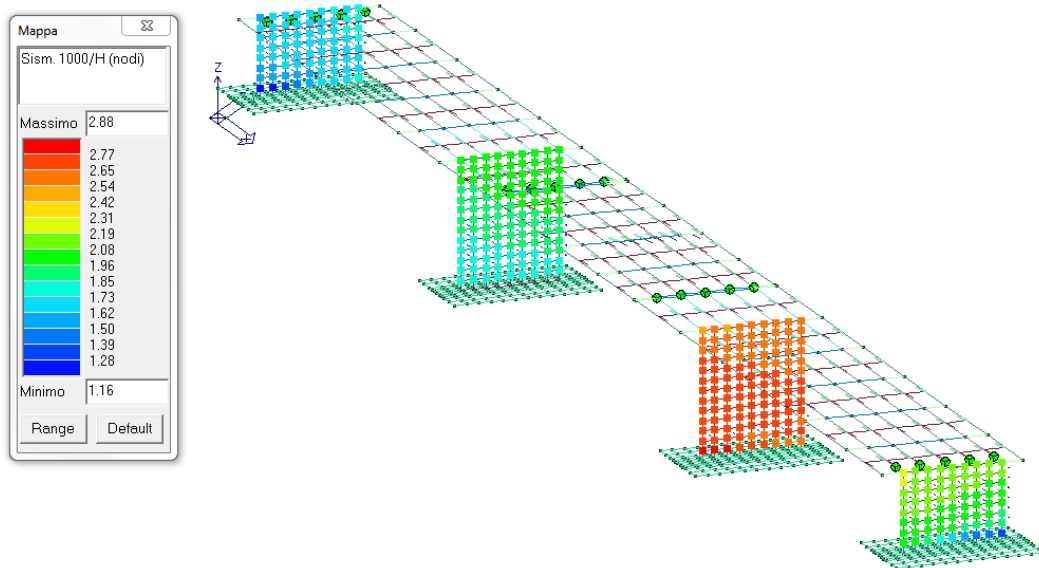
$$q = 518,52 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 1,06$$

7.2 Spostamenti relativi SLD (stato di fatto)

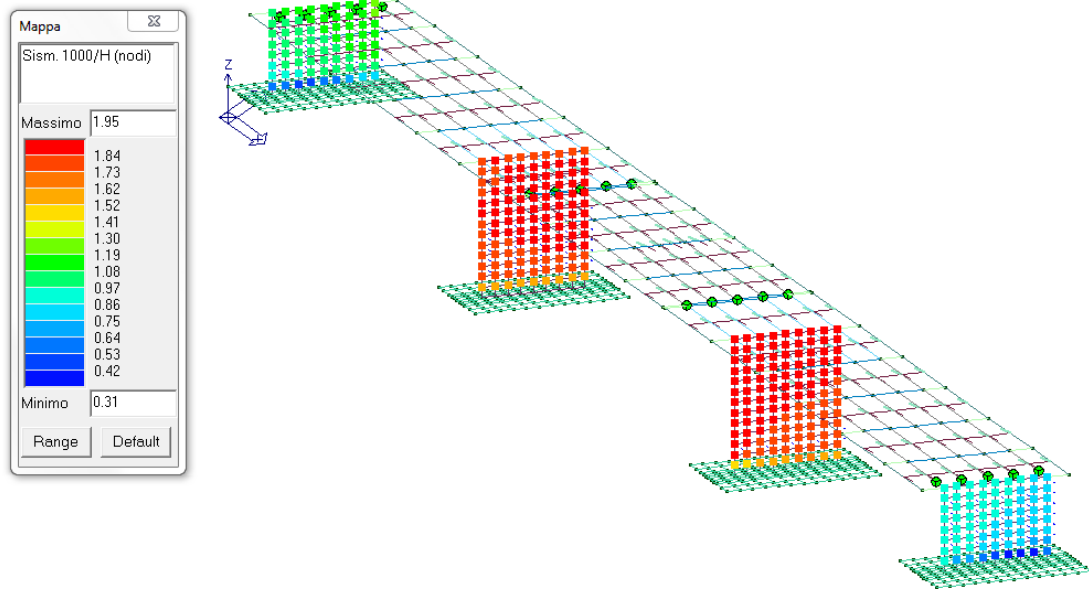
7.2.1 Spostamento di interpiano in direzione x



Valori dello spostamento massimo di interpiano in direzione x allo SLD

$$\delta_{\max-rel-x} = 0,28\% \cdot h_{pila} = 3,4cm \quad \text{spostamento di interpiano lungo x}$$

7.2.2 Spostamento di interpiano in direzione y



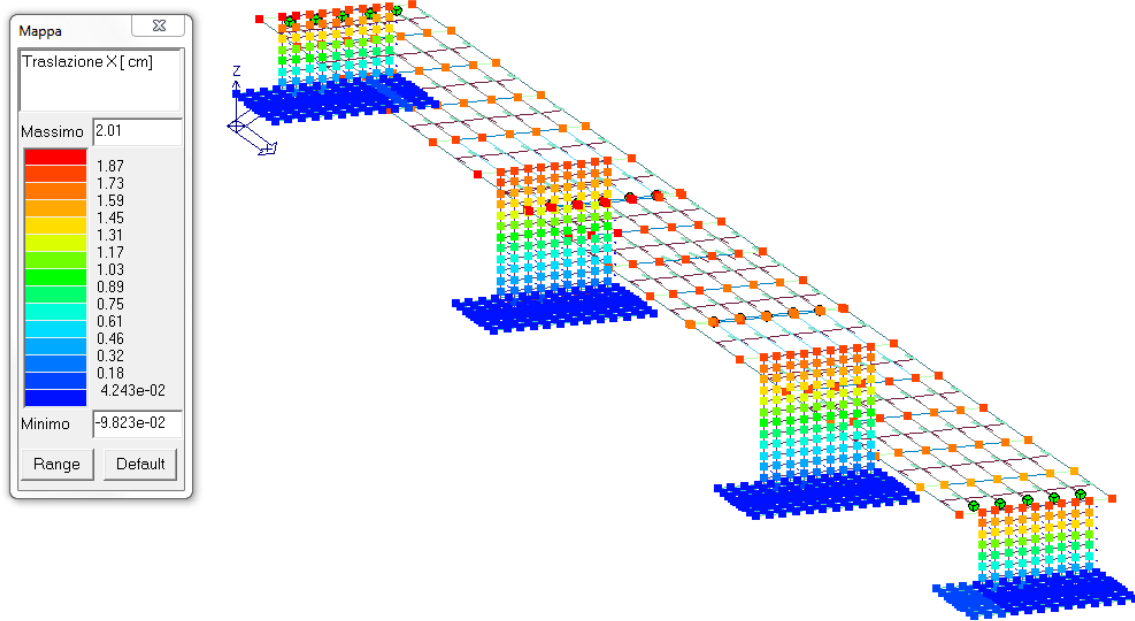
Valori dello spostamento massimo di interpiano in direzione y allo SLD

$$\delta_{\max-rel-y} = 0,19\% \cdot h_{pila} = 2,28cm \quad \text{spostamento di interpiano lungo y}$$

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 (perdita di appoggio)

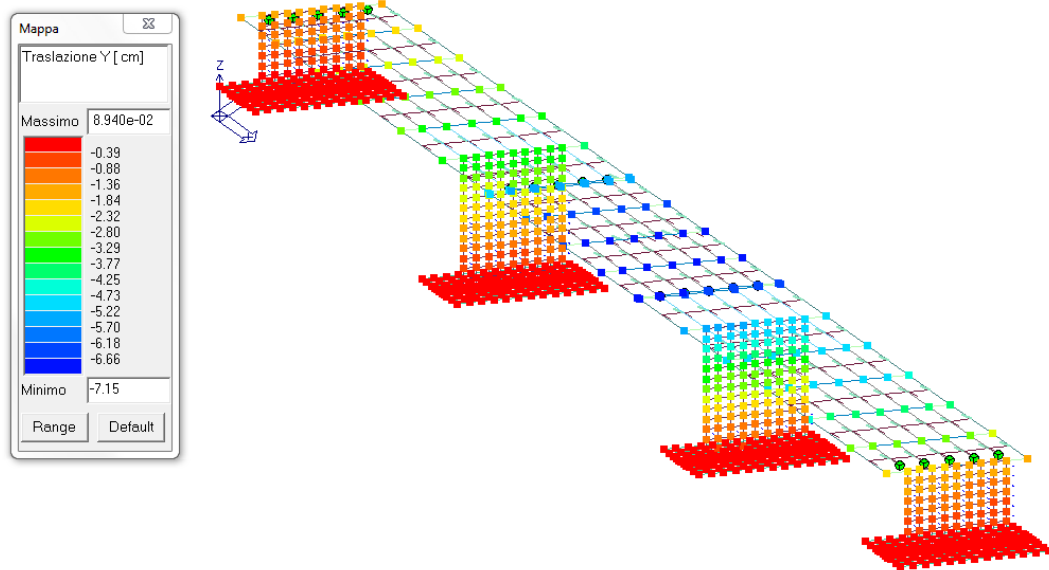
Al fine di valutare l'eventuale perdita di appoggio delle travi di impalcato, si riporta di seguito il calcolo del valore massimo dello spostamento allo SLV utilizzando il sisma di riferimento.



Spostamento massimo (sisma x)

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

$$\delta_x = q \cdot \delta_{x-\max} = 1,5 \cdot 2,0 = 3,0 \text{ cm}$$



Spostamento massimo (sisma y)

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

$$\delta_y = q \cdot \delta_{y-\max} = 1,5 \cdot 7,15 = 10,7 \text{ cm}$$

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. progettato 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 $a_{g-SLV,rif} = 0,232g$ 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	0,232	0,116	949	162
	V/T cls	2	0,232	0,116	949	162
	V/T acc	3	0,232	0,077	949	60
c.a.		valori da modello SLV	PGA - SLV	ag - SDF	TR - SLV	TR - SDF
Impalcato Travi e Traversi	N/M	1	0,232	0,232	949	949
	V/T cls	1	0,232	0,232	949	949
	V/T acc	1	0,232	0,232	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.

$$a_{g-SLV-fondazioni} = 0,245g > a_{g-SLV,rif} \qquad T_{R-SLV-fondazioni} = 1060 \text{ anni} \qquad \text{SLV}$$

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.

$$a_{g-SLV-appoggio} > a_{g-SLV,rif} = 0,232g \qquad T_{R-SLV-appoggi} > 2475 \text{ anni} \qquad \text{SLV}$$

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.

$$a_{g-SLD} > a_{g-SLD,rif} = 0,093g \qquad T_{R-SLD} > 101 \text{ anni} \qquad \text{SLD}$$

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)^{0,41}
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)^{0,41}
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:

$$\alpha_{V-PGA} = \frac{a_{g-SLV}}{a_{g-SLV,rif}} = \frac{0,077}{0,232} = 0,33 \quad \text{taglio lato acciaio nelle pile (SLV)}$$

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:

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