



PROVINCIA DI REGGIO EMILIA

Corso Garibaldi, 59 - 42100 Reggio Emilia Tel 0522 444111 - Fax 0522 451676
E-mail: info@provincia.re.it - Web: <http://www.provincia.re.it>

SERVIZIO INFRASTRUTTURE, MOBILITA' SOSTENIBILE E PATRIMONIO

Intervento di messa in sicurezza del ponte sulla SP28 al km 6+200 sul Rio di Cavriago



PROGETTO ESECUTIVO

RS.01 - Relazione con illustrazione sintetica degli elementi essenziali del progetto strutturale

Il Responsabile della U.O. Gestione Manufatti
e Responsabile Unico del Procedimento

Dott. Ing. MARINO GALLO

Il Dirigente del Servizio Infrastrutture
Mobilità Sostenibile e Patrimonio

Dott. Ing. VALERIO BUSSEI

PROGETTAZIONE

Tecnico Incaricato

Dott. Ing. TANIA FERRARINI

Collaboratore

Dott. Ing. FULVIO VITULLI

REVISIONE				Redatto		Verificato o Validato	
Revis.	Data Revis.	Descrizione Modifiche		Data	Nome	Data	Nome
0	20/01/2022	Emissione		20/01/2022	F.Vitulli		
Elaborato n°		Data Progetto Gennaio 2022	N° P.E.G.	Scala: /			

INDICE

ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO

STRUTTURALE	2
a) Descrizione del contesto edilizio	2
b) Descrizione generale della struttura.....	2
c) Normativa tecnica e riferimenti tecnici utilizzati	3
d) Definizione dei parametri di progetto.....	4
e) Descrizione dei materiali	7
f) Criteri di progettazione e di modellazione	9
g) Principali combinazioni delle azioni.....	11
h) Metodo di analisi seguito	16
i) Criteri di verifica agli Stati Limite	17
j) Configurazioni deformate e caratteristiche di sollecitazione	18
k) Caratteristiche e affidabilità del Codice di Calcolo.....	31
l) Strutture geotecniche o di fondazione.....	34
m) Altri risultati significativi	35

ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

a) Descrizione del contesto edilizio

Oggetto della presente relazione sono le opere strutturali relative all'intervento di messa in sicurezza del ponte sulla S.P. 28 al km 6+200 "Reggio Emilia – Montecchio – Ponte Enza" sul Rio di Cavriago (RE).

b) Descrizione generale della struttura

Il ponte si sviluppa in lunghezza su tre campate:

- Quella centrale di lunghezza di ml 15,28 composta da 14 travi prefabbricate in c.a.p., collegate da n. 2 traversi in opera;
- Le 2 campate laterali, entrambe della lunghezza di ml 12,94, composte da n. 11 travi dello stesso tipo, collegate a loro volta da n. 2 traversi.

Le pile intermedie sono costituite ciascuna da una terna di pilastri sorregenti la trave-pulvino di collegamento.

L'impalcato è costituito da una soletta in opera dello spessore di 12 cm. La larghezza della carreggiata, misurata dal bordo interno dei cordoli, è di ml. 9,70. I cordoli hanno una larghezza di 40 cm. Per i dettagli si rimanda agli elaborati grafici (Tav.S01; Tav.S02).

Il manufatto è stato progettato e realizzato dalla Provincia di Reggio Emilia nella seconda metà degli anni 60 del secolo scorso. Gli esecutivi originali dell'opera non sono disponibili, pertanto sono state eseguite delle indagini sugli elementi strutturali principali al fine di determinarne le resistenze di progetto da utilizzare nelle verifiche delle strutture. Non avendo a disposizione gli esecutivi del tempo, sono state definite delle assunzioni di progetto basate sulle informazioni ottenute durante i rilievi effettuati. Tali assunzioni verranno descritte nella relazione di calcolo e dovranno essere verificate in durante le fasi di cantiere.

Le indagini sui materiali svolte hanno evidenziato una bassa capacità portante delle carote eseguite sulle pile esistenti. Per tale motivo, particolare attenzione è stata prestata nella scelta e nella modalità di intervento su tali elementi strutturali.

Descrizione degli interventi.

Gli interventi descritti nella presente relazione strutturale sono finalizzati a permettere un prolungamento della vita utile del manufatto, attraverso consolidamenti strutturali con l'utilizzo delle moderne tecnologie per il restauro del cemento armato. Sono state inoltre predisposte lavorazioni necessarie al fine incrementare le condizioni di sicurezza per la circolazione stradale.

Si riporta di seguito le lavorazioni oggetto della presente relazione:

- Rimozione del copriferro ammalorato, pulizia e passivazione delle armature e successivo ripristino del copriferro delle travi pulvino,

- Rimozione del copriferro ammalorato, pulizia e passivazione delle armature e successiva incamiciatura (spessore 12 cm) delle pile centrali (su tutti i lati della pila) e della spalla destra (solo 3 lati della pila) previa adeguata connessione mediante barre trasversali inghisate nelle pile esistenti e adeguati inghisaggi delle barre verticali nella fondazione e nelle travi dell'impalcato stradale;
- Rifacimento dei cordoli stradali per la sostituzione delle barriere di protezione con tipologie a norma e successivo;
- Rinforzo della soletta esistente mediante nuovo strato di 8 cm connesso alla soletta esistente come da elaborati esecutivi.

In aggiunta alle opere strutturali sopra descritte sono state inoltre previste opere di impermeabilizzazione della soletta in c.a. e le opere necessarie per l'adeguato allontanamento delle acque piovane.

Le verifiche sulle opere strutturali saranno eseguite secondo le "Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti (Allegate al parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n.88/2019, espresso in modilità "agile" a distanza dall'assemblea generale in data 17.04.2020)" che prevedono una analisi in condizione statiche della struttura secondo lo stato limite di Operatività'.

Il tempo di riferimento per la struttura in oggetto è pari a 30 anni secondo quanto stabilito dalle linee guida al paragrafo 6.3.2.2.

OPERATIVITA'	Valutazione del livello di sicurezza strutturale con t_{ref} ridotto e fattori parziali ridotti	Schemi da NTC 2018, con fattori parziali ridotti	30 anni
TRANSITABILITA' NTC 2018 (Immediata transitabilità 1)	Valutazione del livello di sicurezza strutturale con t_{ref} ulteriormente ridotto imponendo restrizioni all'uso del ponte e fattori parziali ridotti	Schemi da NTC 2018, con restrizioni di uso e fattori parziali ridotti	5 anni
TRANSITABILITA' CdS • PESANTE • INTERMEDIA • LEGGERA • AUTOVEICOLI (Immediata transitabilità 2)	Valutazione del livello di sicurezza strutturale con t_{ref} ulteriormente ridotto, imponendo limitazione dei carichi secondo CdS e con relativi fattori parziali ridotti	Schemi da CdS con relativi fattori parziali ridotti	5 anni

Sono state inoltre eseguite le verifiche di vulnerabilità sismica sulla struttura al fine di fornire l'indicatore di rischio sismico dell'opera.

c) Normativa tecnica e riferimenti tecnici utilizzati

Nella progettazione delle strutture indicate, si sono osservate le seguenti disposizioni normative:

- D.M.17.01.18 Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"
- Circolare n° 7 del 21.01.19 "Istruzioni relative all'aggiornamento delle norme tecniche di cui al D.M. 17.01.18"

- c) D.M.14.01.08 “Norme tecniche per le costruzioni”
- d) Circolare n° 617 del 02.02.09 “Istruzioni relative alle norme tecniche di cui al D.M. 14.01.08”
- e) Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti (Allegate al parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n.88/2019, espresso in modalità “agile” a distanza dall’assemblea generale in data 17.04.2020).
- f) Circolare n. 91 del 14 Febbraio 1961- Norme relative ai carichi per il collaudo dei ponti stradali.

d) Definizione dei parametri di progetto

L’edificio in esame è stato progettato adottando i seguenti parametri, che concorrono alla definizione dell’azione sismica di base del sito.

- Vita Nominale $V_N = 50$ anni – Opera ordinaria
- Classe d’Uso Classe III – Costruzione il cui uso preveda affollamenti significativi
 $C_U = 1,5$
- Periodo di riferimento dell’azione sismica: $V_R = V_N \cdot C_U = 75$ anni
- Categoria del sottosuolo C – Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti
- Categoria topografica T1 – Pendii con inclinazione media $< 15^\circ$
- Amplificazione topografica $S_T = 1$
- Zona sismica del sito Zona 3
- Coordinate del sito (espressa in gradi secondo le coordinate geografiche WGS84 GD):

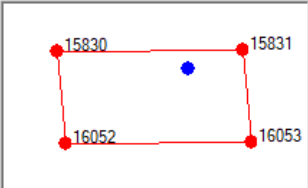
Longitudine:	10,5161 °
Latitudine:	44,68726 °
- Parametri sismici:

Parametri spettri di risposta automatici

Par. 3.2 DM 14/1/2008

☒ Reticolo
☐ Isole
☒ Interpolaz. con media pond. (DM '08)
☐ Interpolaz. con superf. rigata

Lon (°) Lat (°)



SLE

SLO

☒ Auto PVR = % TR = anni
☒ Auto ag/g = Fo = Tc* = s

SLD

☒ Auto PVR = % TR = anni
☒ Auto ag/g = Fo = Tc* = s

SLU

SLV

☒ Auto PVR = % TR = anni
☒ Auto ag/g = Fo = Tc* = s

☐ SLC

☒ Auto PVR = % TR = anni
☒ Auto ag/g = Fo = Tc* = s

OK Annulla

- Coeff. smorzam. equivalente $\xi = 5 \%$
- Classe di duttilità: Media - "CDB"
- Percentuale eccentricità accidentale centro di massa: 0.05
- Azioni sulla costruzione:

Descrizione	Permanenti
	$g_{k;1}$ kN/m ²
Impalcato	8,90
Soletta	3,00
Pavimentazione	5,50
Elemnti accessori (5% carichi permanenti)	0,40

I carichi variabili sulla struttura sono stati considerati secondo la distribuzione che massimizza di volta in volta gli effetti sull'elemento verificato, secondo le indicazioni definite nelle NTC18 (vedi figura sottostante).

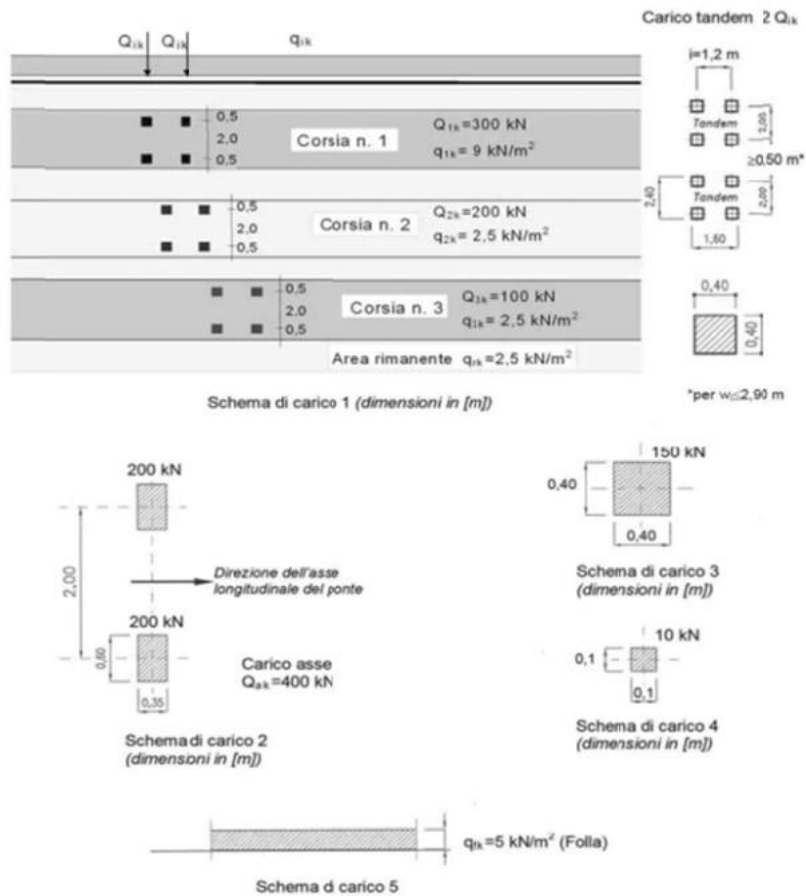


Fig.1 Schemi di carico da ponte - NTC 2018

e) Descrizione dei materiali

E' stata effettuata una indagine sui materiali specifica dalla ditta C.G.G. srl eseguita tra il 15/07/21 e il 30/07/21 che ha fornito le indicazioni sui materiali a cui si rimanda per per ogni dettaglio. I valori ottenuti dalle prove sono stati usati per la definizione dei parametri di progetto considerando un fattore di confidenza $FC=1,2$.

MATERIALI ESISTENTI

Calcestruzzo Travi pulvino

Caratteristiche meccaniche del c.l.s.:

Resistenza Caratteristica Cilindrica a Compressione di Calcolo

$$f_{ck} = 28.90 \text{ N/mm}^2;$$

Resistenza media Cilindrica a Compressione di Calcolo

$$f_{cm} = 28.90 \text{ N/mm}^2;$$

Fattore di confidenza

$$FC=1.2$$

Resistenza di calcolo a compressione del cls

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / FC / \gamma_c;$$

$\alpha_{cc} = 0.85$, coeff. riduttivo per le resistenze di lunga durata;

$\gamma_c = 1.26$, coeff. parziale di sicurezza relativo al cls allo SLOperativita

$$f_{cd} = 16.25 \text{ N/mm}^2;$$

Calcestruzzo Pile

Caratteristiche meccaniche del c.l.s.:

Resistenza Caratteristica Cilindrica a Compressione di Calcolo

$$f_{ck} = 12.81 \text{ N/mm}^2;$$

Resistenza media Cilindrica a Compressione di Calcolo

$$f_{cm} = 15.36 \text{ N/mm}^2;$$

Fattore di confidenza

$$FC=1.2$$

Resistenza di calcolo a compressione del cls

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / FC / \gamma_c;$$

$\alpha_{cc} = 0.85$, coeff. riduttivo per le resistenze di lunga durata;

$\gamma_c = 1.26$, coeff. parziale di sicurezza relativo al cls allo SLOperativita

$$f_{cd} = 8.63 \text{ N/mm}^2;$$

Calcestruzzo Travi prefabbricate

Caratteristiche meccaniche del c.l.s.:

Resistenza Caratteristica Cilindrica a Compressione di Calcolo

$$f_{ck} = 57.03 \text{ N/mm}^2;$$

Resistenza media Cilindrica a Compressione di Calcolo

$$f_{cm} = 61.05 \text{ N/mm}^2;$$

Fattore di confidenza

$$FC=1.2$$

Resistenza di calcolo a compressione del cls

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / FC / \gamma_c;$$

$\alpha_{cc} = 0.85$, coeff. riduttivo per le resistenze di lunga durata;

$\gamma_c = 1.26$, coeff. parziale di sicurezza relativo al cls allo SLOperativita

$$f_{cd} = 34.32 \text{ N/mm}^2;$$

Acciaio per armature da cemento armato

Caratteristiche meccaniche dell'acciaio:

Tensione nominale di snervamento media

$$f_{y, nom.} = 476 \text{ N/mm}^2;$$

Tensione di calcolo dell'acciaio

$$f_{yd} = f_{yk} / FC / \gamma_s;$$

$\gamma_c = 1.1$, coeff. parziale di sicurezza relativo all'acciaio

$$f_{yd} = 351.34 \text{ N/mm}^2;$$

MATERIALI NUOVICalcestruzzo per Incamiciatura pile

Classe di esposizione:
 Classe di resistenza minima del c.l.s.:
 Lavorabilità, Slump:

C35/45

XD3
 C35/45;
 S5.

Caratteristiche meccaniche del c.l.s. C35/45:

Resistenza Caratteristica Cubica a Compressione
 Resistenza Caratteristica Cilindrica a Compressione di Calcolo
 Resistenza media a trazione
 Resistenza Caratteristica a Trazione
 Modulo Elastico
 Coefficiente di Poisson
 Coefficiente di dilatazione termica
 Resistenza di calcolo a compressione del cls
 $\alpha_{cc} = 0.85$, coeff. riduttivo per le resistenze di lunga durata;
 $\gamma_c = 1.50$, coeff. parziale di sicurezza relativo al cls.
 Resistenza di calcolo a trazione del cls
 $\gamma_c = 1.50$, coeff. parziale di sicurezza relativo al cls.

$R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$;
 $f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$;
 $f_{ctm} = 3.20 \text{ N/mm}^2$;
 $f_{ctk} = 2.25 \text{ N/mm}^2$;
 $E = 34077 \text{ N/mm}^2$;
 $\nu = 0.20$;
 $\alpha = 1 \times 10^{-5}$;
 $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$;
 $f_{cd} = 19.8 \text{ N/mm}^2$;
 $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$;
 $f_{ctd} = 1.5 \text{ N/mm}^2$;

Acciaio per armature da cemento armato B450CCaratteristiche meccaniche dell'acciaio B450C:

Tipo di acciaio
 Tensione nominale di snervamento
 Tensione nominale di rottura
 Tensione caratteristica di snervamento
 Tensione caratteristica di rottura
 Rapporto $(f_t/f_y)_k$
 Rapporto $(f_y/f_{y,nom.})_k$
 Allungamento
 Tensione di calcolo dell'acciaio
 $\gamma_c = 1.15$, coeff. parziale di sicurezza relativo all'acciaio

B450C;
 $f_{y,nom.} = 450 \text{ N/mm}^2$;
 $f_{t,nom.} = 540 \text{ N/mm}^2$;
 $f_{y,k} \geq f_{y,nom.}$;
 $f_{t,k} \geq f_{t,nom.}$;
 $1.15 \leq (f_t/f_y)_k \leq 1.35$;
 $(f_y/f_{y,nom.})_k \leq 1.25$;
 $(A_{gt})_k \geq 7.5\%$;
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$;
 $f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$;

f) Criteri di progettazione e di modellazione

La struttura è stata progettata secondo i seguenti criteri:

- Classe di duttilità: Comportamento non dissipativo
- Fattore di struttura in direzione x $q_x = 1.5$
- Fattore di struttura in direzione y $q_y = 1.5$

Inoltre si riportano le deformate del primo modo di vibrare prevalentemente in direzione X (parallelo all'asse di percorrenza del ponte), del secondo modo di vibrare prevalentemente traslazionale / rotazionale in direzione Y (perpendicolare all'asse di percorrenza del ponte) relativamente allo stato di progetto.

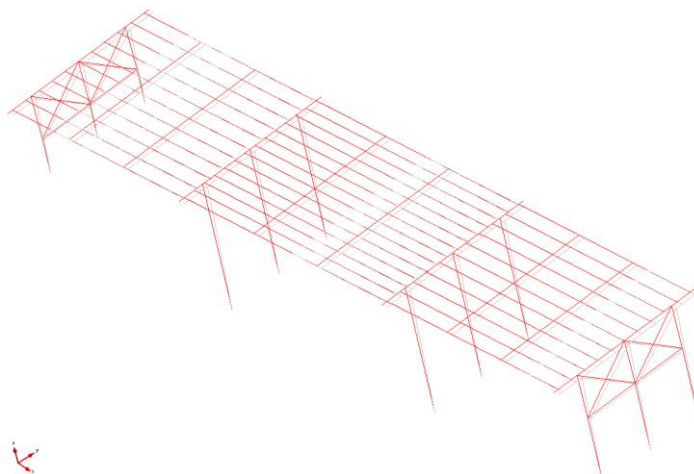


Fig.2 Deformata prevalentemente traslazione in dir. X

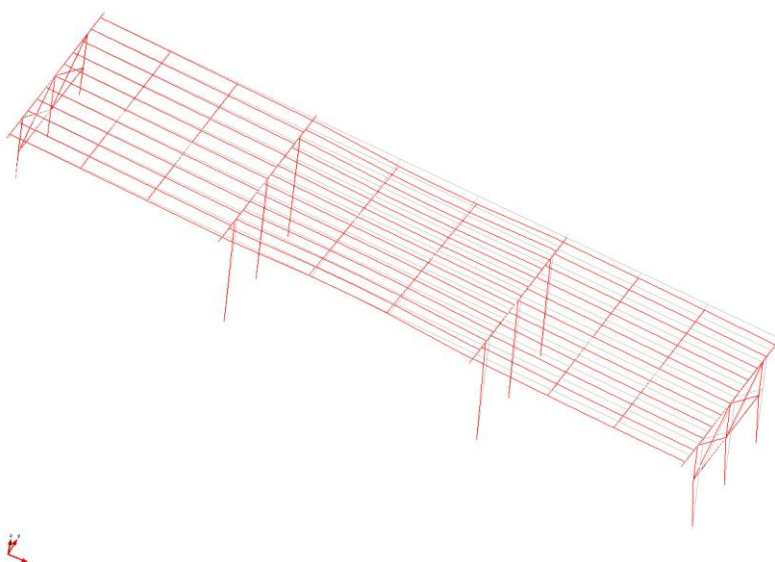


Fig.3 Deformata prevalentemente traslazione in dir. Y

L'impalcato è stato modellato come piano rigido nel modello di calcolo. Tale assunzione deriva dall'ipotesi di collegamento tra travi prefabbricate e soletta in c.a.

Non è stato possibile verificare l'effettivo collegamento tra la soletta e le travi prefabbricate sottostanti. Tuttavia non conoscendo la disposizione e la dimensione dei trefoli di precompressione delle travi prefabbricate è stato necessario eseguire un progetto simulato considerando la normativa dell'epoca. Da tale studio è emerso che senza la collaborazione della soletta in opera, le verifiche lato calcestruzzo non sarebbero soddisfatte. Tale assunzione dovrà essere verificata nelle fasi di cantiere.

Avendo modellato la soletta come piano rigido, la distribuzione delle forze orizzontali sismiche sulle pile viene eseguita in funzione della rigidezza delle stesse. Considerando l'altezza e la dimensione della pila relativa alla spalla destra, la struttura risulta molto rigida su tale lato, pertanto maggiormente suscettibile ad effetti torsionali.

Le fondazioni adottate sono in c.a. in opera del tipo pali battuti su plinto di fondazione.

Lo schema statico adottato è quello di struttura portante a telaio in cemento armato con pilastri incastrati alla base.

I carichi sono stati dati generalmente tramite le travi principali su cui scarica l'impalcato da ponte; le membrature orizzontali (travi e solai) e i pilastri sono stati considerati con il loro peso, per cui il peso viene calcolato in via automatica dal programma di calcolo.

Il concetto di piano rigido è stato simulato mediante il concetto di "nodo master", ovvero ipotizzando che l'intero impalcato si sposti in modo analogo ad un nodo di riferimento (solitamente quello più prossimo al baricentro delle masse).

g) Principali combinazioni delle azioni

Gli involuppi delle sollecitazioni di calcolo sono stati definiti massimizzando di volta in volta gli effetti dei carichi variabili forniti dalla normativa in merito alle corsie convenzionali di calcolo.

Di seguito si illustrano le principali combinazioni fra le differenti CdC elementari.

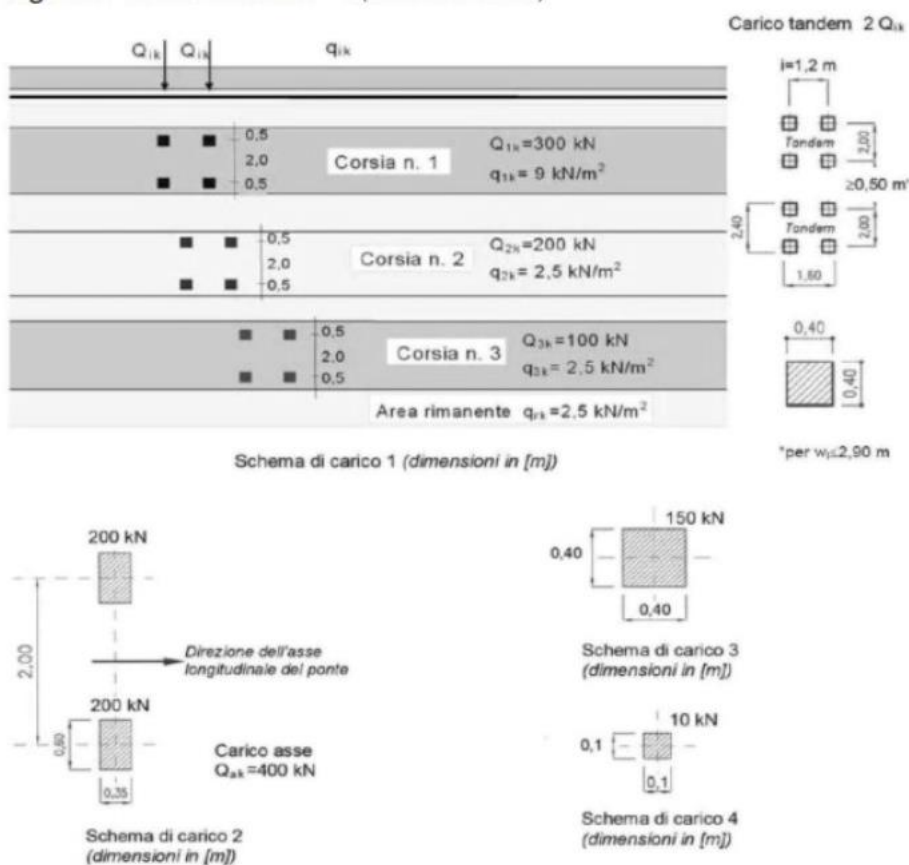
Carico da traffico

NTC2018

5.1.3.3.5 Disposizione dei carichi mobili per realizzare le condizioni di carico più gravose

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo è quello massimo compatibile con la larghezza della superficie carrabile, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna corsia in 3,00 m.

Fig. 5.1.2 -Schemi di carico 1 – 5 (dimensioni in m)



Frenamento

5.1.3.5 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO. AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE: q_3

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 (2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN} \quad [5.1.4]$$

essendo w_1 la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata. La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

L'azione da frenamento e' stata inserita nel modello applicando un carico distribuito sulle travi la cui risultante e' pari a:

$$R_x = 0.6 * (2 * 300) + 0.1 * 9 * 3 * 41.16 = 471 \text{ KN}$$

Di seguito si riportano una vista della struttura con evidenziati i carichi applicati per ciascun cdc.

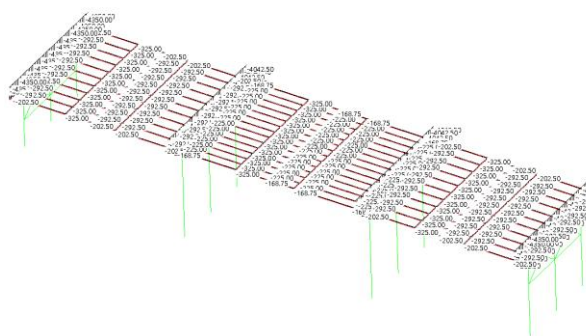


Fig.4 pesi propri degli elementi strutturali – CdC 1 [daN/m]

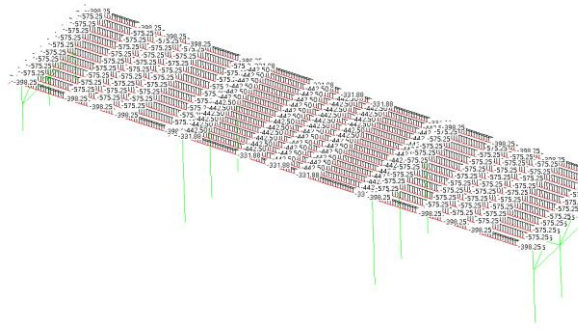


Fig.5 pesi propri degli elementi NON strutturali – CdC 2 [daN/m]

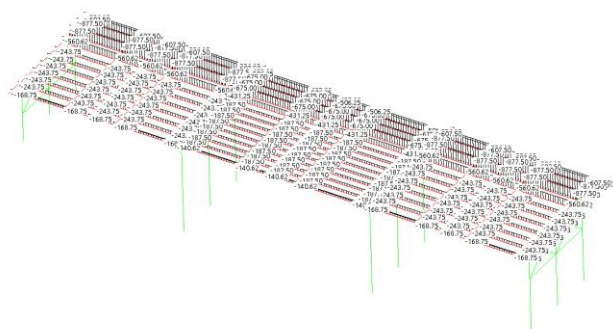


Fig.6 sovraccarichi variabili ponte Schema 1 distribuito – CdC 3 [daN/m]

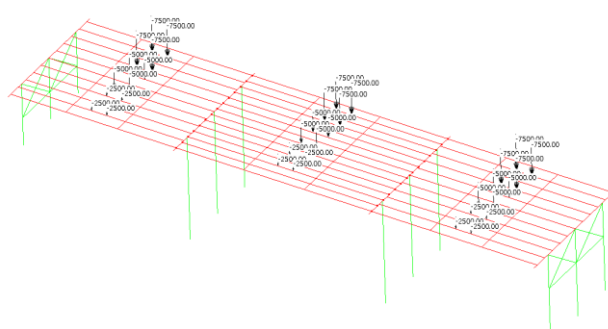


Fig.7 sovraccarichi variabili ponte Schema 1A concentrato in mezzzeria – CdC 4 [daN]

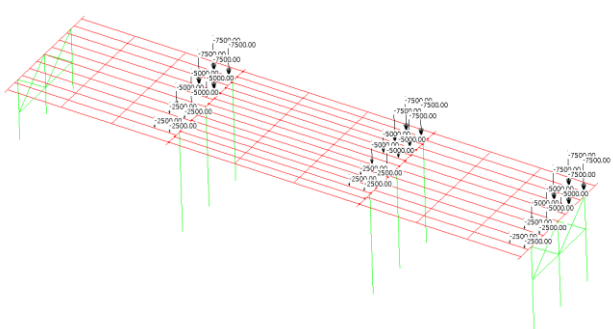


Fig.8 sovraccarichi variabili ponte Schema 1B concentrato lato SX – CdC 5 [daN]

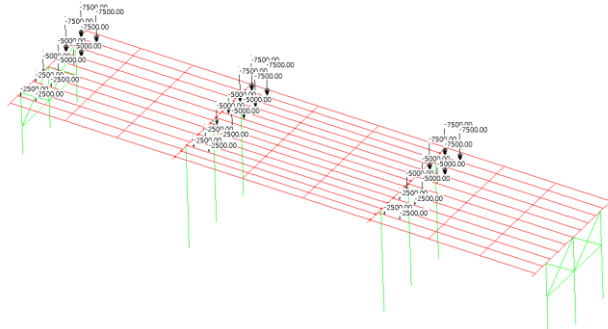


Fig.9 sovraccarichi variabili ponte Schema 1C concentrato lato DX – CdC 6 [daN]

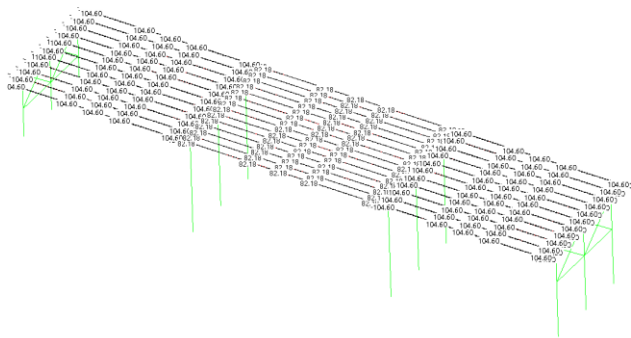


Fig.10 di Frenamento– CdC 7 [daN/m]

Sisma

Sono stati considerati 2 cdc sismici (massima azione sismica in una direzione + 30% nella direzione ortogonale).

Si riportano di seguito gli inviluppi di calcolo usati per le verifica allo Stato limite di Operativita' e Salvaguardia della vita SLV per la valutazione dell'indice di rischio sismico.

- *Combinazione delle Condizioni di Carico elementari per lo Stato Limite OPERATIVITA'*

Condizioni di inviluppo automatiche

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
Involuppo	SL18_Operativita STR SLV_1	Perm.non Contemp.	1	1	1

Descrizione degli inviluppi contenuti nell'involuppo "SL18_Operativita STR SLV"

Descrizione involuppo "SL18_Operativita STR SLV_1":

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	CdC n. 1 pesi propri	Permanente		1	1.26
CdC elem. 2St	CdC n. 2 perm NS	Permanente		1	1.26
CdC elem. 3St	CdC n. 3 variabile ponte	Variabile		0	1.2
CdC elem. 4St	CdC n. 4 Ponte -Schema 1-A	Var.non Contemp.	1	0	1.2
CdC elem. 5St	CdC n. 5 Ponte -Schema 1-B	Var.non Contemp.	1	0	1.2
CdC elem. 6St	CdC n. 6 Ponte -Schema 1-C	Var.non Contemp.	1	0	1.2
CdC elem. 7St	CdC n. 7 Frenamento	Variabile		-1.2	1.2

- Combinazione delle Condizioni di Carico elementari per lo Stato Limite Salvaguardia della Vita SLV

Agisce su tutte le entità del modello.

Condizioni di inviluppo automatiche

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
Inviluppo	~SL18 SLU Sism. Orizz._1	Perm.non Contemp.	1	1	1
Inviluppo	~SL18 SLU Sism. Orizz._2	Perm.non Contemp.	1	1	1

Descrizione degli inviluppi contenuti nell'inviluppo "Sisma"

Descrizione inviluppo "~SL18 SLU Sism. Orizz. 1":

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	CdC n. 1 pesi propri	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	CdC n. 2 perm NS	Permanente		0.8	1
CdC elem. 3St	CdC n. 3 variabile ponte	Variabile		0	0
CdC elem. 4St	CdC n. 4 Ponte -Schema 1-A	Variabile		0	0
CdC elem. 5St	CdC n. 5 Ponte -Schema 1-B	Variabile		0	0
CdC elem. 6St	CdC n. 6 Ponte -Schema 1-C	Variabile		0	0
CdC elem. 7St	CdC n. 7 Frenamento	Variabile		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLV X Dx	Var.non Contemp.	1	-1	1
CdC elem. 6Dy	Sisma SLV X Sx	Var.non Contemp.	1	-1	1
CdC elem. 7Dy	Sisma SLV Y Dx	Var.non Contemp.	2	-0.3	0.3
CdC elem. 8Dy	Sisma SLV Y Sx	Var.non Contemp.	2	-0.3	0.3

Descrizione inviluppo "~SL18 SLU Sism. Orizz. 2":

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	CdC n. 1 pesi propri	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	CdC n. 2 perm NS	Permanente		0.8	1
CdC elem. 3St	CdC n. 3 variabile ponte	Variabile		0	0
CdC elem. 4St	CdC n. 4 Ponte -Schema 1-A	Variabile		0	0
CdC elem. 5St	CdC n. 5 Ponte -Schema 1-B	Variabile		0	0
CdC elem. 6St	CdC n. 6 Ponte -Schema 1-C	Variabile		0	0
CdC elem. 7St	CdC n. 7 Frenamento	Variabile		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLV X Dx	Var.non Contemp.	1	-0.3	0.3
CdC elem. 6Dy	Sisma SLV X Sx	Var.non Contemp.	1	-0.3	0.3
CdC elem. 7Dy	Sisma SLV Y Dx	Var.non Contemp.	2	-1	1
CdC elem. 8Dy	Sisma SLV Y Sx	Var.non Contemp.	2	-1	1

Secondo quanto riportato nelle "Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti - par.6.3.5.3", trattandosi di struttura in classe d'uso III, le verifiche allo SLE possono essere omesse.

h) Metodo di analisi seguito

L'edificio in oggetto è stato sottoposto ad ANALISI LINEARE DINAMICA (analisi dinamica modale), prendendo in considerazione n. 25 modi di vibrare (e relative masse sismiche movimentate); il programma di calcolo utilizzato effettua n. 4 analisi modali differenti, assegnando di volta in volta l'eccentricità al baricentro delle masse in direzione $\pm X$ e $\pm Y$ (l'analisi per il sisma verticale in questo caso è stato trascurato in quanto l'edificio non ricade nelle tipologie specificate nel §7.2.1 del D.M. 17/01/2018).

Il metodo di combinazione modale è il cosiddetto metodo CQC (combinazione quadratica completa) così definita:

- I contributi derivanti dai singoli modi sono combinati tenendo conto del segno delle singole componenti modali. La generica componente U_i delle risposta sismica è data da una combinazione quadratica delle componenti U_{ij} ($j=1, N.\text{modi}$) in cui i coefficienti di combinazione fra due modi distinti dipendono dai coefficienti di smorzamento dei due modi e dal rapporto fra le due frequenze. Se non vengono assegnati smorzamenti modali, i risultati forniti da questo metodo coincidono con quelli del metodo RMS.

La massa movimentata è calcolata in percentuale sulla massa totale applicata ai gradi di libertà dei nodi non vincolati, e si raggiunge il 99% della massa movimentabile in dir. X e il 99% della massa movimentabile in dir. Y considerando 25 modi di vibrare.

Adottando una analisi di tipo lineare, si è valutata l'incidenza delle non linearità geometriche attraverso il calcolo del fattore Θ per entrambe le direzioni di azione del sisma (nel caso in esame parallele a sistema di riferimento globale). È stato poi valutato un fattore teta combinato considerando la composizione vettoriale di spostamenti e sollecitazioni nelle due direzioni X e Y.

$$\Theta_x = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h} = 0,01028 \leq 0,1 \rightarrow \text{Le non linearità geometriche possono essere trascurate}$$

$$\Theta_y = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h} = 0,00408 \leq 0,1 \rightarrow \text{Le non linearità geometriche possono essere trascurate}$$

Verticale	Impalcato	Nodo rif.	Orig. theta (m)	Metodo calc.	h (m)
Vert1	Impalcato n°2	1857	(7.67247; 3.5)	Ordinario	8.25
dir. Theta	Comb.	Val. Theta	P (kN)	dr (m)	H (kN)
theta X	9	0.01028	-7533.695	-0.0350	-3106.388
theta Y	17	0.00408	-7526.607	-0.0124	-2785.840

Di seguito un riepilogo dei risultati dell'analisi modale, con evidenziate la % di massa partecipante totale e i periodi propri della struttura, per ogni direzione di azione dell'azione sismica.

	L1	L2	L3	L4
MxTot%	99.1425	99.1874	99.1874	99.1762
MyTot%	99.8614	99.8726	99.8726	99.8389

Periodi Fondamentali Struttura:
 Sisma x: T = 0.48714 s, Lancio n°2, Modo n°1
 Sisma y: T = 0.31636 s, Lancio n°3, Modo n°4

i) Criteri di verifica agli Stati Limite

Nell'ambito di verifica degli elementi strutturali che costituiscono la struttura oggetto della presente relazione, si sono effettuate verifiche allo stato limite di ultimo in termini di resistenza alle azioni orizzontali e verticali di progetto definite nei paragrafi precedenti di tutti gli elementi finiti che costituiscono il modello di calcolo, considerando la sezione reagente più sollecitata.

Si rimanda al paragrafo m) per le verifiche effettuate sui seguenti elementi strutturali:

- Verifica soletta esistente
- Verifica cordoli in c.a. per installazione nuova barriera di sicurezza

j) Configurazioni deformate e caratteristiche di sollecitazione

Analisi statiche – elenco casi di carico

Condizioni di carico elementari statiche - Moltiplicatori gravitazionali

n°	Descrizione	x	y	z	Tipo	grp	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_{2s}	Φ	
1S	CdC n. 1 pesi propri	0	0	-1	Permanente		1	1	1	1	1	
2S	CdC n. 2 perm NS	0	0	0	Perm.Non Strutt		1	1	1	1	1	
3S	CdC n. 3 variabile ponte	0	0	0	Generico	4	1	1	1	0	1	
4S	CdC n. 4 Ponte -Schema 1-A	0	0	0	Generico	5	1	1	1	0	1	
5S	CdC n. 5 Ponte -Schema 1-B	0	0	0	Generico	5	1	1	1	0	1	
6S	CdC n. 6 Ponte -Schema 1-C	0	0	0	Generico	5	1	1	1	0	1	
7S	CdC n. 7 Frenamento	0	0	0	Generico	4	1	1	1	0	1	

Di seguito si riportano le rappresentazioni delle configurazioni deformate relative alle singole condizioni di carico (condizioni statiche, condizioni dovute all'azione del vento e condizioni sismiche).

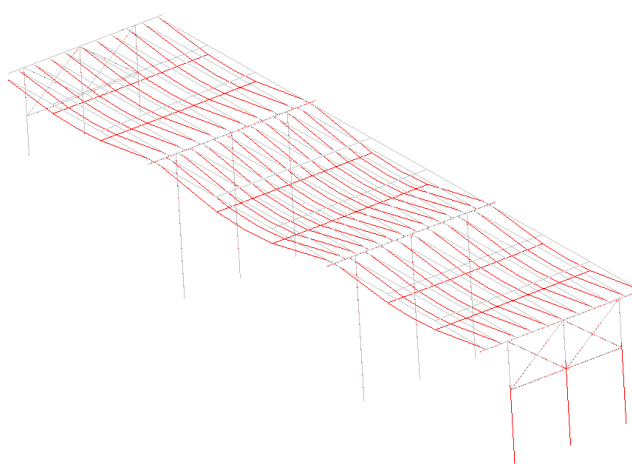


Fig.11 Deformata sotto pesi propri degli elementi strutturali – CdC 1

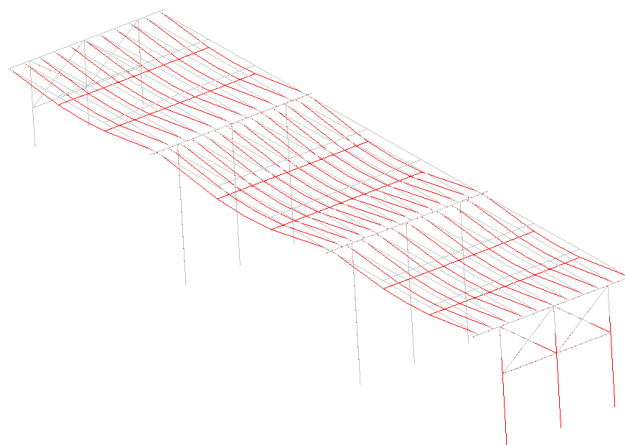


Fig.12 Deformata sotto pesi propri degli elementi NON strutturali – CdC 2

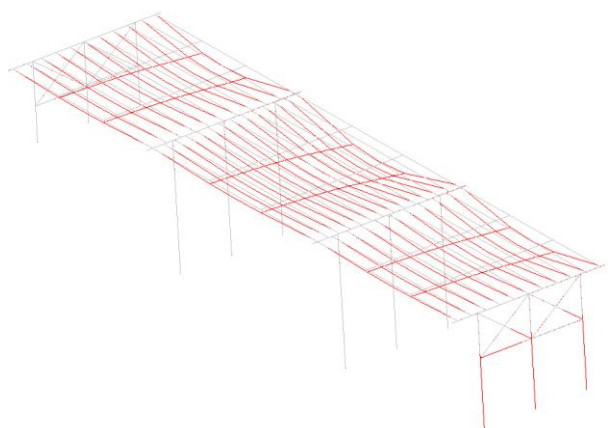


Fig.13 Deformata sotto i sovraccarichi variabili ponte Schema 1 distribuito – CdC 3

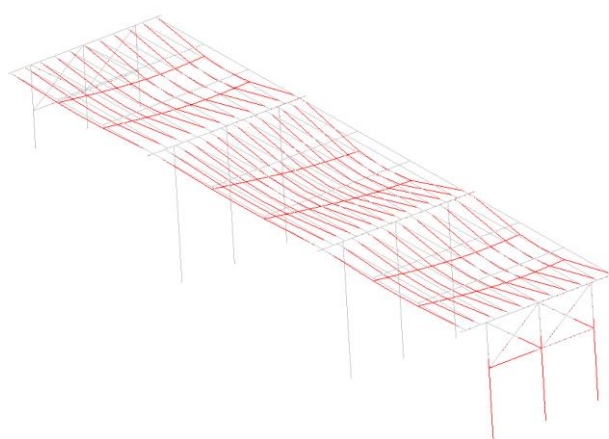


Fig.14 Deformata sotto i sovraccarichi variabili ponte Schema 1A concentrato in mezzeria – CdC 4

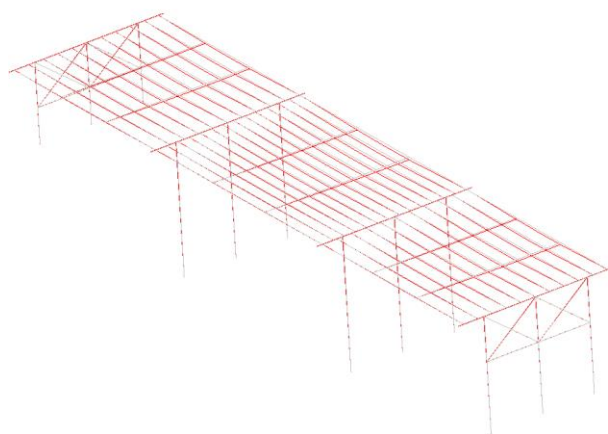


Fig.15 Deformata sotto i sovraccarichi variabili ponte Schema 1B concentrato lato SX – CdC 5

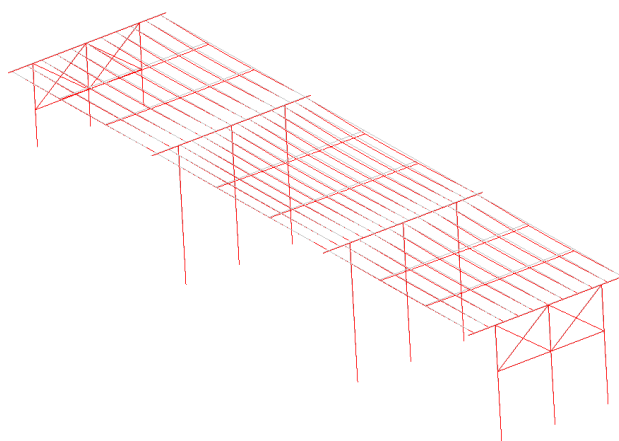


Fig.16 Deformata sotto i sovraccarichi variabili ponte Schema 1C concentrato lato DX – CdC 6

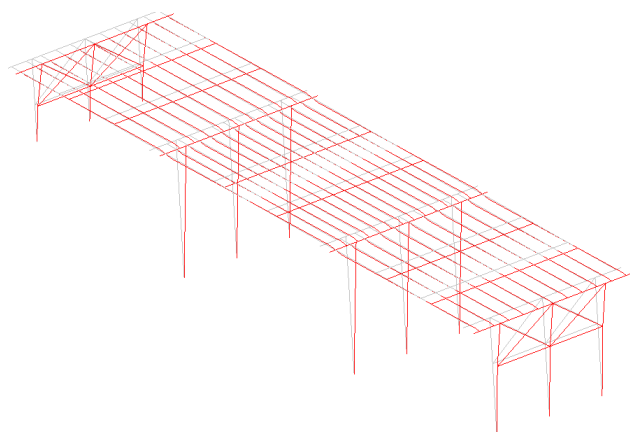


Fig.17 Deformata sotto l'azione di Frenamento – CdC 7

Analisi Dinamiche

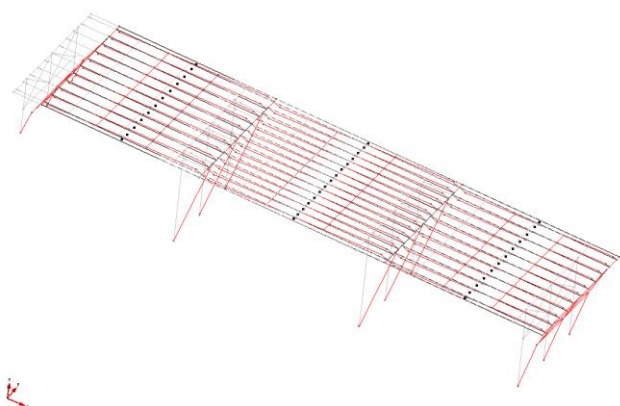


Fig.18 Deformata causata dall'azione del sisma agente in direzione X

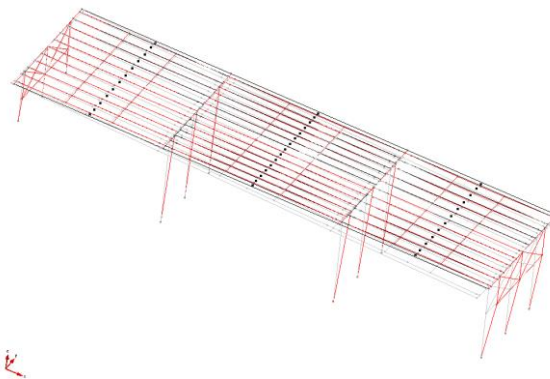


Fig.19 Deformata causata dall'azione del sisma agente in direzione Y

Nelle immagini successive si riportano, in forma grafica, le rappresentazioni delle caratteristiche di sollecitazione per gli elementi strutturali più significativi ovvero i pilastri nella combinazione delle azioni allo SL OPERATIVITA nello stato di progetto.

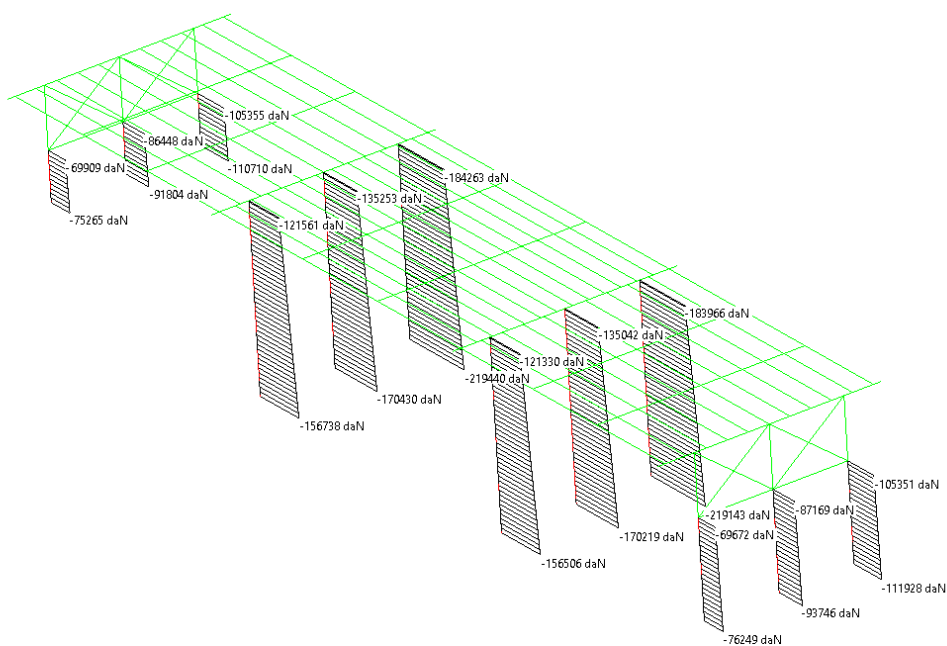


Fig.20 Sforzo assiale massimo N min [daN]

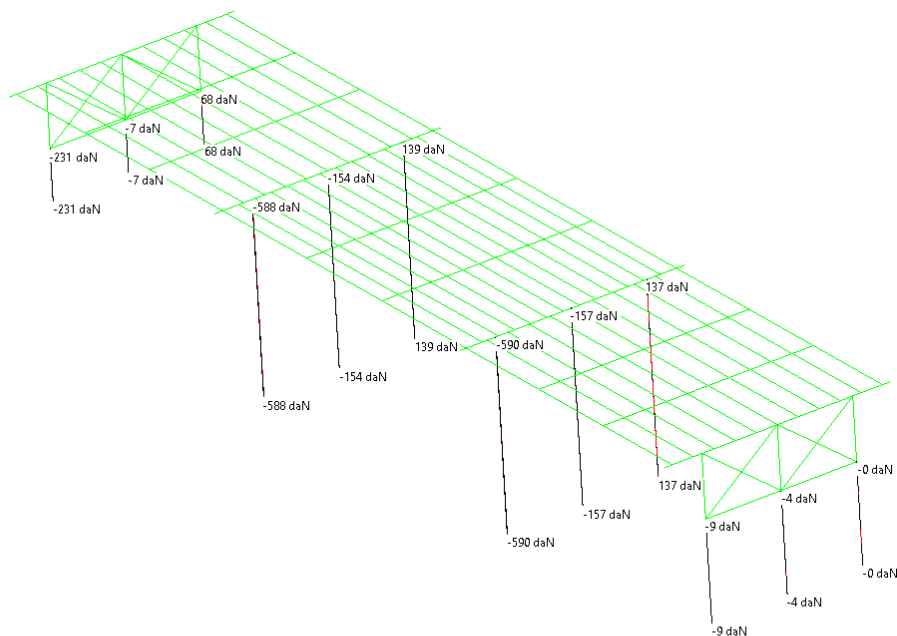


Fig.21 Massime sollecitazioni di taglio T13 min [daN]

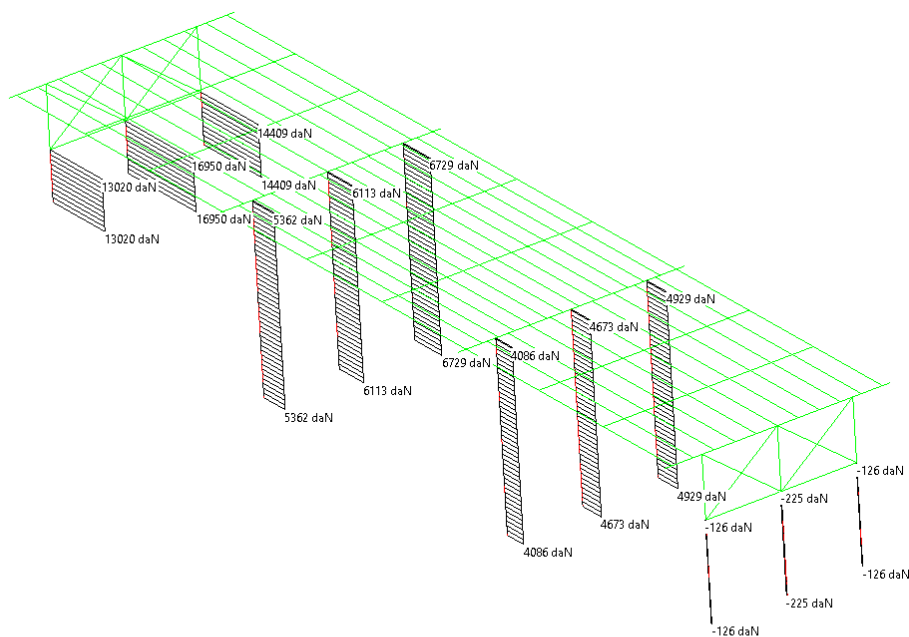


Fig.22 Massime sollecitazioni di taglio T12 max [daN]

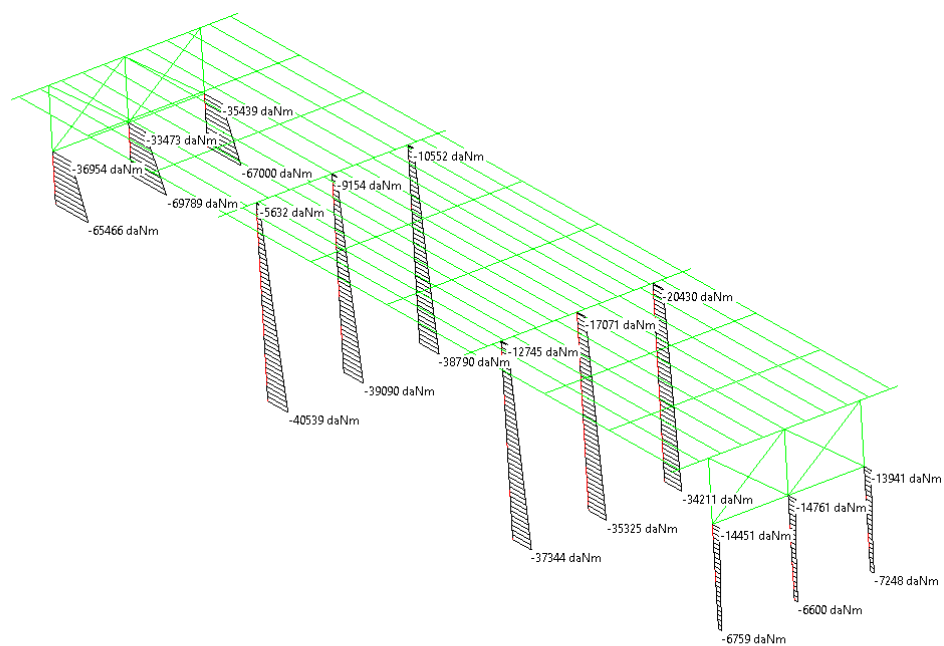


Fig.23 Massime sollecitazioni flettenti M12 min [daNm]

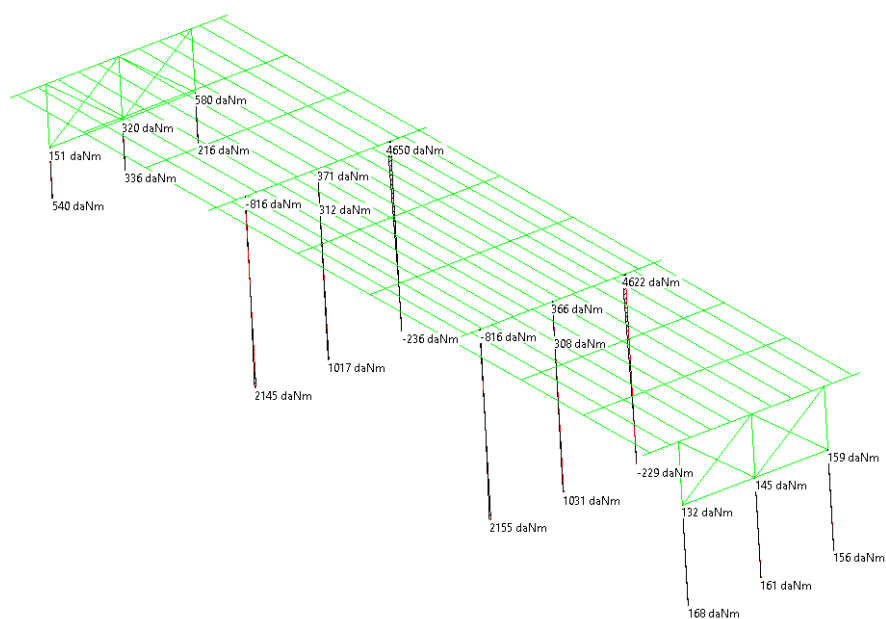


Fig.24 Massime sollecitazioni flettenti M13 max [daNm]

Nelle immagini successive si riportano, sempre per via grafica, le principali caratteristiche di sollecitazione relative agli elementi “beam” che simulano le travi.

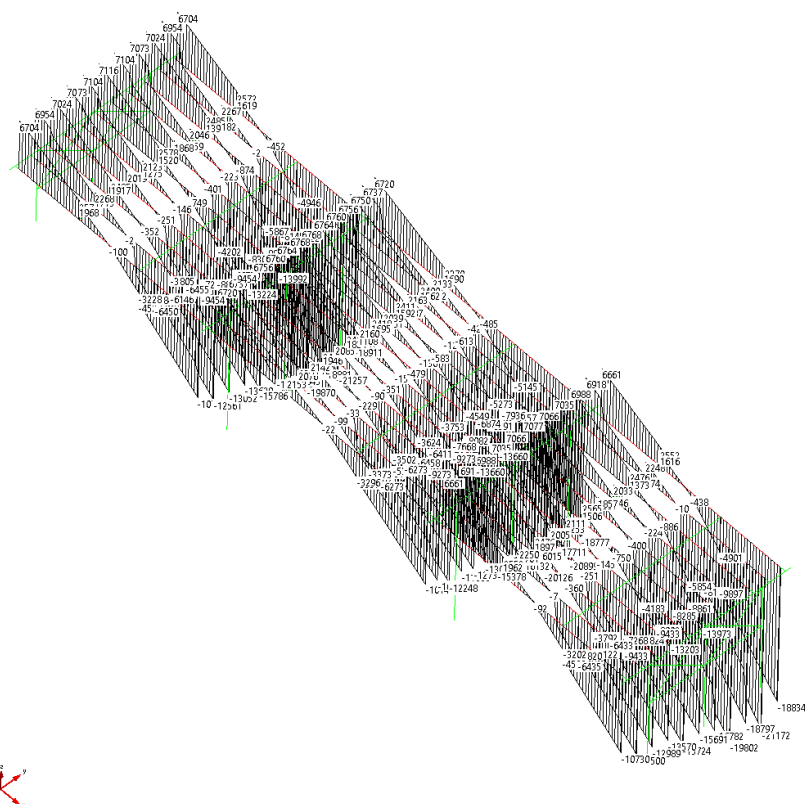


Fig.25 Minime sollecitazioni di taglio in dir. T13 [daN] per travi in c.a.p.

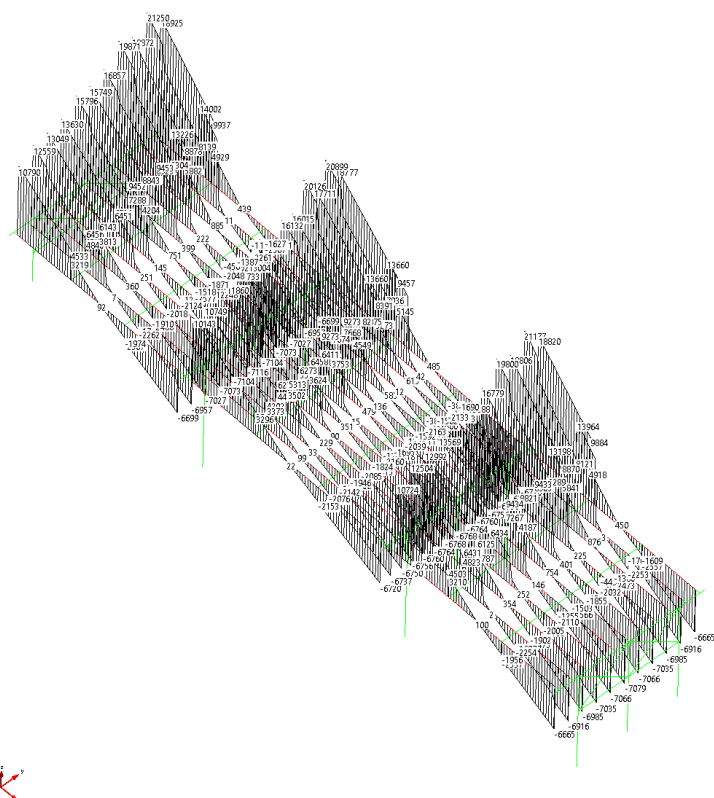


Fig.26 Massime sollecitazioni di taglio in dir. T13 [daN] per travi in c.a.p.

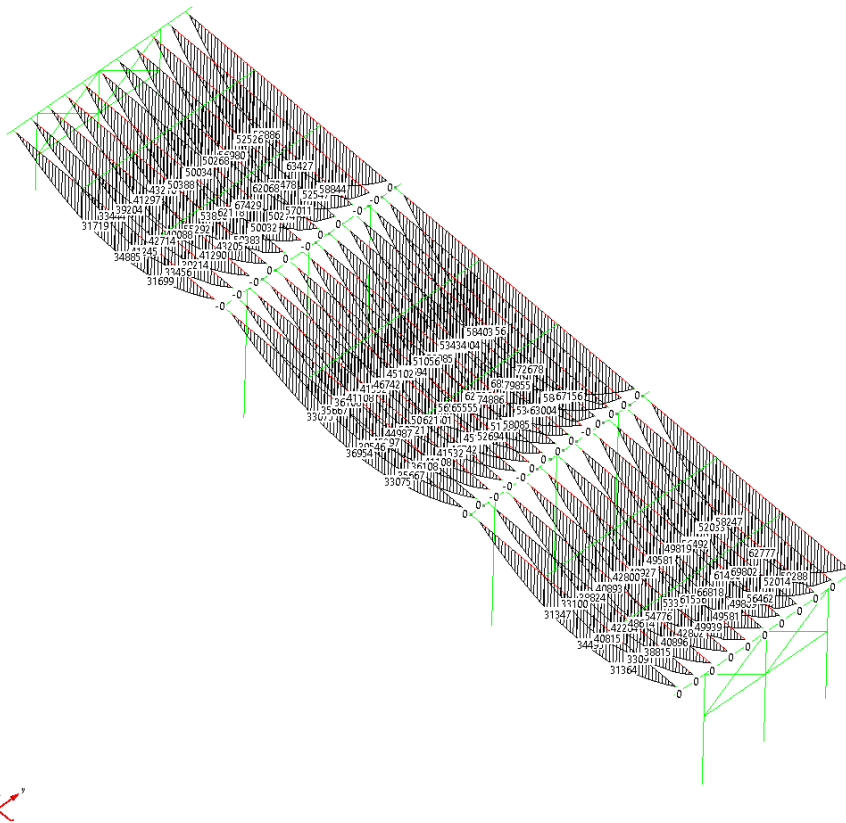


Fig.27 Massime sollecitazioni flettenti in direzione M13 in campata (massimo momento positivo) [daN m] per travi in c.a.p.

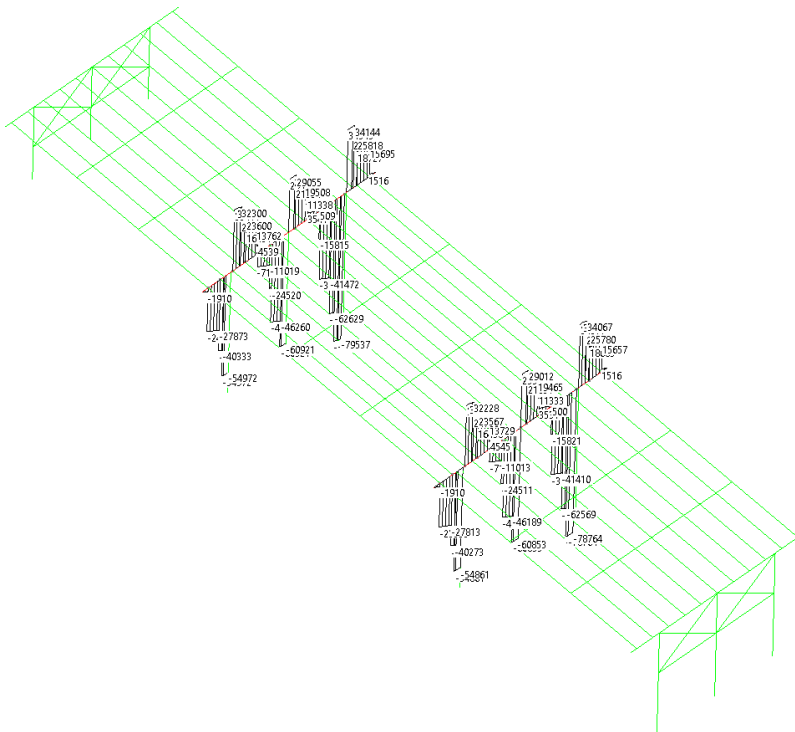


Fig.28 Minime sollecitazioni di taglio in dir. T13 [daN] per travi Pulvino

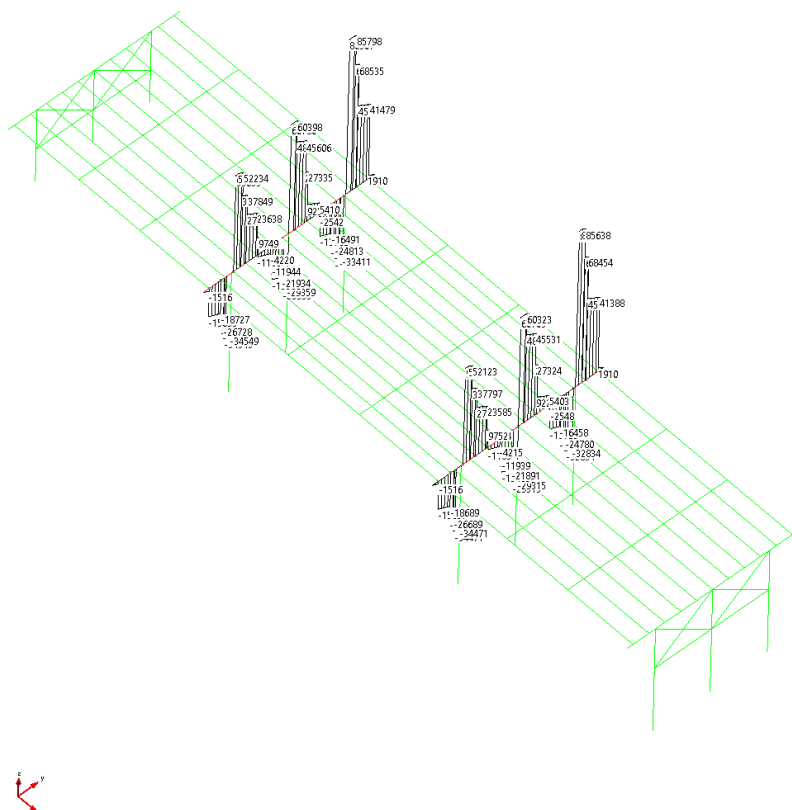


Fig.29 Massime sollecitazioni di taglio in dir. T13 [daN] per travi pulvino

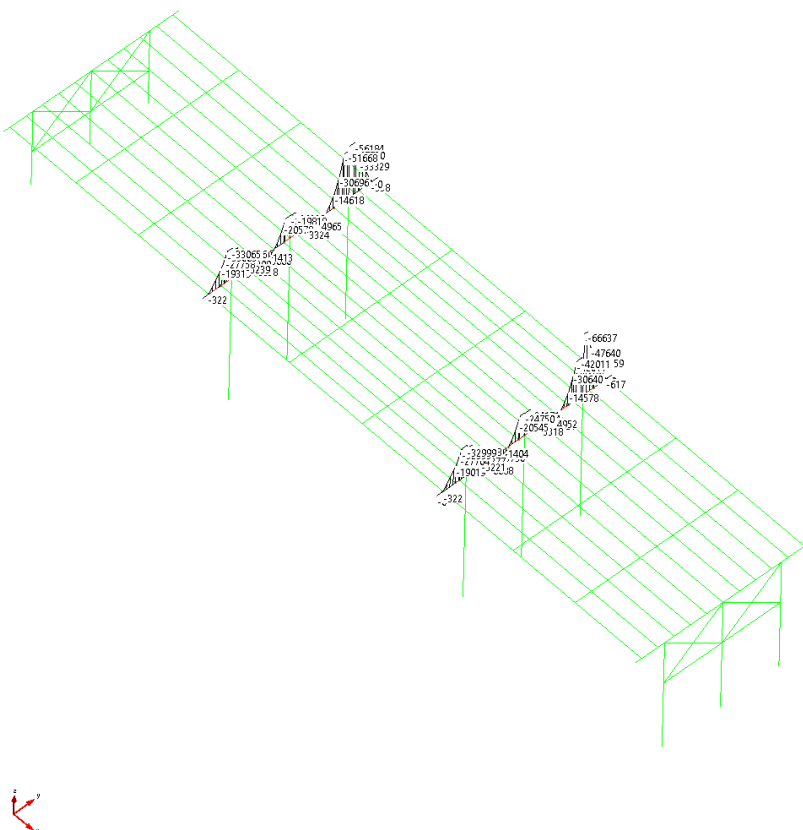


Fig.30 Massime sollecitazioni flettenti in direzione M13 agli appoggi (massimo momento negativo) [daN m] per travi pulvino

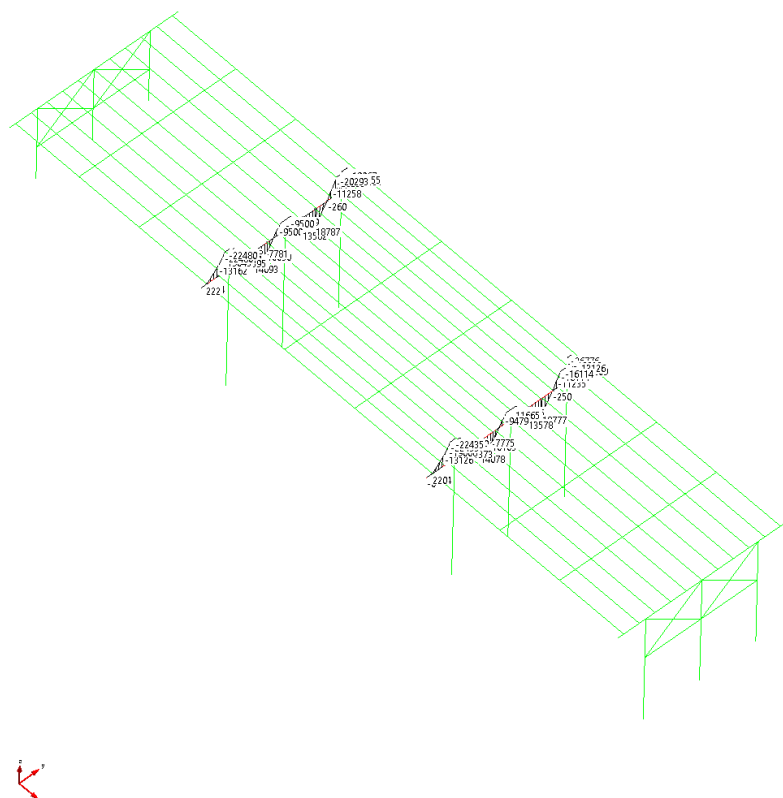


Fig.31 Massime sollecitazioni flettenti in direzione M13 in campata (massimo momento positivo) [daN m] per travi pulvino

Nelle immagini successive si riportano, sempre per via grafica, le verifiche effettuate per tutti gli elementi pilastro e travi in c.a., a cui è attribuita l'armatura esplicitata negli elaborati grafici esecutivi allegati al presente deposito.

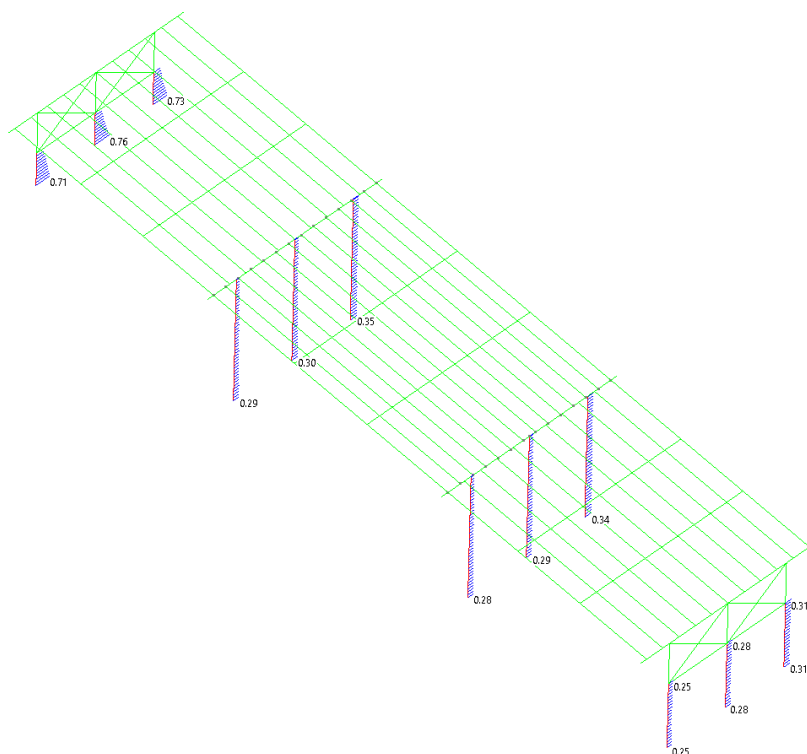


Fig.32 Verifiche di resistenza: coefficiente NM sulle pile allo SL OPERATIVITA'

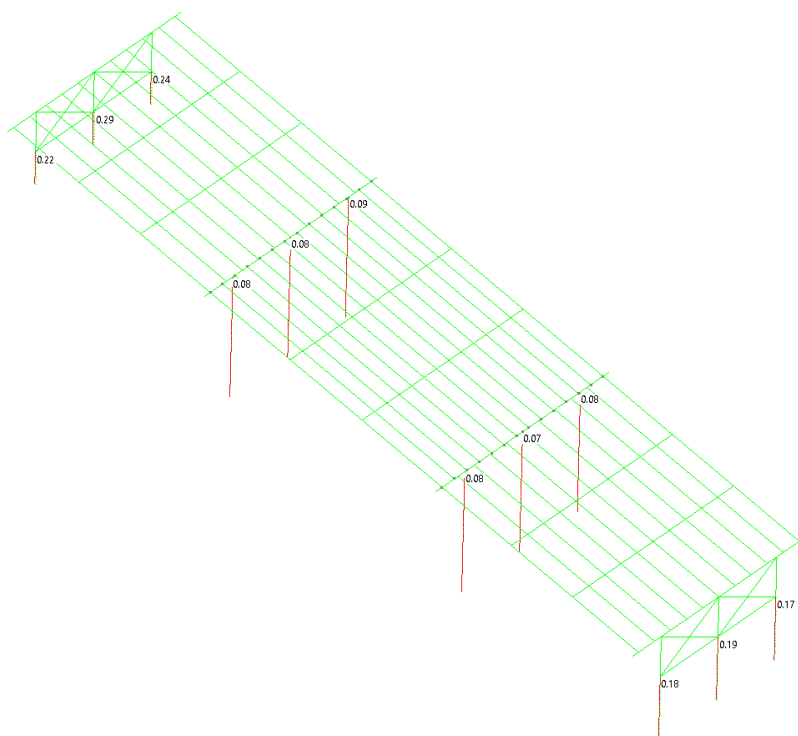


Fig.33 Verifiche di resistenza: coefficiente T_{12} sui pilastri allo SL OPERATIVITA'

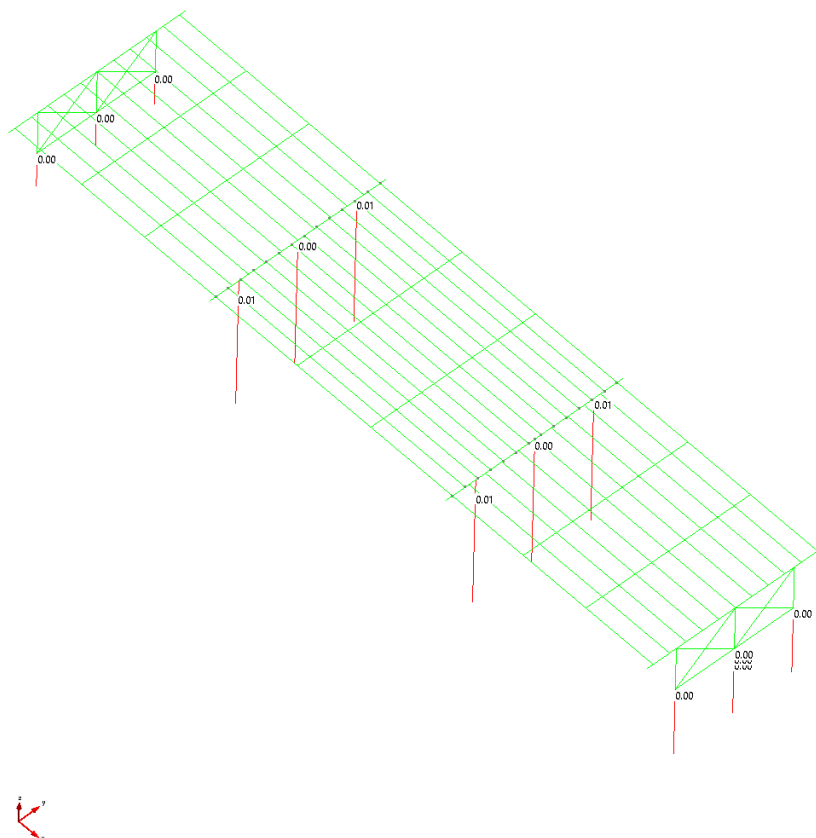


Fig.34 Verifiche di resistenza: coefficiente T_{13} sui pilastri allo SL OPERATIVITA'

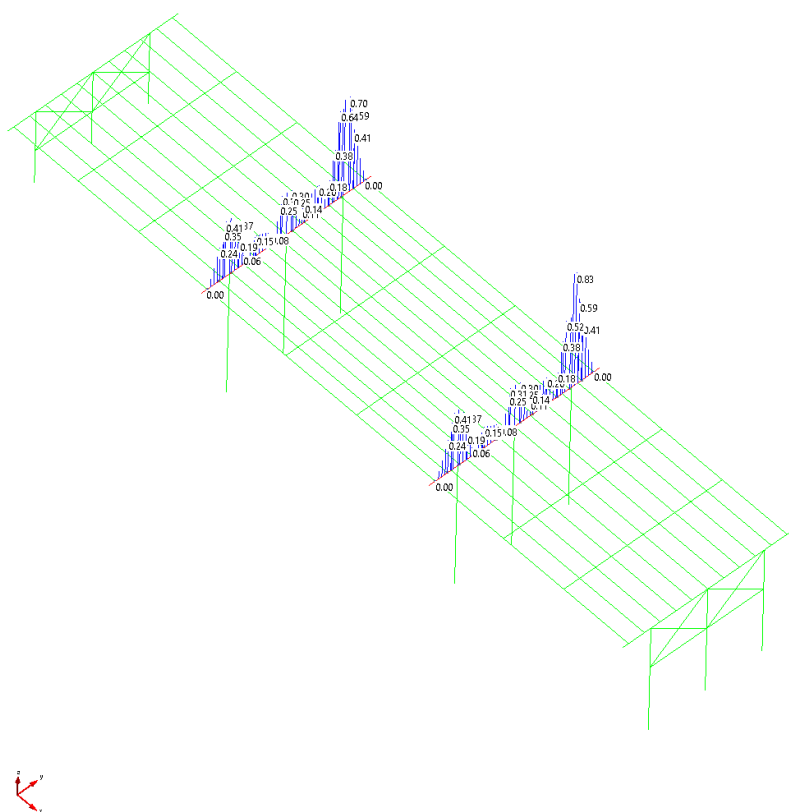


Fig.35 Verifiche di resistenza: coefficiente NM sulle travi pulvino SL OPERATIVITA'

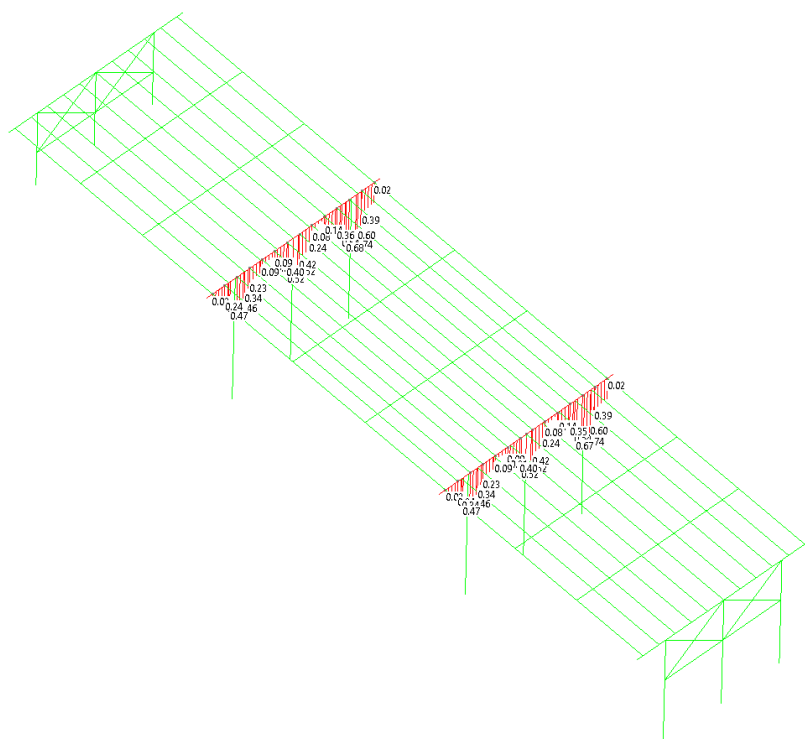


Fig.36 Verifiche di resistenza: coefficiente T_{13} sulle travi Pulvino allo SL OPERATIVITA'

Avendo riscontrato dei coefficienti di sicurezza < 1 , tutte le verifiche risultano soddisfatte.

I risultati ottenuti dalla realizzazione del modello ad elementi finiti predisposto sono stati analizzati e confrontati con quelli ottenuti da controlli e calcoli eseguiti con metodi tradizionali semplificati utilizzati in fase di predimensionamento dei vari elementi strutturali. In particolare l'attendibilità dei risultati ottenuti è confermata anche da controlli e verifiche incrociate effettuate sia in fase preliminare che in fase di analisi dei dati ottenuti dall'elaborazione numerica. A questo proposito si ritiene opportuno segnalare che si sono effettuati:

- controlli sui carichi applicati in automatico dal programma di calcolo per effetto dei pesi propri strutturali e dei carichi assegnati (valutati per area d'influenza);
- predimensionamento con verifiche e controlli secondo il metodo delle tensioni ammissibili e ricorso a formule "storiche" di calcolo di comprovata validità;

Alla luce di tali considerazioni, consapevoli delle scelte effettuate in fase di modellazione ed alla luce delle disposizioni indicate all'interno della Normativa Tecnica attualmente vigente, si ritiene ragionevole affermare l'attendibilità e la completezza dei risultati ottenuti in relazione anche all'importanza dell'opera in progetto.

Qualora tuttavia, in corso d'opera, dovessero manifestarsi delle situazioni difformi rispetto a quanto fino ad ora ipotizzato, tali da modificare il comportamento globale del complesso e/o locale di alcuni elementi strutturali, sarà opportuno procedere alla esecuzione di ulteriori controlli e/o verifiche allo scopo di evitare l'abbassamento del livello di sicurezza della costruzione.

k) Caratteristiche e affidabilità del Codice di Calcolo



Mod. EDILNAM000 Rev.01

Codice di calcolo

CMP
Analisi Strutturale

DICHIARAZIONE DI AFFIDABILITÀ

FASE: STUDIO			DOCUMENTO: DICHIARAZIONE AFFIDABILITÀ		
DATA: 31 luglio 2013			PRATICA: 1814	FILE: 1814-00 - Dichiarazione di affidabilità-02.docx	ELAB N°: S-ST-00-00
rev. 4					
rev. 3					
rev. 2	02/01/16	Rev02	Cmr	Lbr	Rssc
rev. 1	31/07/13	Rev01	Lbr	Lbr	Rssc
rev. 0	06/05/10	EMISSIONE	Lbr	Rvz	Rssc
revisione	data	motivo della revisione:	redatto da:	controllato da:	approvato da:



Mod.EDILNAM000 Rev.01

ORIGINE DEL CODICE DI CALCOLO

Titolo: CMP Analisi Strutturale
Produttore: Namirial S.p.a
 Via Caduti sul Lavoro 4 – 60019 SENIGALLIA (AN)
Distributore: Namirial S.p.a
 Via Caduti sul Lavoro 4 – 60019 SENIGALLIA (AN)

COMPONENTI DI TERZE PARTI

Solutore FEM

Titolo: XFinest
Produttore: Ce.A.S. S.r.l. – Viale Giustiniano, 10 – 20129 MILANO
Distributore: Harpaceas S.r.l. – V.le Richard, 1 – 20143 MILANO

CARATTERISTICHE DEL CODICE DI CALCOLO

CMP Analisi Strutturale è un pre/post-processore grafico per analisi ad elementi finiti, che consente di eseguire tutte le operazioni inerenti la modellazione agli elementi finiti e la relativa analisi dei risultati: costruire il modello geometrico della struttura, assegnare proprietà, carichi, vincoli e tutti i dati di completamento necessari per l'esecuzione di analisi statiche e dinamiche; visualizzare graficamente i risultati dell'analisi (sollecitazioni, deformate ecc...); progettare le sezioni e le armature per travi, pilastri, solette, pareti; fornire le proprietà statiche di sezioni di forma qualsiasi composte da differenti materiali e armate in modo generico; eseguire, anche in automatico su tutta la struttura, le verifiche di resistenza a presso/tenso-flessione deviata e di stabilità per le aste in calcestruzzo, acciaio e altri materiali; visualizzare i risultati delle verifiche anche in modo aggregato sulla struttura analizzata.

Sono supportati elementi finiti monodimensionali, bidimensionali, tridimensionali (brick) ed elementi denominati "Solaio" ed aventi funzione di aree di carico.

L'analisi del problema ad elementi finiti è svolta mediante codice di calcolo di terze parti (XFinest).

Le verifiche di resistenza possono essere svolte secondo i metodi alle tensioni ammissibili e semiprobabilistico agli stati limite, secondo le seguenti normative:

- DM 09/01/1996
- DM 16/01/1996
- Ordinanza P.C.M. n. 3274 e ss.mm.ii.
- DM 14/09/2005

Pagina n. 2

 NAMIRIAL S.p.A. Codice fiscale e iscriz. al Reg. Imprese Ancona n. 02046570426 Partita Iva IT02046570426 Capitale sociale € 6.500.000,00 i.v. Sede legale, direzione e amministrazione 60019 Senigallia (AN) – Via Caduti sul Lavoro, 4 Tel. 071.63494 tel.autom. – 199.418016 Email info@namirial.com – Sito: www.namirial.com Namirial, Microsoftware e BM Sistemi sono marchi registrati di Namirial S.p.A.	Sede distaccata REGGIO EMILIA Sviluppo e assistenza Software Strutturale 42123 Reggio Emilia (RE) Via Ruini, 6 Tel. 0522.1873995 Fax 199.401027	Sede distaccata MODICA Sviluppo, area commerciale e assistenza 97015 Modica (RG) Via Sacro Cuore, 114/C Tel. 0932.763691 Fax 199.401027	Sede principale ANCONA Sviluppo, area commerciale e assistenza 60131 Ancona (AN) Via Brezze Bianche, 158/A Tel. 071.205380 Fax 199.401027
---	---	---	---

Email: info@edilizianamirial.it PEC: edilizianamirial@sicurezzapostale.it
 Sito: www.edilizianamirial.it



Mod.EDILNAM000 Rev.01

- DM 14/01/2008
- Eurocodici

In caso di utilizzo di procedure, criteri, valori di riferimento non prescritti delle normative sopra indicate, si è fatto riferimento alle relative circolari applicative o ad altri documenti e bibliografia di comprovata validità.

CMP Analisi Strutturale può essere collegato come post-processore ai seguenti programmi di calcolo:

- **SAP 2000** prodotto da Computer and Structures Inc. – Berkeley, California 94704, USA, distribuito in Italia da C.S.I Italia S.r.l. – Galleria San Marco 4, 33170 Pordenone;
- **Straus7** prodotto da Strand7 Pty Ltd - 65 York Street, Sydney, NSW 2000, Australia, distribuito in Italia da HSH srl - Via N.Tommaseo, 13 - 35131 Padova;
- **PC.M.** prodotto e distribuito in Italia da Aedes Software s.n.c. – Via Ferrante Aporti, 32 - 56028 San Miniato Basso (PI).

DICHIARAZIONE DI AFFIDABILITÀ

CMP Analisi Strutturale viene corredato da documentazione in formato digitale che ne illustra il funzionamento, i limiti di applicazione e le basi teoriche.

Sono disponibili casi prova risolti per via indipendente dal codice di calcolo o desunti da letteratura di settore, facendo riferimento ad autori di chiara fama ovvero a documenti di comprovata validità.

Sono stati inoltre eseguiti confronti con i risultati di altri software di analisi strutturale.

Le procedure e gli algoritmi vengono controllati e sottoposti a test da tecnici qualificati del settore strutture, appartenenti alla società produttrice ma che non concorrono direttamente allo sviluppo del software.

Il componente XFinest, dedicato alla soluzione del problema a elementi finiti, è corredato anch'esso di manuali d'uso, teorico e di qualifica, con confronti fra i risultati reperibili in casi noti in letteratura e quelli ottenuti dal solutore stesso.

I componenti di terze parti sono sottoposti a controlli e verifiche interne prima del loro utilizzo e commercializzazione.

Pagina n. 3



NAMIRIAL S.p.A.

Codice fiscale e iscriz. al Reg.Imprese Ancona n. 02046570426
Partita Iva IT02046570426
Capitale sociale € 6.500.000,00 i.v.

Sede legale, direzione e amministrazione
60019 Senigallia (AN) – Via Caduti sul Lavoro, 4
Tel. 071.63494 sel.autom. – 199.418016

Email info@namirial.com – Sito: www.namirial.com

Namirial, Microsoftware e BM Sistemi sono marchi registrati di Namirial S.p.A.

Sede distaccata

REGGIO EMILIA

Sviluppo e assistenza
Software Strutturale
42123 Reggio Emilia (RE)
Via Ruini, 6
Tel. 0522.1873995
Fax 199.401027

Sede distaccata

MODICA

Sviluppo, area commerciale
e assistenza
97015 Modica (RG)
Via Sacro Cuore, 114/C
Tel. 0932.763691
Fax 199.401027

Sede principale

ANCONA

Sviluppo, area commerciale
e assistenza
60131 Ancona (AN)
Via Brezze Bianche, 158/A
Tel. 071.205380
Fax 199.401027

Email: info@edilnazamirial.it PEC: edilnazamirial@sicurezzapostale.it
Sito: www.edilnazamirial.it

I) Strutture geotecniche o di fondazione

Secondo le "Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti - par.6.3.5.1" la verifica delle fondazioni e' obbligatoria se:

- *nella costruzione siano presenti importanti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni o dissesti della stessa natura si siano prodotti nel passato;*
- *siano possibili fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione per effetto: di condizioni morfologiche sfavorevoli, di modificazioni apportate al profilo del terreno in prossimità delle fondazioni, delle azioni sismiche di progetto;*
- *siano possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione dovuti alle azioni sismiche di progetto.*

Alla luce di quanto riportato nella relazione geologica e considerato che alla data odierna non si sono verificati dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni, la verifica del sistema fondale non risulta necessaria.

m) Altri risultati significativi

VERIFICA DELLA SOLETTA E DEL GUARD RAIL

Criteri di scelta della classe della barriera di sicurezza.

- | | |
|--|---------------------------------------|
| ➤ Definizione della categoria stradale: | Strada Tipo C |
| ➤ Individuazione dei luoghi da proteggere: | Ponti - sovrappassi - viadotti – ecc. |
| ➤ TGM medio: | >1000 |
| ➤ Quota traffico pesante: | < 5% ($2026 / 86110 = 2.35\%$) |
| ➤ Tipo di traffico: | I |

BARRIERE DI SICUREZZA BORDO PONTE → TIPO H2

BARRIERE DI SICUREZZA BORDO LATERALE → TIPO H1

Verranno pertanto adottate delle barriere bordo ponte classe H2. In fase di dimensionamento e verifica del nuovo cordolo in c.a. verranno utilizzate delle barriere guard rail commerciali tipo SAFEROAD H2

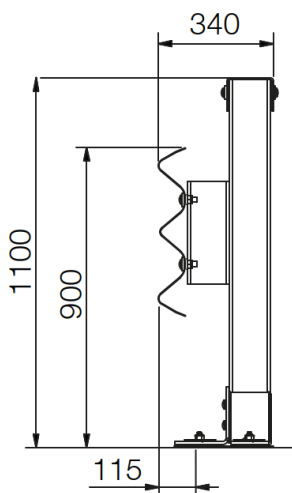


Fig.37 barriere guard rail commerciali tipo SAFEROAD H2

Si riportano di seguito le verifiche effettuate per l'installazione della barriera. Per soddisfare i carichi di progetto sarà necessario allargare il cordolo esistente di 20 cm collegare opportunamente il nuovo cordolo alla soletta esistente. Le verifiche sono state eseguite adottando una combinazione dei carichi Eccezionale in cui l'effetto dell'azione d'urto è stata amplificata di un fattore pari a 1,5.

Le verifiche sono state condotte, a favore di sicurezza, considerando il momento resistente del montante a "C" pari a 13.28 kNm e ad una azione di taglio massima legata alla massima azione d'urto che si esplica su un singolo montante.

Verifica soletta - Urto Barriera H2

Altezza soletta	H_{sol}	mm	120
Altezza cordolo	$H_{cordolo}$	mm	370
Base cordolo	$B_{cordolo}$	mm	400
	H_{diff}	mm	430
Barriera H2			
Altezza fuori terra	h_{barr}	mm	850
Quota applicazione forza [NTC18 5.1.3.10]			
* rispetto piano viario	h	mm	750
* rispetto estradosso cordolo	h	mm	650
Deflessione massima crash test	Dm	m	0,8
Energia Cinetica teorica di impatto	E	kJ	288
Forza Urto [tabella UNI EN 1317-1]	$F_{m,urto}$	KN	100

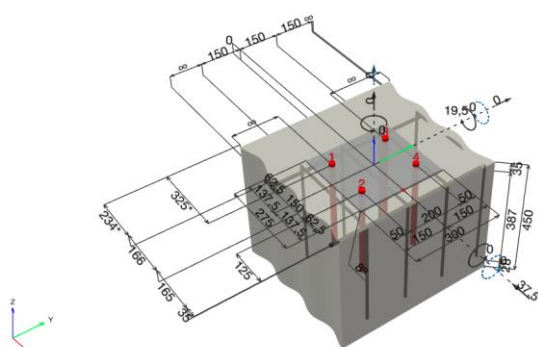
Verifica 1a: collegamento montante

Momento resistente Montante Profilo a C	M_{rd}	kNm	13,28
Fattore amplificazione carichi [NTC18 5.1.3.10]	γ	-	1,50
Numero montanti coinvolti nell'urto	N	-	4,00
Taglio agente sul Montante	V	kN	25,00
Momento verifica collegamento	$M_{collegamento}$	kNm	19,92
Taglio verifica collegamento	$V_{collegamento}$	kN	37,50
Numero tasselli resistenti a momento		n	2
Distanza fra i tasselli perpendicolare azione urto	b_1	mm	200
Distanza fra i tasselli parallela azione urto	b_2	mm	150

Verifica 1b: collegamento barre inghisate per ripristino cls

altezza cls da ripristinare	h_{eff}	mm	120
Larghezza diffusione forze verticale [1,5 h_{eff} + b_1]	L_{eff}	mm	560
Distanza nuove barre da bordo compresso	d	mm	530
Diametro barre utilizzate	ϕ	mm	10
tensione di snervamento acciaio	f_{yd}	mm	391
Momento			
Armatura minima necessaria per momento flettente	$A_{s,min}$	mm ²	106,81
numero minimo barre necessarie momento	n_{min}	-	2,00
Taglio			
Armatura minima necessaria per taglio	$A_{s,min}$	mm ²	0,17
numero minimo barre necessarie taglio	n_{min}	-	1,00
Armatura minima necessaria	n	-	3
Interasse minimo verifica barre di connessione	i	mm	187
Interasse minimo Verifica tasselli HILTI	i	mm	150
Interasse di progetto	i	mm	150

Verifiche ancoraggi



1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-RE 500 V4 + HAS-U 8.8 M20	
Periodo di ritorno (durata in anni):	50	
Codice articolo:	2223888 HAS-U 8.8 M20x400 (inserire) / 2287552 HIT-RE 500 V4 (composto indurente)	
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,act} = 320,0 \text{ mm}$ ($h_{ef,limit} = - \text{ mm}$)	
Materiale:	8.8	
Certificazione No.:	ETA 20/0541	
Emesso l Valido:	04/09/2021 -	
Prova:	metodo di calcolo EN 1992-4, chimica	
Fissaggio distanziato:	$e_s = 0,0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 8,0 \text{ mm}$	
Piastrella d'ancoraggio^R:	$l_x \times l_y \times t = 275,0 \text{ mm} \times 300,0 \text{ mm} \times 8,0 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)	
Profilo:	nessun profilo	
Materiale base:	fessurato calcestruzzo, C35/45, $f_{ct,crp} = 35,00 \text{ N/mm}^2$, $h = 450,0 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C, Coefficiente parziale di sicurezza materiale definito dall'utente $\gamma_c = 1,500$	
Installazione:	Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto	
Armatura:	interasse delle armature < 150 mm (qualunque Ø) o < 100 mm (Ø < 10 mm) con armatura di bordo longitudinale $d \geq 12,0 \text{ [mm]}$ + maglia chiusa (staffe) $s \leq 100,0 \text{ [mm]}$ Armatura per controllare la fessurazione in conformità a N 1992-4, 7.2.1.7 (2) b) 2) presente Armatura supplementare per trazione : A C Ø10,0 mm/150,0 mm, $f_{yk,ra} = 450,00 \text{ N/mm}^2$, $\beta = 0\%$ Armatura superficiale per trazione : Ø12,0 mm, $f_{yk,ra} = 450,00 \text{ N/mm}^2$, $\beta = 0\%$ Direzione del getto: + Tolleranza: 0,0 mm	



1.1 Combinazione carichi

Caso	Descrizione	Forze [kN] / Momenti [kNm]	Sismico	Fuoco	Util. max.	Tassello [%]
1	Combinazione 1	$N = 0,000; V_x = -37,500; V_y = 0,000;$ $M_x = 0,000; M_y = 19,500; M_z = 0,000;$ $N_{max} = 0,000; M_{max} = 0,000; M_{min} = 0,000;$	no	no	135	

2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

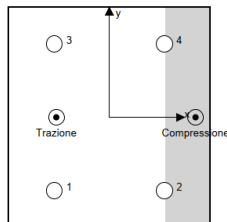
Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	50,413	9,375	-9,375	0,000
2	0,936	9,375	-9,375	0,000
3	50,413	9,375	-9,375	0,000
4	0,936	9,375	-9,375	0,000

Compressione max. nel calcestruzzo:

Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo:

max. sforzo di compressione nel calcestruzzo:	11,48 [N/mm ²]
risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(-72.3/0.0):	102.697 [kN]

risultante delle forze di compressione (x/y)=(117,6/0,0): 102,697 [kN]



Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.

Trazione



Acciaio di rinforzo supplementare 80%



Taglio

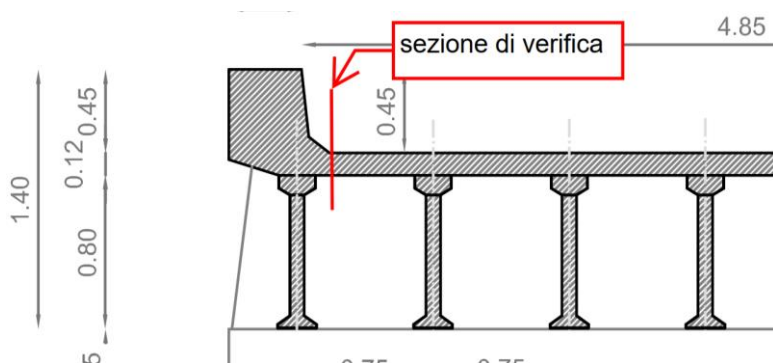


Rottura del bordo di calcestruzzo 34%



Verifica 2: verifica soletta esistente

Distanza baricentro piastra da filo interno cordolo	Lp	mm	203
Distanza sezione di verifica da baricentro piastra	Ls	mm	353
altezza cordolo	hc	mm	400
base cordolo	bc	mm	450
peso proprio cordolo	Pcordolo	kN	4,50
Contributo momento cordolo	M1	kNm	1,586
Contributo momento da barriera	M2	kNm	63,4
Momento agente sezione soletta	M	kNm	65
Verifica soletta esistente			
Distanza barre da bordo compresso (altezza utile)	d	mm	90
Diametro barre	ϕ	mm	10
tensione di snervamento acciaio esistente	f_{yd}	mm	351
numero barre considerate interne alla lunghezza di diffusione	n	-	5
Armatura	As	mm ²	393
Momento resistente	Mrd	kNm	11,16
	UC		5,83

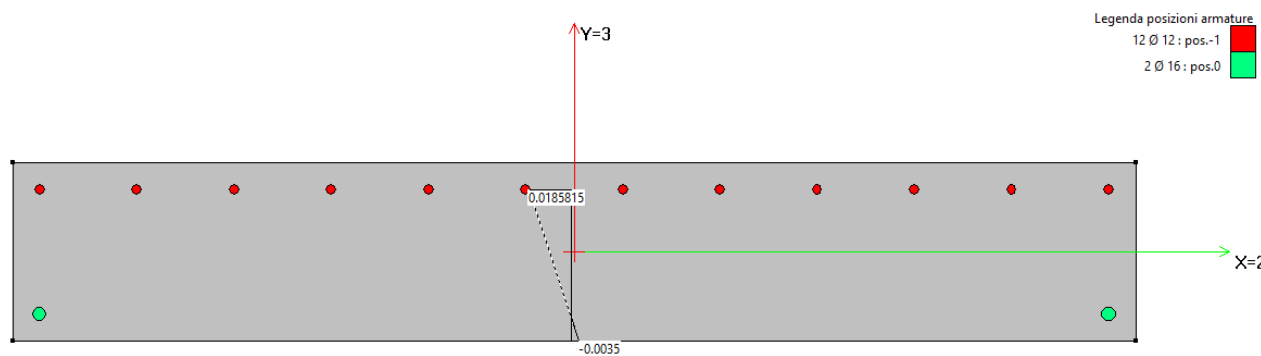


La soletta esistente non risulta verificata nella sezione di verifica, pertanto è necessario prevedere un rinforzo della soletta ottenuto mediante aumento della sezione all'estradosso della soletta di 8 cm.

Verifica soletta SDP a momento

Larghezza diffusione forze orizzontali $[1,5 \text{ heff} + b1]$	Leff	mm	1258
Spessore soletta aggiuntivo	hs	mm	80
Copriferro	c	mm	30
Distanza barre da bordo compresso (altezza utile)	d	mm	170
Diametro barre	ϕ	mm	12

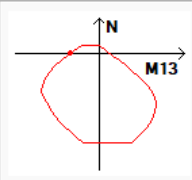
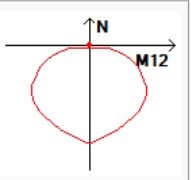
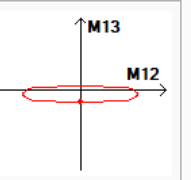
Verifiche eseguite mediante software di calcolo Namirial CMP



Verifica sezione

Generale Sollecitazioni Verifiche Duttilità M-chi Preview

	n°	N	M12	M13	CoeffNM	T12	CoeffT12	T13	CoeffT13
		kN	kNm	kNm		kN		kN	
☒	1	0	0	-65	0.978348	0	0	0	0

Mostra verifiche
☐ Non soddisfatte ☒ Tutte ☐ Soll. res

Esegui verifiche Chiudi

Verifica soletta SDP a scorrimento

Diametro barre	ϕ	mm	10
tensione di snervamento acciaio esistente	f_{yd}	mm	391
Armatura minima necessaria	A_s	mm ²	96
numero barre considerate interne alla lunghezza di diffusione	n	-	2
barre inghisate disposte	ϕ	mm	10
interasse barre disposte	i	mm	150
numero barre disposte	n	-	9
	UC		0,22

Verifica della soletta – Schema di carico 2 (NTC18)

Si riportano di seguito le verifiche a punzonamento eseguite sulla soletta.

Punzonamento impronta rettangolare			
spessore piastra	h	mm	120
copriferro	c	mm	30
diametro barre d_y	$\phi//$	mm	8
Area barre d_y	A_y	mm	50
interasse barre d_y		mm	200
diametro barre d_z	$\phi\perp$	mm	8
Area barre d_z	A_z	mm	50
interasse barre d_z		mm	150
altezza utile	d	mm	82
Parametro β approssimato	β	-	1
N punzonamento	N	kN	252
Resistenza caratteristica cls	f_{ck}	Mpa	28,9
	γ_c		1,2
Fattore di confidenza	FC		1,2
	α		0,85
	f_{cd}	Mpa	17,06
parametro EC2	k	-	2
parametro EC2	$C_{Rd,c}$	-	0,15
parametro EC2	k_1	-	0,1
Compressione assiale	σ_{cp}	Mpa	0
Resistenza piastre prive di armature a taglio - u0			
base pilastro/impronta di carico	$b//$	mm	550
altezza pilastro/impronta di carico	$b\perp$	mm	800
perimetro di verifica 0	u_0	mm	2700
tensione massima di taglio	v_{ed}	Mpa	1,138
	v		0,5
	$V_{rd,max}$	Mpa	4,265
		UC	0,27
Resistenza piastre prive di armature a taglio - u1			
base pilastro/impronta di carico	$b//$	mm	350
altezza pilastro/impronta di carico	$b\perp$	mm	600
perimetro di verifica 1	u_1	mm	2930
tensione massima di taglio	v_{ed}	Mpa	1,049
Larghezza piastra per calcolo $\rho//$		mm	1046
Larghezza piastra per calcolo $\rho\perp$		mm	796
rapporto armature y	$\rho//$	-	0,002093333
rapporto armature z	$\rho\perp$	-	0,004084553
parametro EC2	ρ_1	-	0,002924095
	V_{min}	Mpa	0,532
	V_{rdc}	Mpa	0,611
		UC	1,72

La soletta non risulta soddisfatta pertanto si procede al rinforzo della stessa estendendo la sezione resistente necessaria per la verifica dei cordoli a tutta la superficie dell'impalcato.

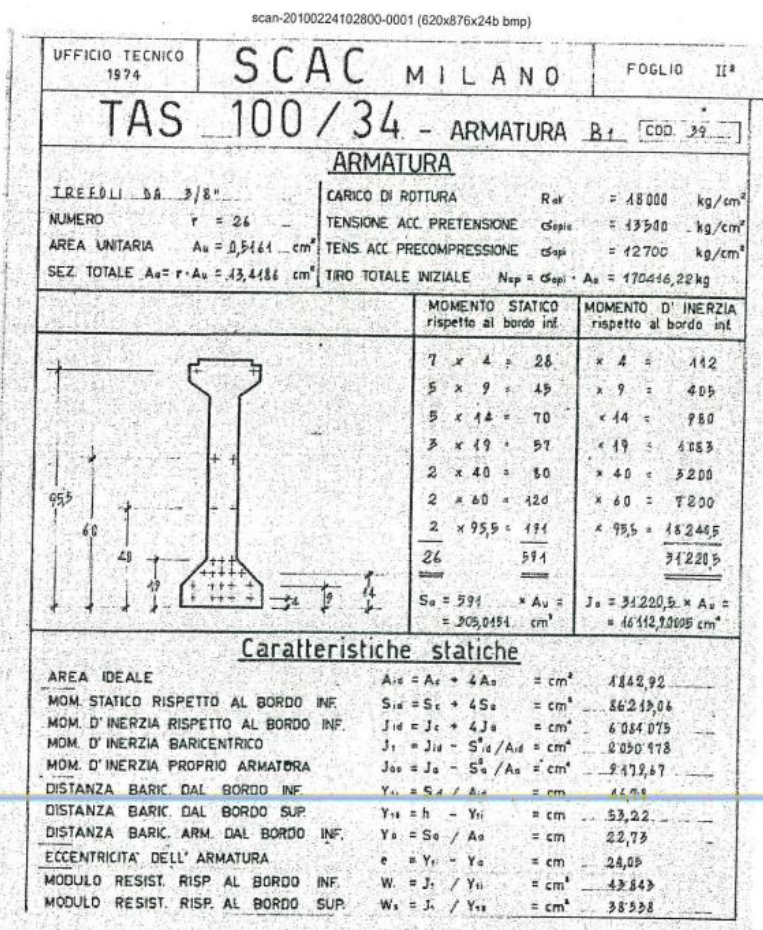
Punzonamento impronta rettangolare			
spessore piastra	h	mm	200
copriferro	c	mm	30
diametro barre d_y	$\phi//$	mm	16
Area barre d_y	A_y	mm	201
interasse barre d_y		mm	150
diametro barre d_z	$\phi\perp$	mm	10
Area barre d_z	A_z	mm	79
interasse barre d_z		mm	200
altezza utile	d	mm	157
Parametro β approssimato	β	-	1
N punzonamento	N	kN	252
Resistenza caratteristica cls	f_{ck}	Mpa	28,9
	γ_c		1,2
Fattore di confidenza	FC		1,2
	α		0,85
	f_{cd}	Mpa	17,06
parametro EC2	k	-	2
parametro EC2	$C_{Rd,c}$	-	0,15
parametro EC2	k_1	-	0,1
Compressione assiale	σ_{cp}	Mpa	0
Resistenza piastre prive di armature a taglio - u0			
base pilastro/impronta di carico	$b//$	mm	350
altezza pilastro/impronta di carico	$b\perp$	mm	600
perimetro di verifica 0	u_0	mm	1900
tensione massima di taglio	v_{ed}	Mpa	0,845
	v		0,5
	$V_{rd,max}$	Mpa	4,265
		UC	0,20
Resistenza piastre prive di armature a taglio - u1			
base pilastro/impronta di carico	$b//$	mm	350
altezza pilastro/impronta di carico	$b\perp$	mm	600
perimetro di verifica 1	u_1	mm	3872
tensione massima di taglio	v_{ed}	Mpa	0,415
Larghezza piastra per calcolo $\rho//$		mm	1071
Larghezza piastra per calcolo $\rho\perp$		mm	821
rapporto armature y	$\rho//$	-	0,006698667
rapporto armature z	$\rho\perp$	-	0,0025
parametro EC2	ρ_1	-	0,004092269
	V_{min}	Mpa	0,532
	V_{rdc}	Mpa	0,684
		UC	0,61

La verifica risulta ora soddisfatta.

VERIFICA TRAVI PREFABBRICATE

Come anticipato nei paragrafi precedenti, l'armatura lenta e precompressa delle travi prefabbricate non è nota in quanto gli esecutivi dell'epoca non sono disponibili. Le travi sono state realizzate dalla ditta SCAC.

Nota la geometria della sezione e la ditta produttrice, è stato possibile risalire ad una plausibile maschera di precompressione che presenta similitudini con progetto in esame.



Mediante un progetto simulato è stato inoltre possibile identificare un momento resistente plausibile della sezione valutato, a favore di sicurezza, considerando il ponte caricato con il più basso carico variabile della normativa del tempo ("Circolare n. 91 del 14 Febbraio 1961- Norme relative ai carichi per il collaudo dei ponti stradali") ovvero ipotizzando il ponte in categoria II. Dallo studio è emerso che per poter essere verificato la trave doveva essere collegata alla soletta in c.a. soprastante. Non avendo però la certezza assoluta si è deciso comunque di intervenire sulle travi realizzando un collegamento all'estradosso delle travi precomprese con la soletta esistente e il nuovo getto di rinforzo della soletta previsto per soddisfare le verifiche a punzonamento della stessa. In tal modo le verifiche risultano soddisfatte.

INDICATORE DI RISCHIO SISMICO

E' stata eseguita sulla struttura una analisi sismica per identificare le criticita' degli elementi strutturali nei confronti delle sollecitazioni orizzontali.

Si riportano di seguito i coefficienti di resistenza per le pile e le travi pulvino utilizzando uno spettro da normativa allo SLV.

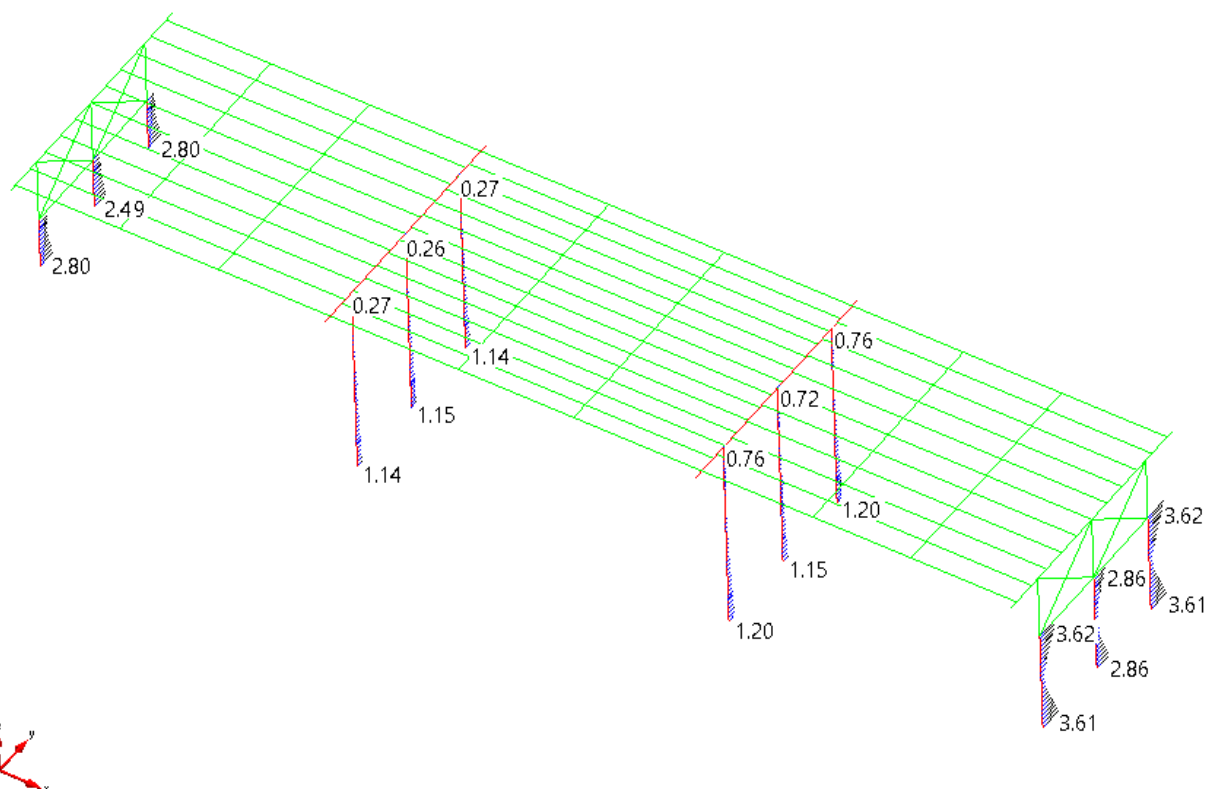
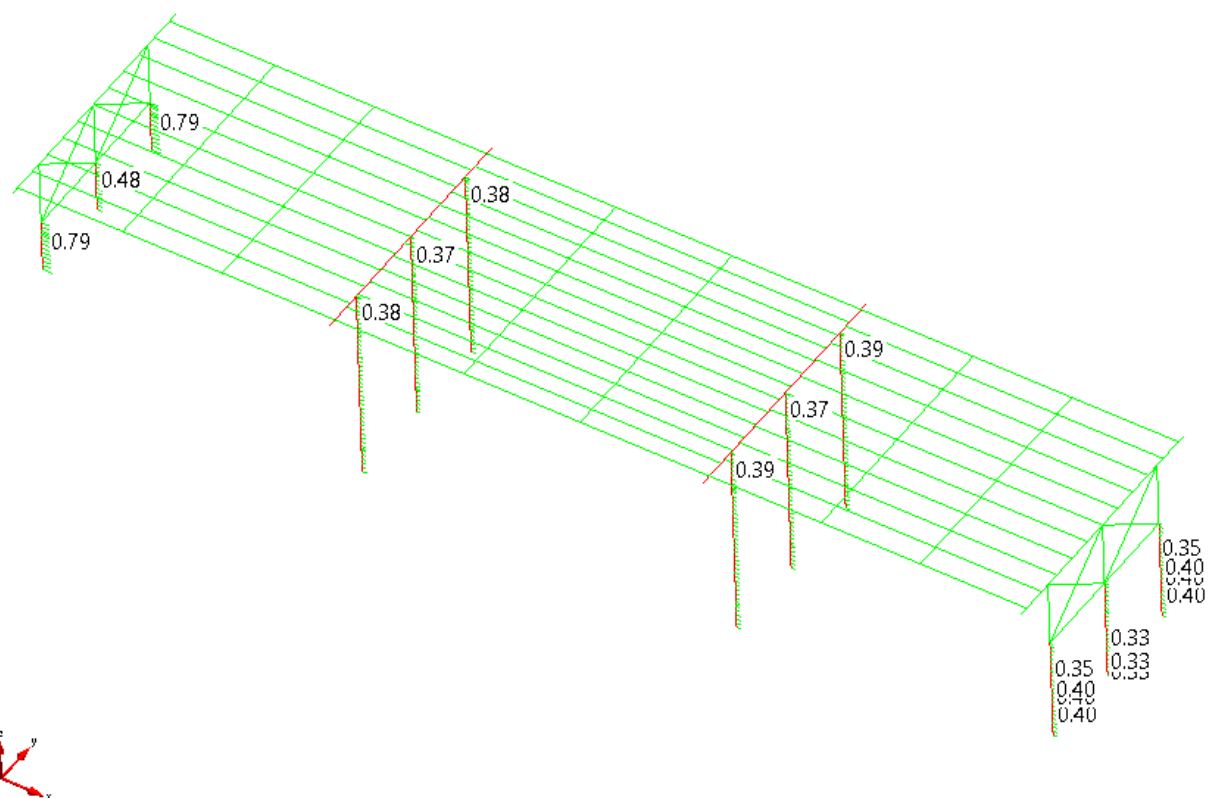
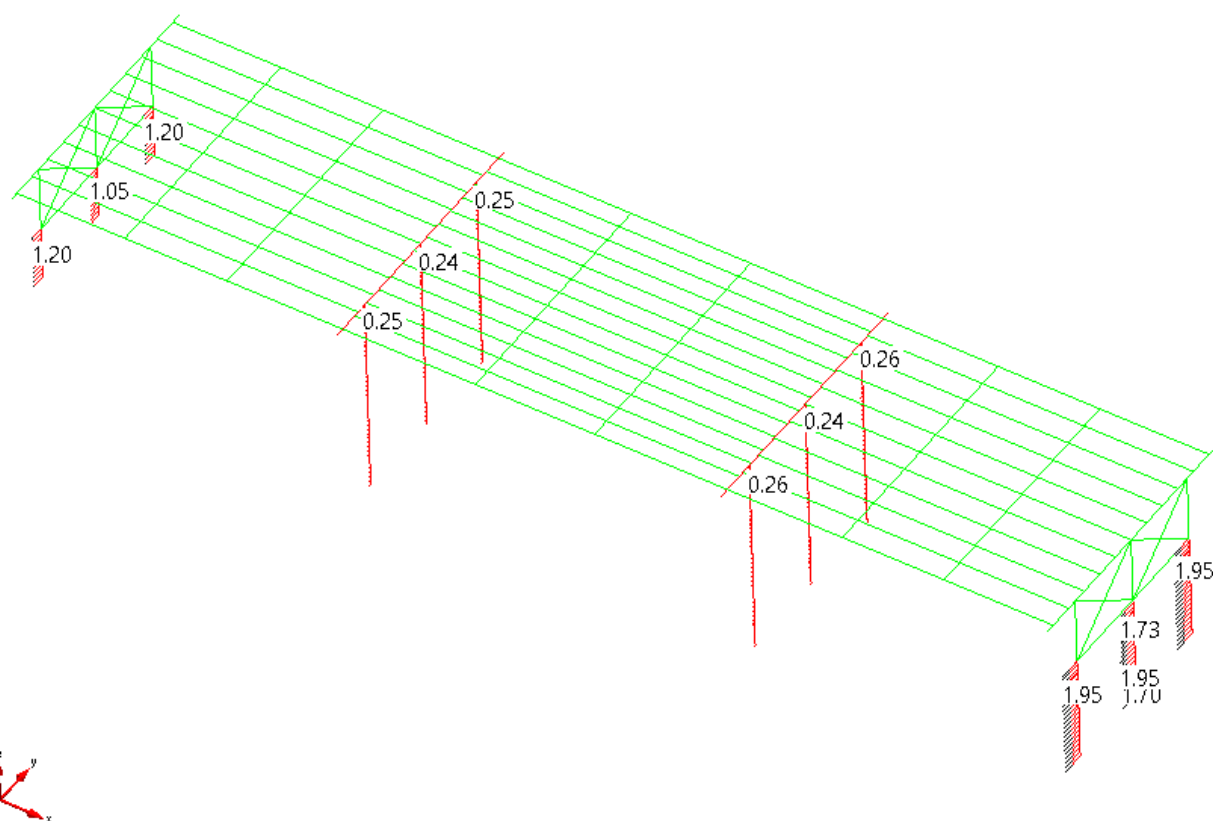


Fig.38 Verifiche di resistenza: coefficiente NM sulle pile allo SLV

Fig.39 Verifiche di resistenza: coefficiente T_{12} sui pilastri allo SLVFig.40 Verifiche di resistenza: coefficiente T_{13} sui pilastri allo SLV

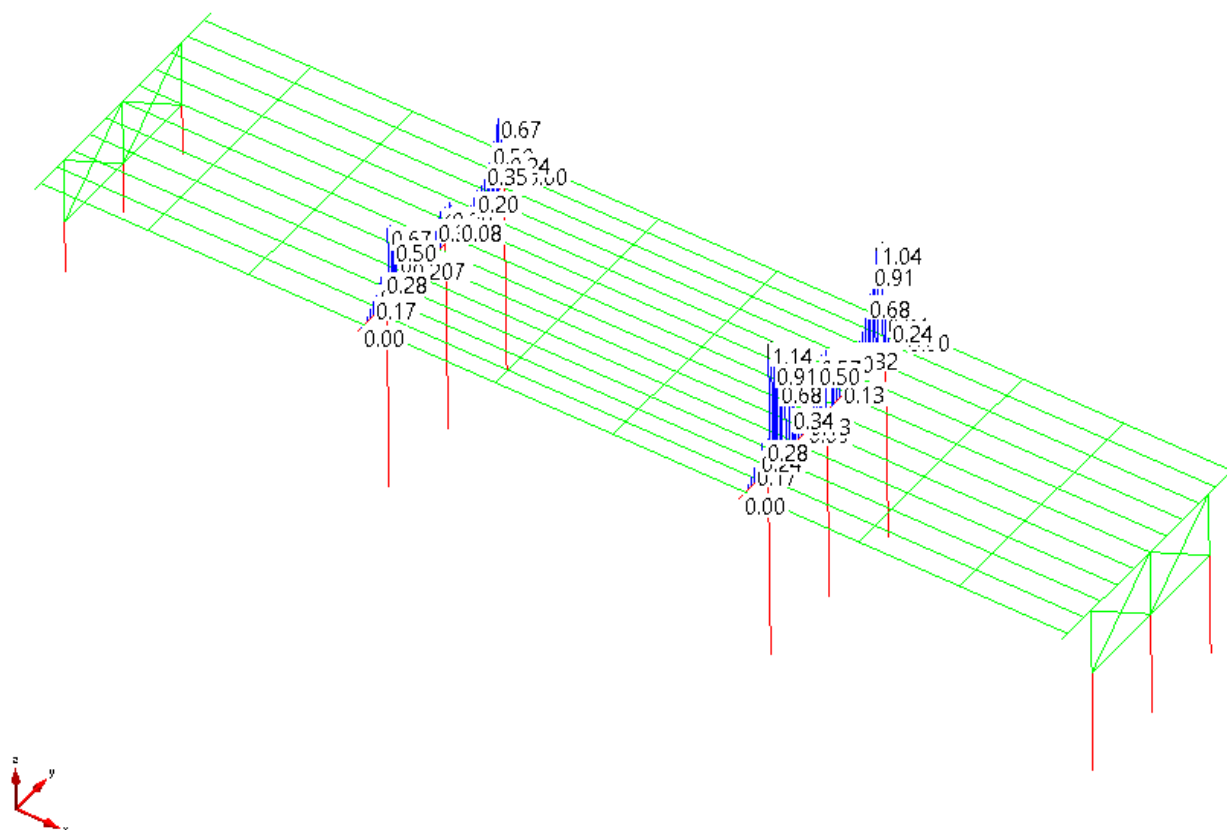


Fig.41 Verifiche di resistenza: coefficiente NM sulle travi pulvino SLV

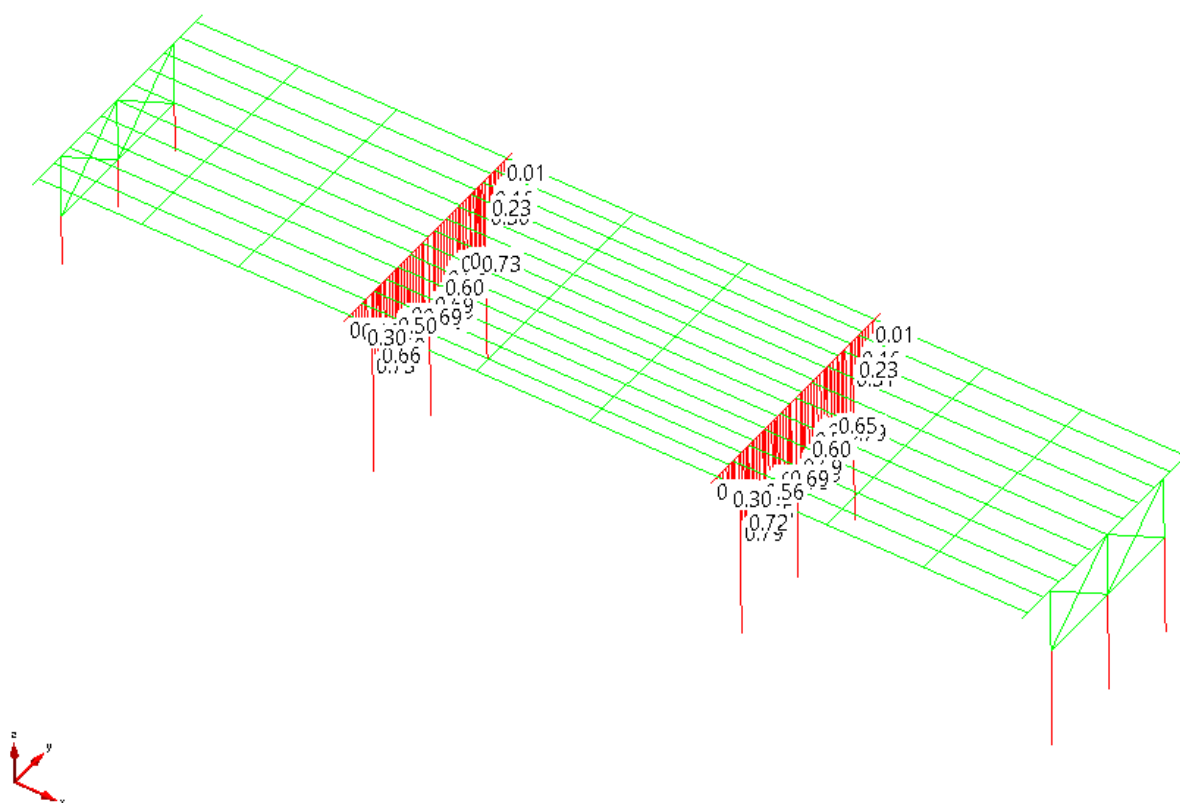


Fig.42 Verifiche di resistenza: coefficiente T_{13} sulle travi Pulvino allo SLV

Come si evince dai coefficienti di sicurezza riportati nelle precedenti figure la verifica non soddisfa i requisiti normativi allo SLV. E' stata pertanto eseguita una serie di analisi volte ad identificare il tempo di ritorno minimo della strutture tale per cui tutte le verifiche risultano soddisfatte.

Tale periodo di ritorno e' inferiore al TR minimo di 45 anni. Si riportano di seguito i coefficienti di sicurezza riscontrati per tale periodo di ritorno in cui si evince come alcuni elementi strutturali presentino ancora coefficienti di sicurezza superiori all'unita'

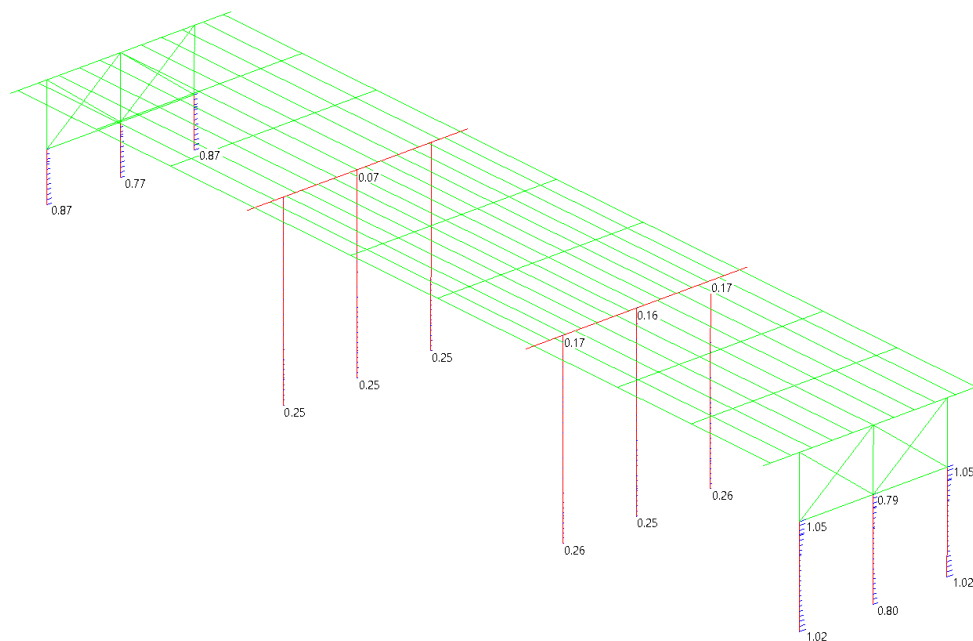


Fig.43 Verifiche di resistenza: coefficiente NM sulle pile allo SLV

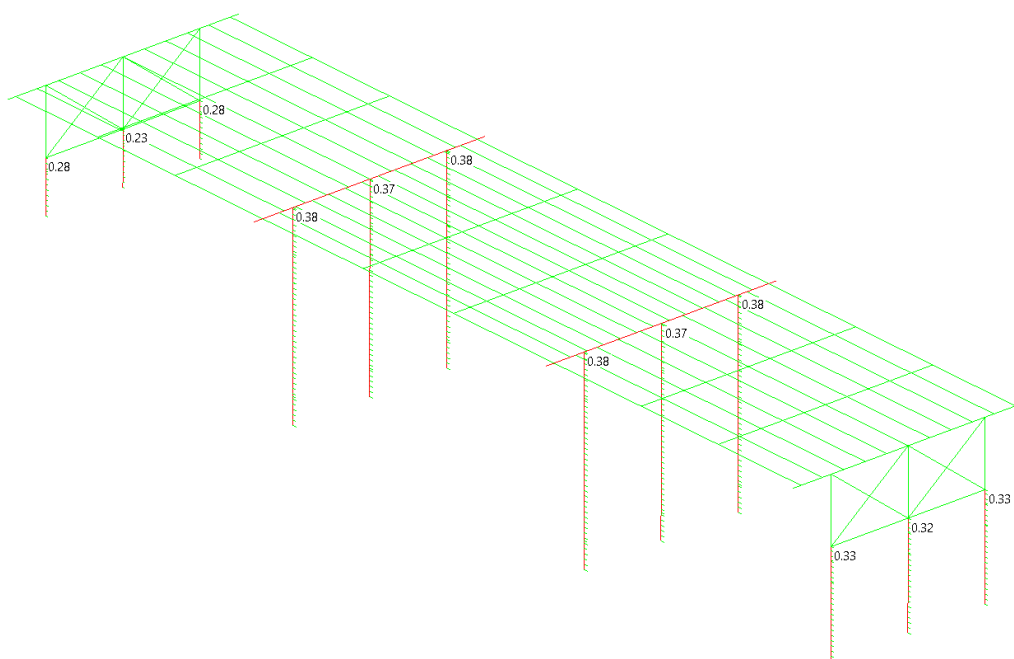


Fig.44 Verifiche di resistenza: coefficiente T_{12} sui pilastri allo SLV

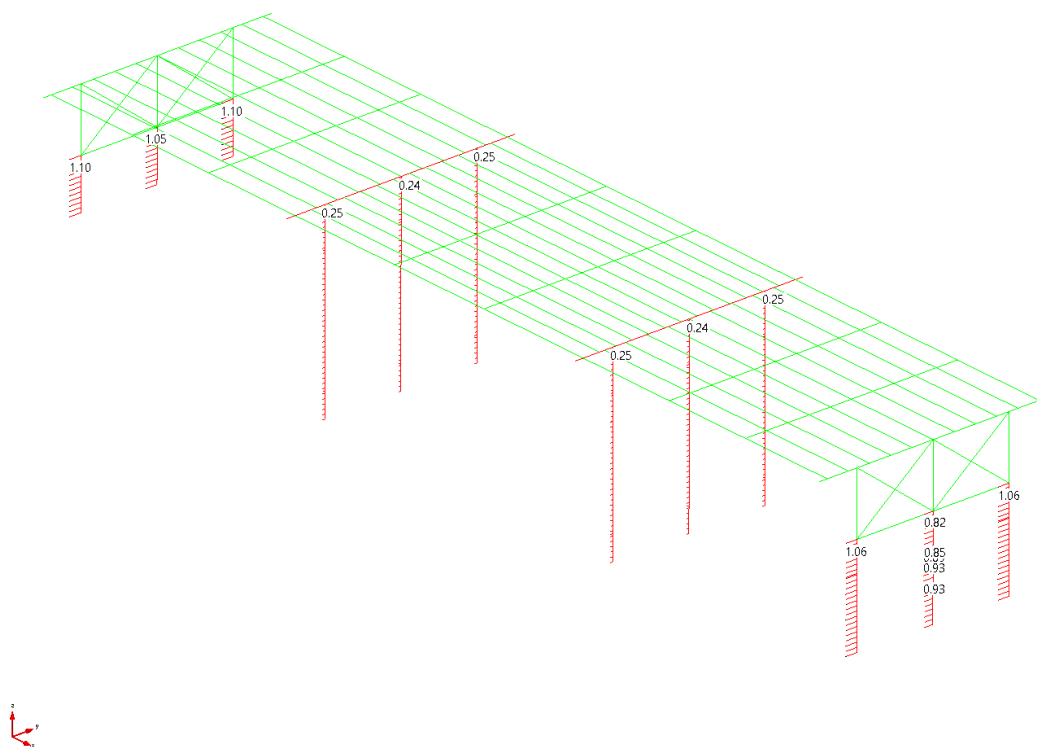


Fig.45 Verifiche di resistenza: coefficiente T_{13} sui pilastri allo SLV

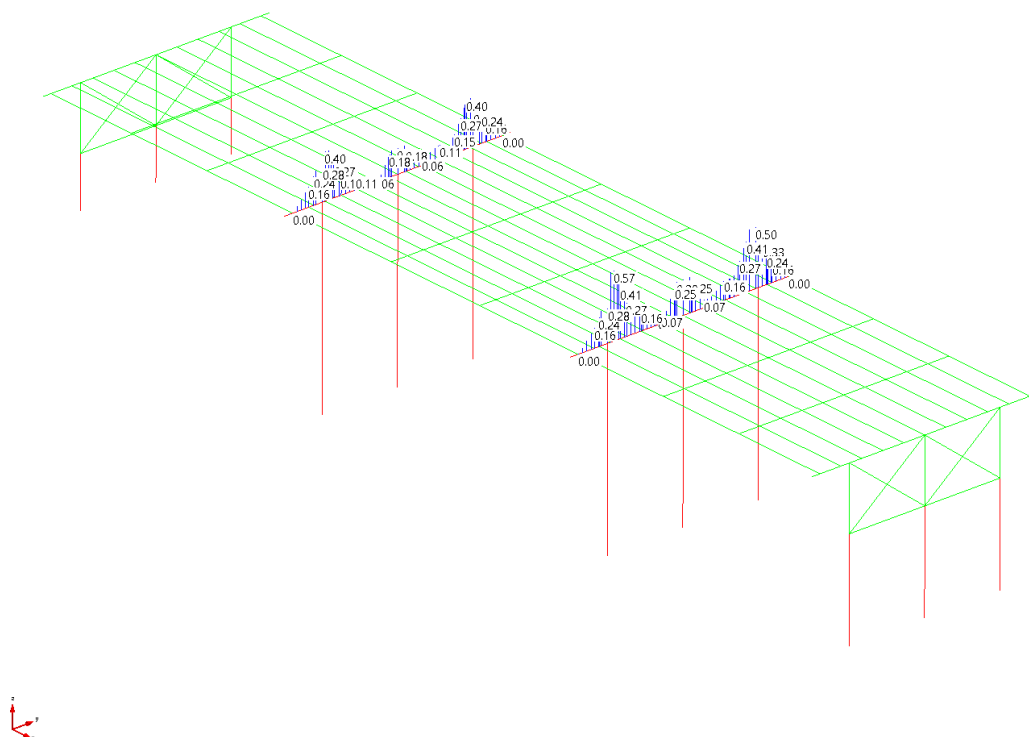


Fig.46 Verifiche di resistenza: coefficiente NM sulle travi pulvino SLV

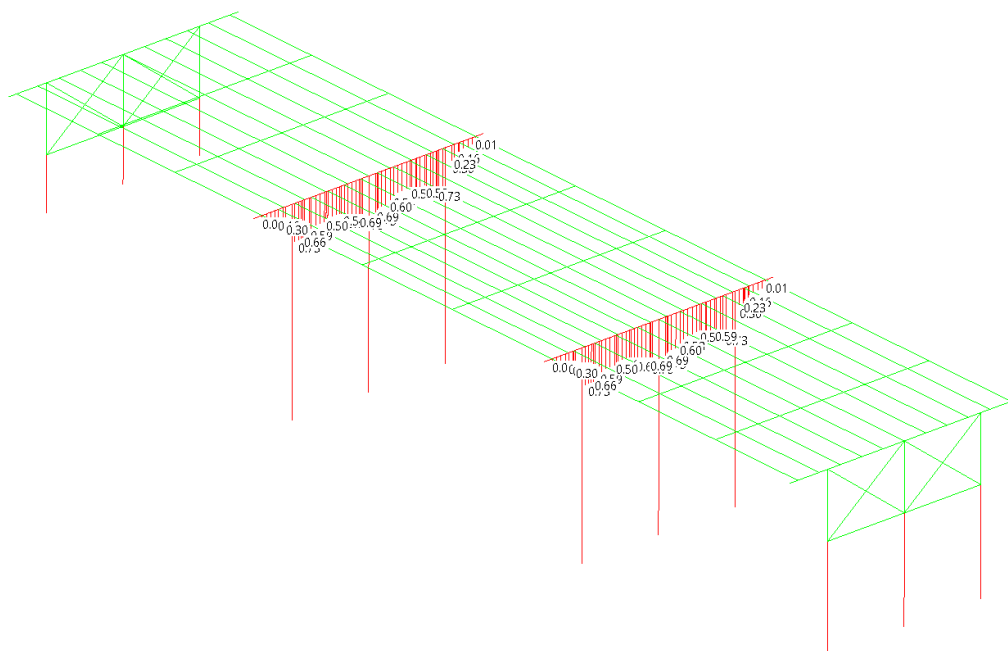


Fig.47 Verifiche di resistenza: coefficiente T_{13} sulle travi Pulvino allo SLV

Alla luce di quanto esposto si riporta di seguito il calcolo dell'indice di rischio sismico.

SLV			
	<i>Tr</i>	<i>PGA</i>	<i>IS-V</i>
<i>Domanda</i>	712	0,1782	0,3288
<i>Capacità</i>	45	0,0586	

Avendo riscontrato un tempo di ritorno < di 45 anni, l'indicatore di rischio sismico sara' > di 0.3288.