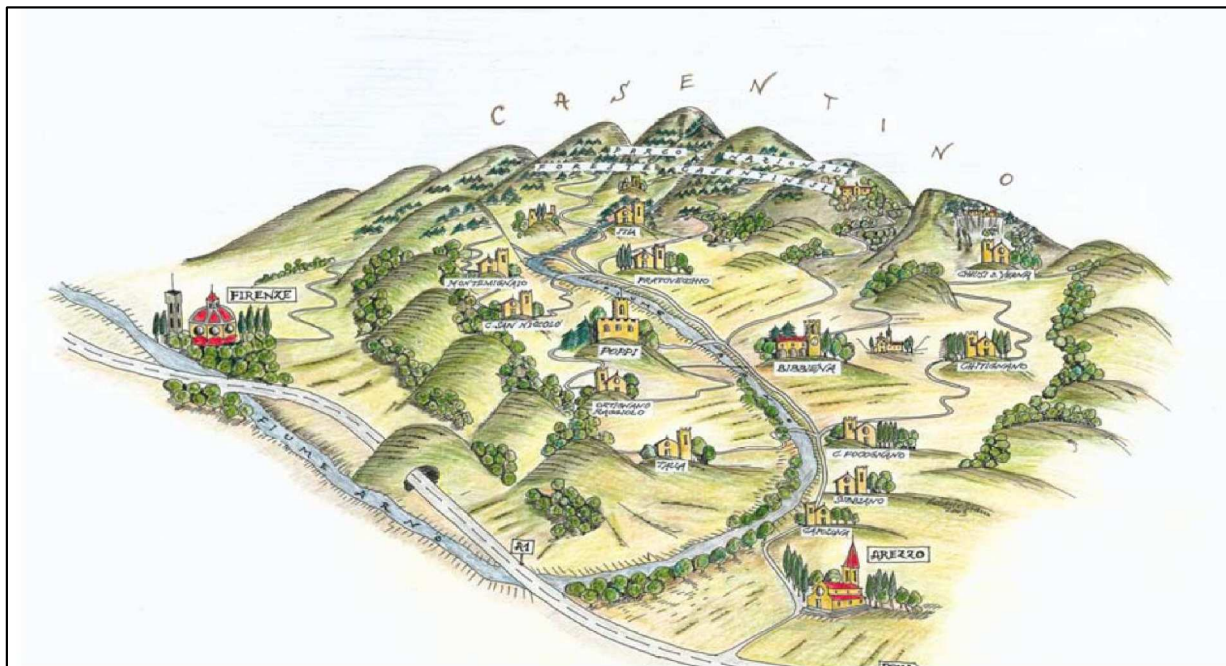


UNIONE DEI COMUNI MONTANI DEL CASENTINO



AREA TECNICA Via Roma, 203 - 52014 Ponte a Poppi (AR)

SISTEMA INTEGRATO DEI PERCORSI CICLABILI DELL'ARNO E DEL SENTIERO DELLA BONIFICA - TRATTO FIUME ARNO CASENTINO 2° STRALCIO - LOTTO 2 OPERE COMPLEMENTARI



PROGETTO ESECUTIVO

Allegato n°

B.1.2

RELAZIONI SPECIALISTICHE

INTERVENTO 15: PASSERELLA 6 SU TORRENTE ARCHIANO

RELAZIONE STRUTTURALE: IMPALCATO

RTP:



Via D. TURAZZA, 48/D - 35128 PADOVA
Tel. 049/8715216 - Fax 049/8079157
email: essea@essea.it - pec: essea@pec.it

SIA Studio Ingegneria & Architettura



35128 PADOVA Via D. Turazza, 48 scala D. int. 5-6
Tel. 049/8715216- Fax 049/8079157 E-mail siaing@tin.it
31015 CONEGLIANO (TV) Corte delle Rose, 68
Tel. 0438/411745- Fax 0438/24678 E-mail siaprog@tin.it

Progettazione:



Ing. CRISTIAN CONCOLLATO

Coordinamento della progettazione:



Ing. DANILLO TOMASELLA

Pratica:

P017-2021_ESE_OC

File:

P017-2021_ESE-3°F_OC_B-01-02

Revisione:

00

Data:

DICEMBRE 2021

Revisione:

Data:

Operatore:

Ing. CRISTIAN CONCOLLATO

Verificato:

Ing. DANILLO TOMASELLA

Approvato:

Ing. DANILLO TOMASELLA

Responsabile del Procedimento:

Ing. MAURO CASASOLE

UNIONE DEI COMUNI MONTANI DEL CASENTINO



PROGETTO ESECUTIVO

**SISTEMA INTEGRATO DEI PERCORSI CICLABILI
DELL'ARNO E DEL SENTIERO DELLA BONIFICA
TRATTO FIUME ARNO CASENTINO
2° STRALCIO – LOTTO 2**

INTERVENTI DI 3° FASE

OPERE COMPLEMENTARI

***PASSERELLE CICLO-PEDONALI:
RELAZIONE DI CALCOLO OPERE STRUTTURALI
Int. 15: Passerella 6 su Torrente Archiano***

INDICE

PREMESSE.....	3
1 – INTRODUZIONE	4
1.1 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
1.2 - BREVE DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO.....	5
1.3 - MATERIALI STRUTTURALI	5
1.4 – VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO.....	6
1.5 - ANALISI DEI CARICHI	6
1.6 - COMBINAZIONI DI CARICO.....	8
2 – CARATTERISTICHE STRUTTURALI.....	10
2.1 – BREVE DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA	10
2.2 – PARAMETRI SISMICI	10
2.3 – SISTEMA DI VINCOLO DELL'IMPALCATO	12
3 – VERIFICA STRUTTURALE	14
3.1 – DEFINIZIONE DEI CARICHI	14
3.2 – VERIFICA STATICA CON L'AUSILIO DI SOFTWARE	15
3.3 – ANALISI SISMICA	20
3.4 – VERIFICA SISMICA CON L'AUSILIO DI SOFTWARE.....	23
3.5 – VERIFICA STRUTTURALE SLU	34
3.6 – STATO LIMITE VIBRAZIONALE	36
3.7 – REAZIONI SULLA SOTTOSTRUTTURA.....	36
4 – VERIFICA STATO TENSIONALE.....	38
5 – VERIFICHE LOCALI	43
5.1 – VERIFICA ALL'INSTABILITÀ PER TAGLIO	43
5.2 – VERIFICA NERVATURA TRASVERSALE IN CORRISPONDENZA DELL'APPOGGIO	44
5.3 – VERIFICA NERVATURE LONGITUDINALI E TRASVERSALI INTERMEDIE	45
5.4 – VERIFICA UNIONI SALDATE.....	48
5.5 – VERIFICA DIAFRAMMA DI SPALLA.....	50
5.6 – VERIFICA GRIGLIATO STRUTTURALE	53
5.7 – VERIFICA TRAVE LONGITUDINALE AL PASSAGGIO DI UN AUTOMEZZO	54
5.8 – VERIFICA MONTANTI CORRIMANO.....	55

PREMESSE

La presente "Relazione di calcolo delle opere strutturali" si pone a corredo del Progetto Esecutivo riguardante la realizzazione di alcuni tratti del percorso ciclopedonale che rappresenta una parte del più ampio progetto "Sistema integrato dei percorsi ciclabili dell'Arno e del Sentiero della Bonifica", classificato come opera chiave nell'ambito della rete di interesse regionale individuata dal Piano Regionale Integrato Infrastrutture e Mobilità (P.R.I.I.M.) della Regione Toscana, che trova attuazione nell'accordo di programma fra la stessa Regione Toscana e ANCI Toscana, insieme alla Città Metropolitana di Firenze e alle Province di Arezzo, Pisa e Siena, oltre a tutti i Comuni interessati.

Lo stralcio funzionale (secondo) fa parte di un più ampio progetto di mobilità ciclabile, il cui Progetto Preliminare complessivo è stato approvato con Deliberazione di Giunta dell'Unione di Comuni Montani del Casentino n. 111 del 21.09.2016, quindi il Progetto Definitivo complessivo è stato approvato con Deliberazione di Giunta dell'Unione di Comuni Montani del Casentino n. 19 del 18.02.2019.

Nello specifico la realizzazione degli interventi del presente progetto riguarda il completamento di tratti di percorso non compresi nei Lotti precedenti.

All'interno della generalità delle opere di progetto, è prevista la realizzazione di passerelle a struttura portante in acciaio:

Interventi di 1° Fase:

- intervento 21: passerella 9 su fosso dei Bagnacci in Comune di Castel Focognano;
- intervento 10: passerella 3 su Fosso la Bora in Comune di Poppi;

Interventi di 2° Fase:

- intervento 7: passerella 1 su Torrente Solano in Comune di Poppi;
- intervento 9: passerella 2 su Fosso Rovella (Roile) in Comune di Poppi;
- intervento 11: passerella 4 su Fosso Fossatino in Comune di Poppi;
- intervento 12: passerella 5 su Torrente Sova in Comune di Poppi;
- intervento 24: passerella 10 sul Fiume Arno a Calbenzano in Comune di Subbiano;

Interventi di 3° Fase:

- **Intervento 15: passerella 6 su Torrente Archiano in Comune di Bibbiena.**

Sulla verifica del manufatto in oggetto verte la presente Relazione di Calcolo Strutturale.

1 – INTRODUZIONE

1.1 - Normativa di riferimento

- D.M. 11/3/88 : "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione"
- D.M. 04.05.1990: "Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di ponti stradali.
- Circ. Min. LL.PP. 25/02/1991 n.34233: "L.2/2/74 – art.1 – D.M. 4/5/90 - Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali"
- D.M. 14/2/92 : "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche"
- D.M. 9/1/96 : "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche"
- D.M. 16/1/96 : Norme tecniche relative ai "Criteri generali per le verifiche di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi"
- D.M. 16/1/96 : "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche"
- Circ. Min. LL. PP. 15/10/96 n. 252 : "Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche"
- Circ. Min. LL. PP. 4/7/96 n. 156 : "Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi"
- Circ. Min. LL. PP. 10/4/97 n. 65/AA.GG. : "Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche relative alle costruzioni in zone sismiche"
- Ordinanza del P.C.M. 20/3/2003 n.3274: "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zona sismica"
- Ordinanza del P.C.M. 2/10/2003 n.3316: "Modifiche ed integrazioni all' Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20/3/2003 n.3274"
- D.M. 14.09.2005: "Testo unitario – Norme tecniche per le costruzioni"
- D.M. LL.PP 14 gennaio 2008 "Norme Tecniche per le costruzioni"
- Circolare M. LL.PP. 7 marzo 2008 "Istruzione per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni"

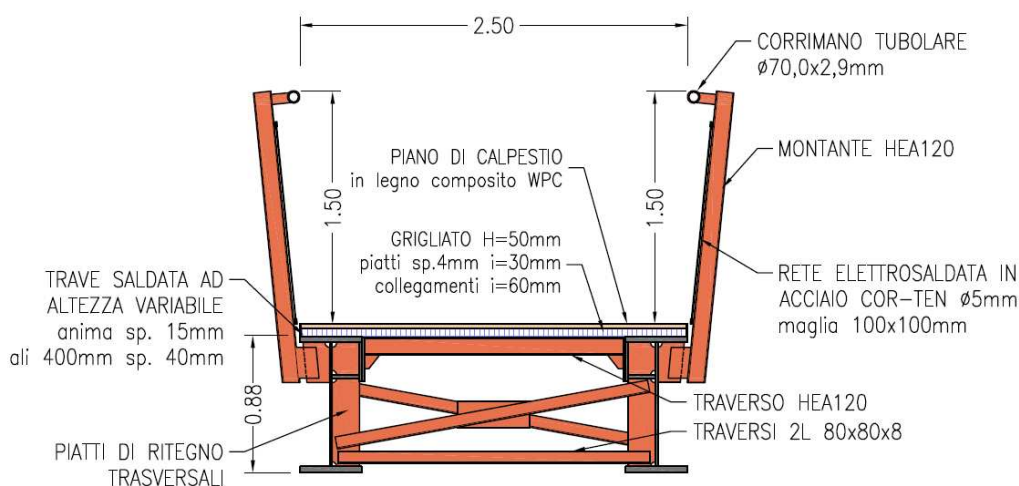
L'intervento ricade nella fattispecie di cui al D.M. LL.PP 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni" Art. 2. "Ambito di applicazione e disposizioni transitorie" in quanto il progetto definitivo ed esecutivo veniva affidato dall'Unione dei Comuni del Casentino con Determinazione n. 1579 del 29/12/2017, quindi precedentemente all'entrata in vigore del su detto Decreto.

1.2 - Breve descrizione dell'intervento

Nel dettaglio si hanno le seguenti caratteristiche dimensionali, al dettaglio strutturale delle quali si rimanda nel seguito della Relazione:

- Le strutture sono costituite da n. 2 travi longitudinali ad altezza variabile, realizzate mediante piatti saldati in acciaio COR-TEN, portanti su semplice appoggio, ad interasse m 2,20, luce netta tra gli appoggi ml 30,00, collegate da traversi in profili HEA120, controventate.
- Gli appoggi sono costituiti da isolatori a scorrimento a doppia superficie curva, autocentranti, spostamento massimo ± 100 mm.
- Il piano di calpestio è realizzato in grigliato strutturale $i=30 \times 60$ h=50mm con sovrapposte doghe in legno composito WPC.
- I montanti sono costituiti da profili HEA120, corrimano in profilo tubolare $\phi 70,0$ mm sp. 2.9mm, con interposta rete elettrosaldata di protezione in filo $\phi 5$ mm maglia 10 x 10 cm.
- Le spalle sono costituite da strutture in calcestruzzo armato interrata, paraghiaia, fondazione formata da pali DN 600, di lunghezza variabile a seconda delle caratteristiche geotecniche del terreno in sito, con ali di contenimento fuori terra rivestite in pietra locale.

SEZIONE IN CAMPATA Scala 1:50



Sezione tipologica

1.3 - Materiali strutturali

Getti di calcestruzzo per opere di fondazione C25/30:

$$R_{ck} = 300 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{ck} = 250 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{cdu} = 160 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{cde} = 250 \text{ daN/cm}^2$$

$$E = 311.770 \text{ daN/cm}^2$$

Getti di calcestruzzo per opere in elevazione C28/35:

$$R_{ck} = 350 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{ck} = 280 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{cdu} = 180 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{cde} = 280 \text{ daN/cm}^2$$

$$E = 336.750 \text{ daN/cm}^2$$

Acciaio d'armatura per opere in c.a. B450 (Fe B 44 k):

$$f_{tk} = 5400 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{yk} = 4300 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{yd} = 3740 \text{ daN/cm}^2$$

$$E = 2.100.000 \text{ daN/cm}^2$$

Acciaio da carpenteria S355J0 (COR-TEN):

$$f_{tk} = 4700 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{yk} = 3550 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{yd} = 3380 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{inst} = 3230 \text{ daN/cm}^2$$

$$E = 2.100.000 \text{ daN/cm}^2$$

Bulloneria:

Bulloneria alta resistenza classe 8.8 chiusa con chiave dinamometria con coppia di serraggio secondo i valori riportati nelle norme. I bulloni dovranno avere le caratteristiche previste dal DM 14/01/2008 al punto 11.3.4.6 "Bulloni e chiodi"

Saldature:

Le saldature devono essere conformi con quanto disposto dal DM 14/01/2008 in particolare ai punti 11.3.4.4.1 "Composizione chimica degli acciai" e 11.3.4.5 "Processo di saldatura".

1.4 – Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento

Per il calcolo delle sollecitazioni strutturali si assumeranno i seguenti parametri:

- Tipo di costruzione = 2
Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale
- Vita nominale $V_n = 50$ anni
- Classe d'uso = II
Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- Coefficiente $C_u = 1,0$
- Periodo di riferimento per l'azione sismica: 50 anni
- Categoria di sottosuolo = E
Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C e D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.
- Coefficiente topografico = T1

1.5 - Analisi dei carichi

I carichi permanenti ed accidentali assunti alla base del calcolo sono i seguenti:

CARICHI PERMANENTI

g_1 : peso proprio delle strutture

g_2 : carichi permanenti portati

g_3 : altre azioni permanenti

$g_{1a} = 2500 \text{ daN/m}^3$	peso proprio calcestruzzo armato
$g_{1b} = 7860 \text{ daN/m}^3$	peso specifico acciaio
$g_{1c} = 700 \text{ daN/m}^3$	peso proprio legno
$g_{2a} = 60 \text{ daN/m}^2$	peso proprio grigliato strutturale $h = 5 \text{ cm}$
$g_{2b} = 20 \text{ daN/m}^2$	peso proprio piano di calpestio in legno composito WPC
$g_{2c} = 50 \text{ daN/ml}$	peso a metro lineare della balaustra di protezione in acciaio
$g_{3a} = 2000 \text{ daN/m}^3$	peso proprio del materiale di riempimento a tergo fondazione

CARICHI ACCIDENTALI

$q_{1f} = 500 \text{ daN/m}^2$	carico folla compatta
$Q_{1r} = 4.000 \text{ daN}$	veicolo 4 t, n. 2 assi 2.000 daN/asse , interasse 3 m: singola ruota $P = 1.000 \text{ daN}$, impronta di carico $40 \times 40 \text{ cm}$.

VENTO

La pressione del vento è stata calcolata con riferimento alla zona 3, alla III° categoria di esposizione del sito e alla classe C di rugosità del terreno.

altezza del sito: $a_s = 340 \text{ m s.l.m.}$;

distanza dalla costa: $d_s = 75 \text{ km}$;

periodo di ritorno = 100 anni;

velocità di riferimento: $v_r = 29,0 \text{ m/s}$

pressione di riferimento: $q_r = 1/2 * \rho * v_r^2 = 0,492 \text{ kN/m}^2$

dove ρ è la densità dell'aria assunta pari a $1,25 \text{ kg/mc}$.

coefficiente di esposizione topografica: $c_t = 1,00$

coefficiente dinamico: $c_d = 1,00$

coefficiente di esposizione: $c_e = 1,71$

coefficiente di forma: $c_p = 1,40$ per travi ad anima piena

pressione del vento: $p = q_r c_e c_p c_d = 118 \text{ daN/mq}$

da cui:	$q_{2v} = 120 \text{ daN/m}^2$	carico vento sulla trave sopravvento;
	$q_{2v} = 60 \text{ daN/m}^2$	carico vento sulla trave sottovento;

NEVE

Zona Neve = II

Coefficiente di esposizione al vento: $c_e = 1,00$

Valore caratteristico del carico al suolo: $q_{sk} c_e = 130 \text{ daN/mq}$

Accumuli in corrispondenza di sporgenze:

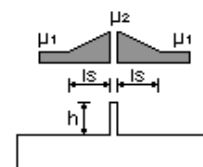
Schema di carico:

$h = 1,0 \text{ m}$ $b = 1,25 \text{ m}$

$l_s = 5,0 \text{ m}$

$m1 = 0,80 \Rightarrow q_{2v} = 105 \text{ daN/mq}$

$m2 = 2,00 \Rightarrow q_{2v} = 260 \text{ daN/mq}$



La neve anche in presenza di accumulo sull'impalcato ha un carico massimo pari a 260 daN/mq e quindi minore della folla pari a 500 daN/mq .

1.6 - Combinazioni di carico

Si adottano le combinazioni prescritte dal DM 17/01/2018 espresse al paragrafo 2.5.3:

- *Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):*

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \gamma_{Q3}\psi_{03}Q_{k3} + \dots$$
- *Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:*

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \psi_{03}Q_{k3} + \dots$$
- *Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:*

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + \dots$$
- *Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:*

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + \dots$$
- *Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:*

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$
- *Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad:*

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

dove:

G_k	valore caratteristico delle azioni permanenti
P	valore caratteristico della forza di precompressione
Q_{ik}	valore caratteristico dell'azione variabile i-esima
E	azione sismica con spettro di progetto allo Stato Limite Ultimo
$\gamma_{G1}, \gamma_{G2}, \gamma_{Qi}$	coefficienti parziali di sicurezza
γ_P	coeff. parziale della precompressione
$\psi_{0j}, \psi_{1j}, \psi_{2j}$	coefficienti di combinazione

con i valori relativamente ai ponti:

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

<i>Azioni</i>	<i>Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)</i>	<i>Coefficiente ψ_0 di combinazione</i>	<i>Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)</i>	<i>Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)</i>
<i>Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)</i>	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
<i>Vento q_5</i>	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
<i>Neve q_5</i>	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
<i>Temperatura</i>	T_k	0,6	0,6	0,5

2 – CARATTERISTICHE STRUTTURALI

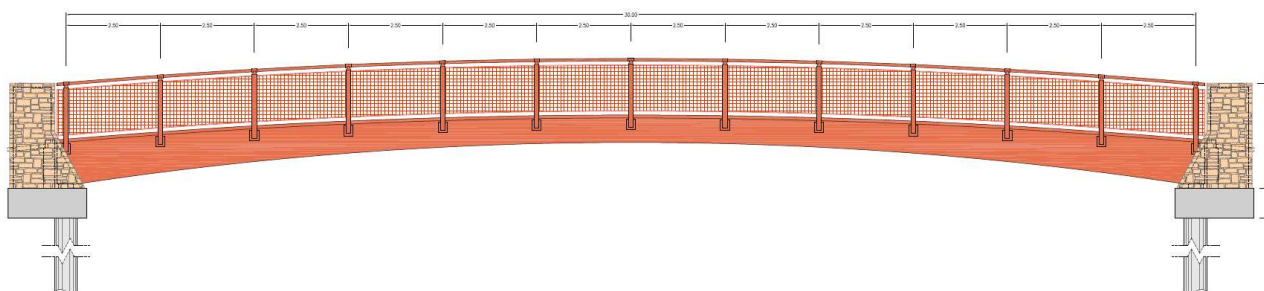
2.1 – Breve descrizione della struttura

Trattasi di una struttura costituita da 2 travi a doppio T ad altezza variabile, realizzate mediante piatti saldati:

- Sezione in appoggio: - altezza 1350mm – ali sp. 40mm - anima sp. 15mm;
- Sezione in mezzeria: - altezza 880mm – ali sp. 40mm - anima sp. 15mm

ad interasse m 2,20, luce netta tra gli appoggi m 30,00 collegate da traversi in profili HEA120, controventate.

Il piano di calpestio è costituito da grigliato strutturale $i=30 \times 60$ $h=50$ mm, con sovrapposte doghe il legno composito WPC, corrimano in profilo tubolare ϕ 70,0mm sp. 2.9mm su montanti HEA120, interposta rete elettrosaldata di protezione in filo ϕ 5mm maglia 10 x 10 cm.



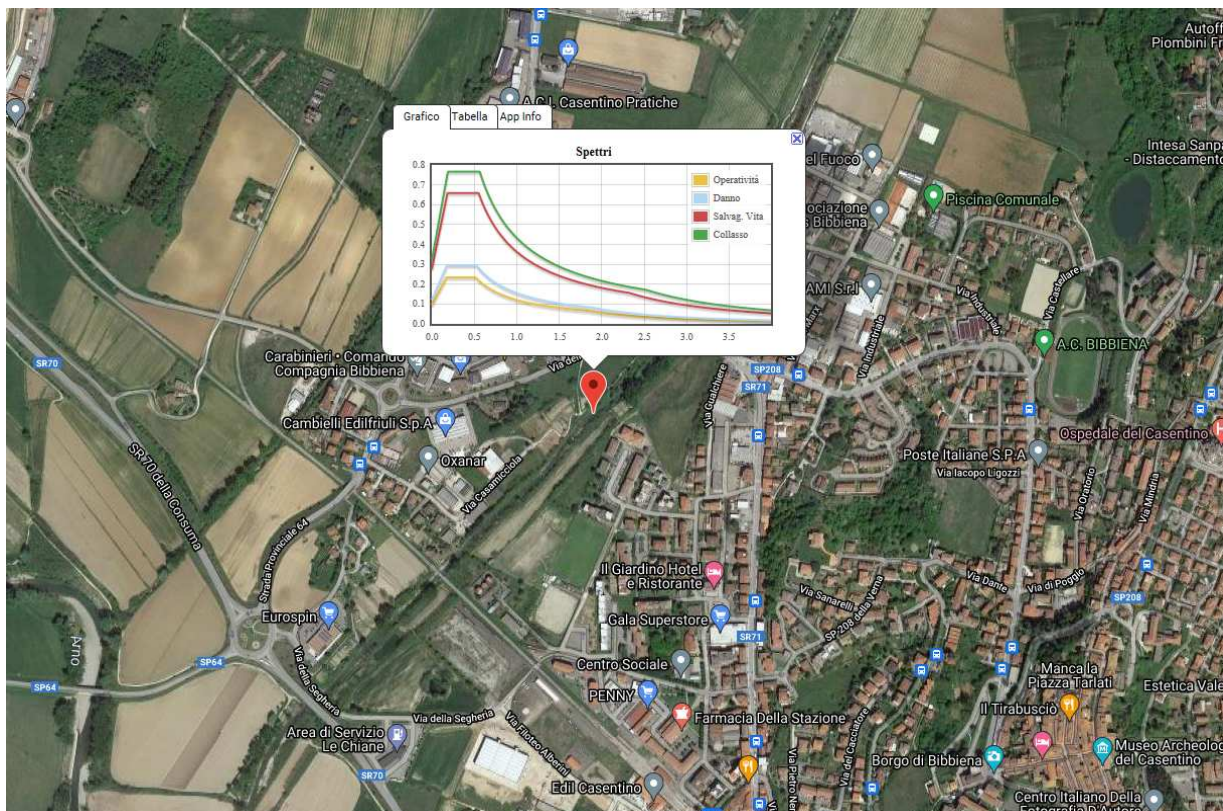
Prospetto

2.2 – Parametri sismici

Sulla base delle coordinate WGS84 del sito:

Lat: 43.69994916

Long: 11.80783366



Localizzazione dell'intervento

si ricavano i Parametri di Pericolosità Sismica:

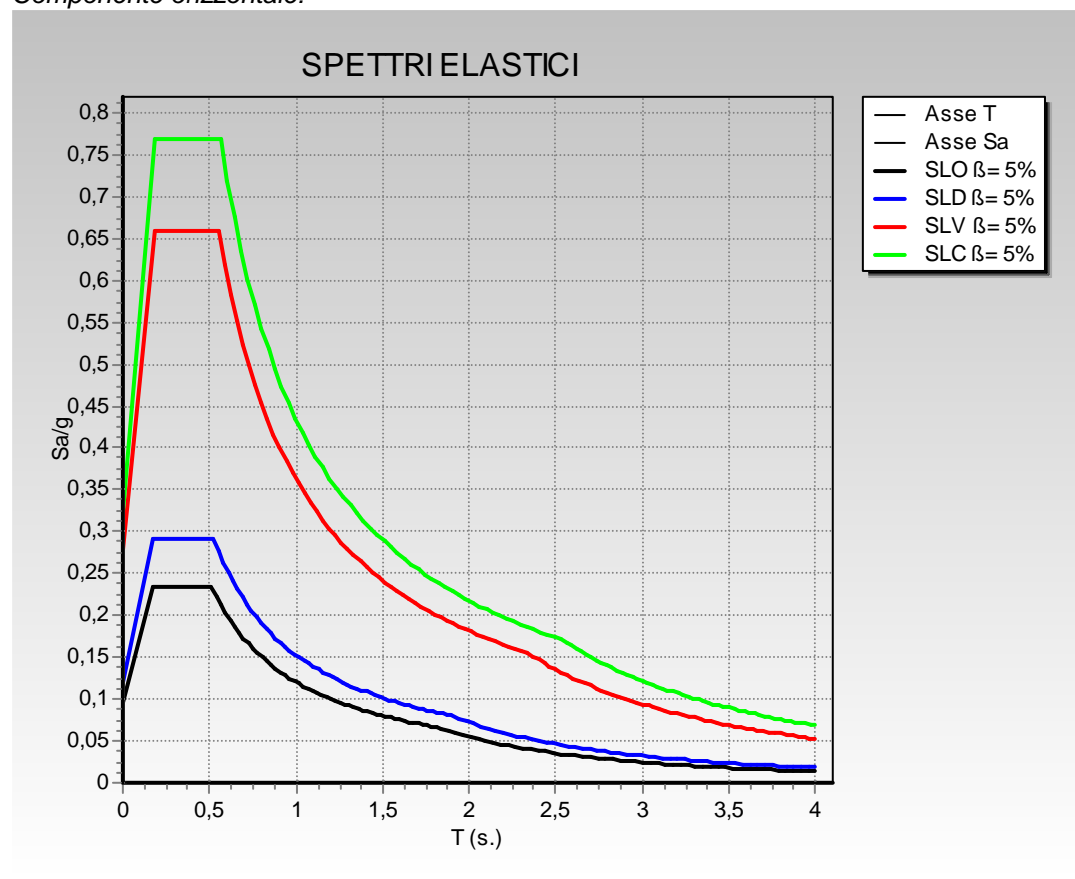
Parametri di pericolosità Sismica				
Stato Limite	T_r [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T^*_c [s]
Operatività	30	0.059	2.485	0.263
Danno	50	0.075	2.460	0.273
Salvaguardia Vita	475	0.181	2.385	0.294
Prevenzione Collasso	975	0.230	2.386	0.306

dove:

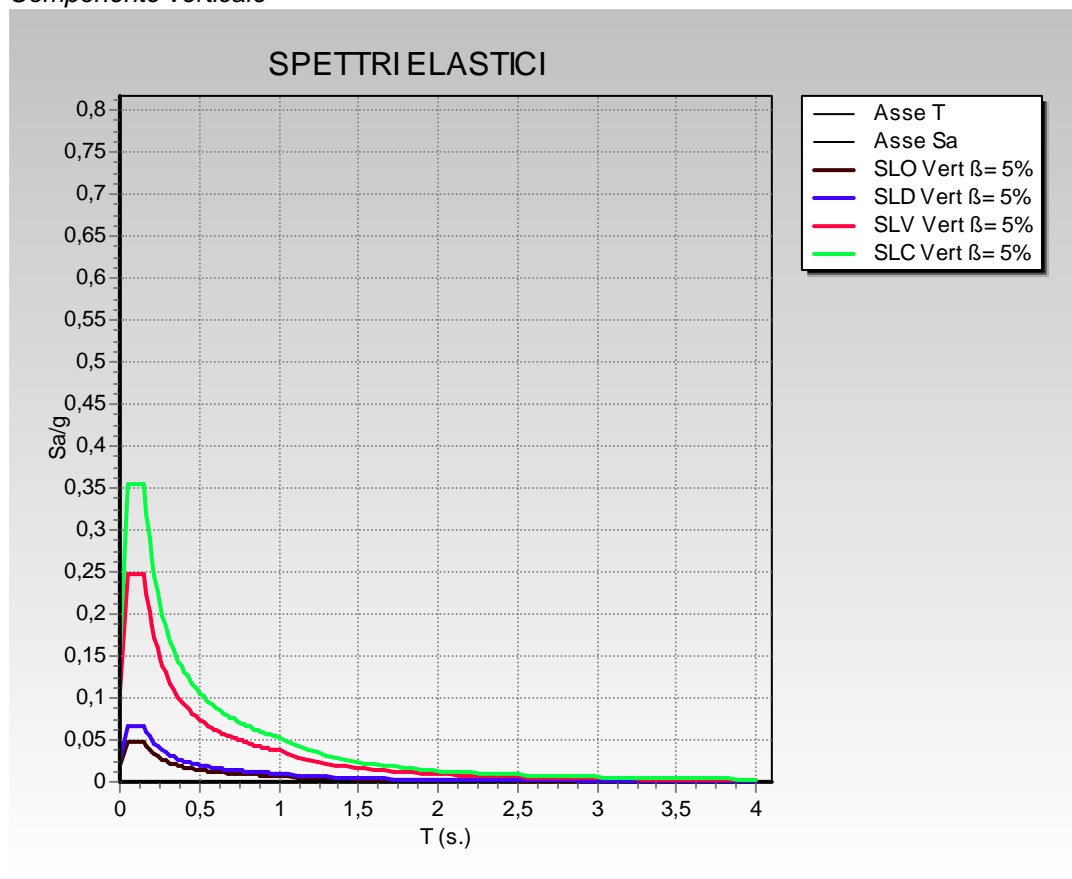
- T_r = Periodo di ritorno dell'azione sismica [anni]
- A_g = Accelerazione orizzontale massima al suolo [g]
- F_0 = Fattore di amplificazione per spettro orizzontale
- T^*_c = Periodo spettrale di riferimento [s]

Spettri di riferimento:

Componente orizzontale:



Componente verticale



2.3 – Sistema di vincolo dell'impalcato

Il sistema di vincolo dell'impalcato alle sottostrutture è previsto tramite isolatori a scorrimento con doppia superficie curva (Friction Pendulum Isolators) inquadrabili secondo la tipologia di "Isolatori a scorrimento" descritta al punto 11.9.8 delle NTC08.

Tali dispositivi, nei riguardi delle azioni orizzontali trasmesse alle sottostrutture, presentano un comportamento di tipo fisso mediante adeguati dispositivi (*fine corsa o fusibili a solo scorrimento longitudinale*) in condizione statica che li rende sostanzialmente rigidi nei confronti delle forze statiche trasversali, e un comportamento attritivo in condizione dinamica che li rende schematizzabili come dei vincoli elastici dotati di un'opportuna rigidità orizzontale.

Tale comportamento garantisce che in condizioni di normale esercizio dell'opera l'impalcato risulti rigidamente fissato alle sottostrutture per le azioni orizzontali agenti, e cioè essenzialmente per l'azione del vento agente in direzione trasversale, mentre in fase sismica sono schematizzati come vincoli elastici dotati di rigidità k_{eq} .

In condizione sismica gli isolatori a scorrimento a superficie curva comportano i seguenti vantaggi:

- Essendo dotati in condizione dinamica di rigidità orizzontali relativamente basse comportano un elevato incremento di periodo proprio di vibrazione della struttura in direzione orizzontale (longitudinale e trasversale): ciò implica una forte riduzione delle azioni sismiche applicate alla sottostrutture;
- Essendo dotati di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente relativamente elevato, comportano una riduzione delle azioni sismiche applicate alle sottostrutture e limitano l'incremento degli spostamenti orizzontali;
- Sono ricentranti grazie alla loro conformazione sferica, il che garantisce che una volta terminato l'evento sismico il sistema d'isolamento e l'impalcato nella sua globalità presentino spostamenti residui nulli o

assai ridotti in modo da non compromettere la sua efficacia operativa nei confronti di ulteriori scosse sismiche;

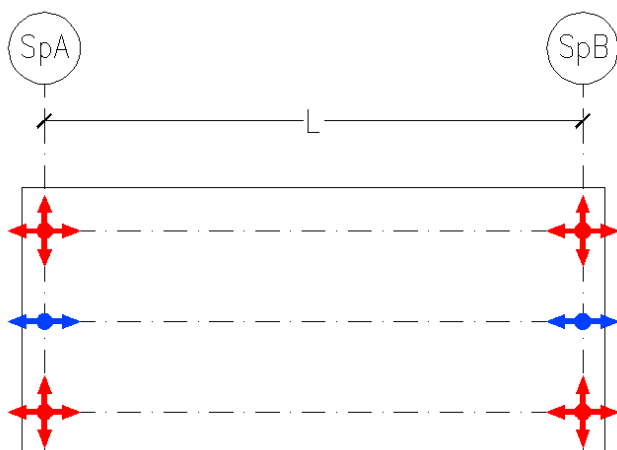
- La loro rigidezza orizzontale risulta proporzionale al carico assiale agente, il che comporta un sostanziale centraggio tra centro di rigidezza e centro di massa con evidenti riduzioni di effetti torsionali.

Nel caso in oggetto, l'isolatore viene accoppiato ad una guida a fusibile a scorrimento longitudinale: il dispositivo presenta una predeterminata resistenza trasversale allo SLU, definita sulla base dei carichi statici, mentre in caso di evento sismico la rottura del fusibile annulla tale resistenza trasversale e la sovrastruttura risulta isolata.

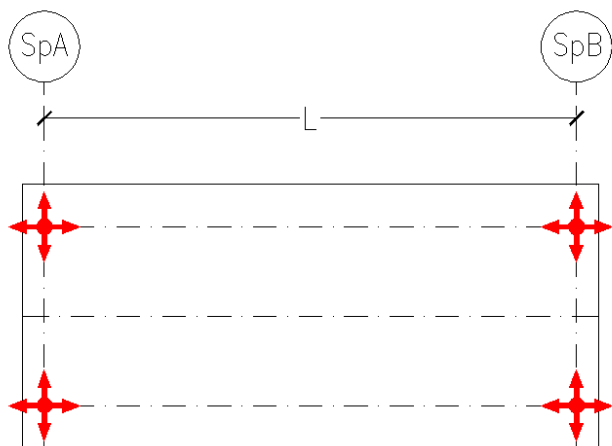
Gli schemi di vincolo adottati sono pertanto i seguenti:



Combinazioni statiche:



Combinazioni sismiche:



3 – VERIFICA STRUTTURALE

3.1 – Definizione dei carichi

Si sono prese in considerazione le azioni permanenti e quelle variabili:

➤ Azioni permanenti

- pesi propri strutturali delle opere:
calcolati in automatico dal software
- carichi non strutturali delle opere:
 - peso irrigidimenti, piastre, ecc.. non calcolati in automatico dal software, pari a 85 daN/m, applicato alle travi longitudinali;
 - peso parapetto metallico: 50 daN/ml, applicato alle travi longitudinali;
 - peso grigliato metallico + tavolato = 80 daN/mq x 1,25 m = 100 daN/ml, applicato alle travi longitudinali;

➤ Azioni variabili

- folla compatta: variabile distribuito pari a 500 daN/mq x 1,25 m = 625 daN/ml applicato alle travi longitudinali;
la spinta sul corrimano pari a 200 daN/ml ad un'altezza di m 1,50 è stata utilizzata per verifiche locali, cfr cap. 4.8 "Verifica montanti corrimano";
- vento 1: in direzione trasversale, pressione pari a 120 daN/mq applicato perpendicolarmente alla travata;
- vento 2: in direzione trasversale, depressione pari a 60 daN/mq applicato perpendicolarmente alla travata opposta;
- neve: l'azione della neve non viene considerata in quanto inferiore rispetto al sovraccarico variabile di progetto;
- temperatura: si considerano i seguenti dati:
 - una variazione termica uniforme di $\pm 25^{\circ}\text{C}$;
 - il valore di $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$ per le strutture in acciaio.ottenendo le seguenti deformazioni:
 - mm $\pm 9,00$ in senso longitudinale;
 - mm $\pm 0,75$ in senso trasversale.

➤ Azione sismica.

- Il comportamento strutturale considerato è di tipo non dissipativo. Il fattore di struttura adottato è pari a $q = 1,0$.

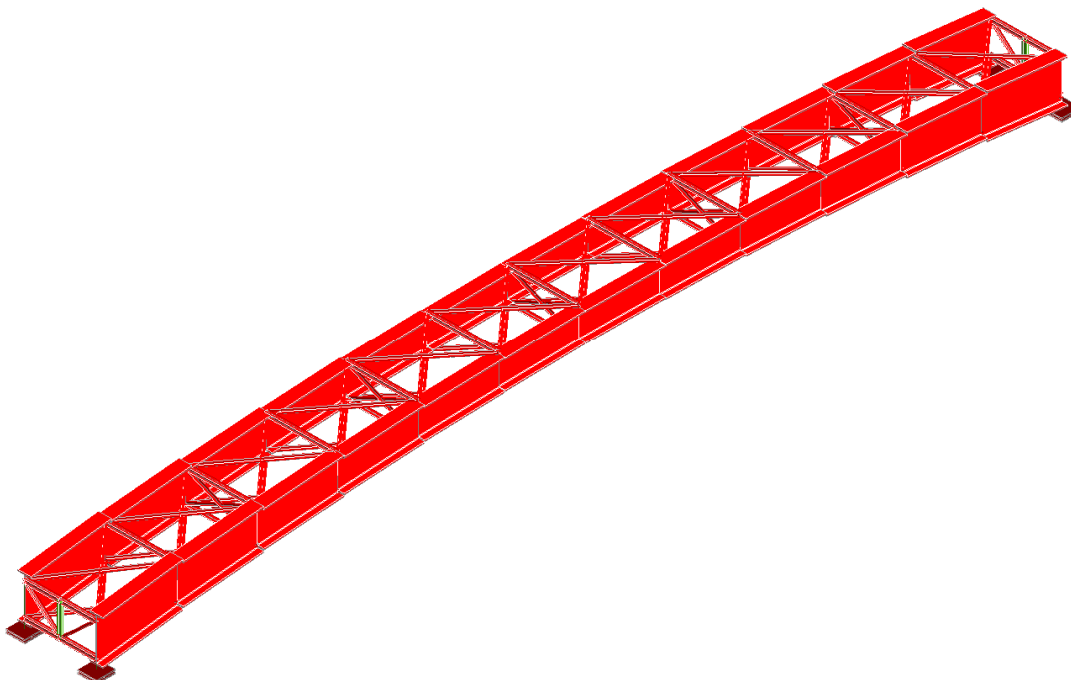
Il sistema di isolamento può essere modellato come lineare equivalente secondo le indicazioni del punto 7.10.5.2 delle Norme Tecniche; pertanto si è adottata l'analisi lineare dinamica (analisi con spettro di risposta) come metodologia di analisi sismica.

La riduzione delle forme spettrali in funzione di ξ_{esi} è stata calcolata sulla base del predimensionamento del sistema di isolatori, quindi ridotta ai fini di una maggiore sicurezza.

3.2 – Verifica statica con l'ausilio di software

La struttura viene calcolata con programma agli elementi finiti (CDS-WIN – Numero Licenza 14513).

Nel modello FEM si è fatto uso per le travi principali di elementi tipo beam dotati di rigidità assiale e flessionale secondo due direzioni e torsionale: grazie alla raffinatezza del modello di calcolo è stato possibile analizzare il comportamento di tutti gli elementi compositivi considerando l'effettivo contributo alla rigidità complessiva del sistema fornito da ciascun componente elementare.

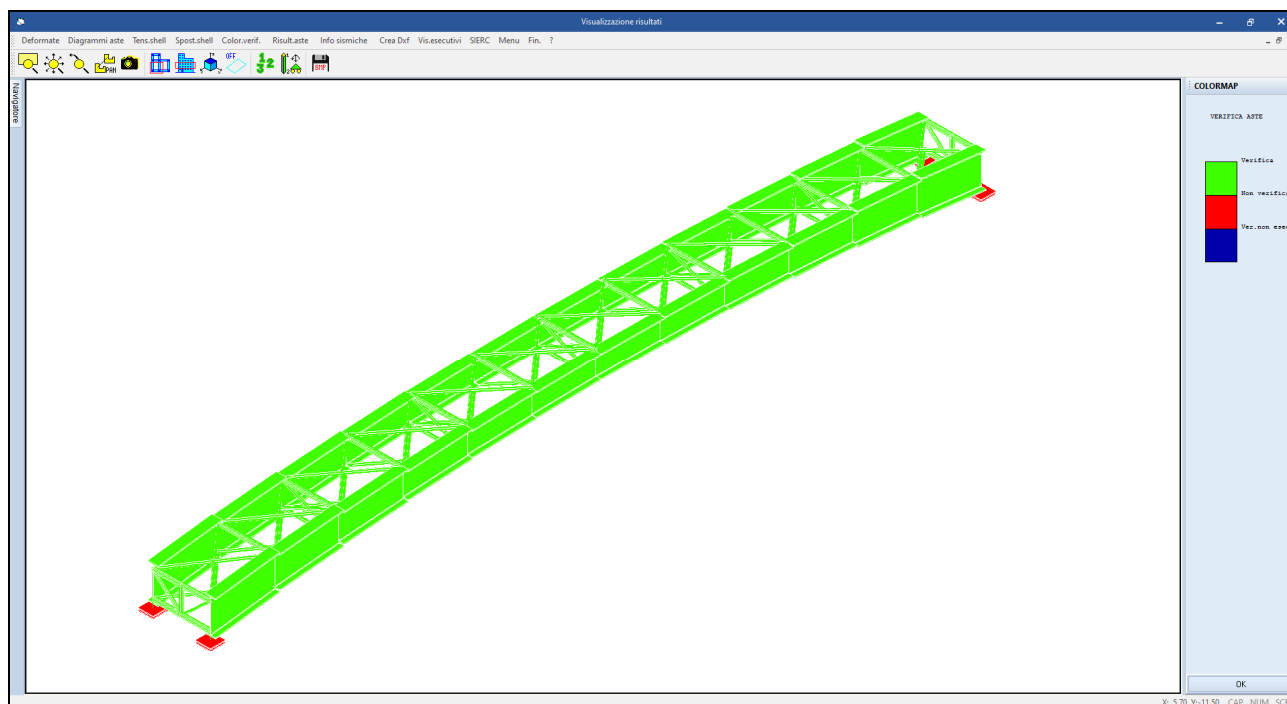


La struttura è stata modellata con vincoli fissi rispetto alle azioni statiche, secondo la seguente combinazione delle azioni:

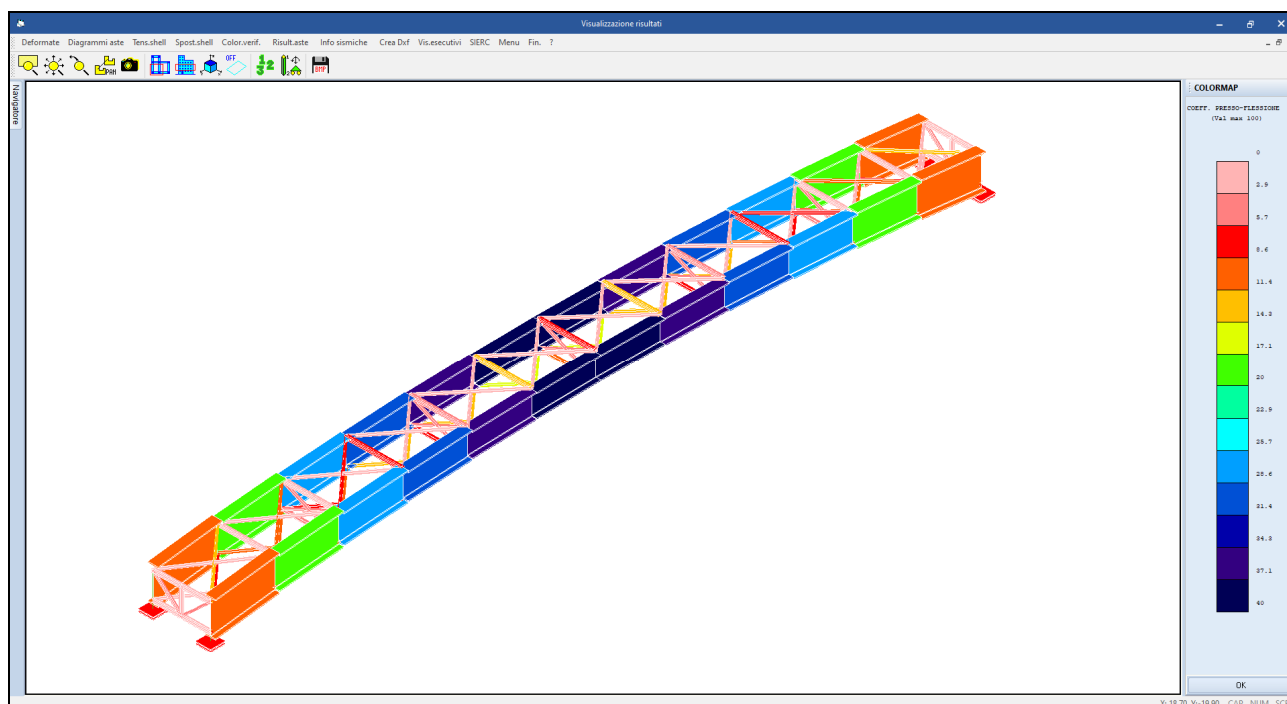
	1	2	3	4
1. PESO PROPRIO	1.35	1.35	1.35	1.35
2. CARICHI PORTATI	1.35	1.35	1.35	1.35
3. FOLLA COMPATTA	0.00	1.50	1.50	0.00
4. VENTO 1	0.00	0.00	.90	1.50
5. VENTO 2	0.00	0.00	.90	1.50
6. COEFF. SIGMA PROFILI	1.00	1.00	1.00	1.00

La modellazione agli elementi finiti permette di verificare in corrispondenza a ciascuna combinazione di carico le tensioni massime di ciascun elemento ed i relativi spostamenti.

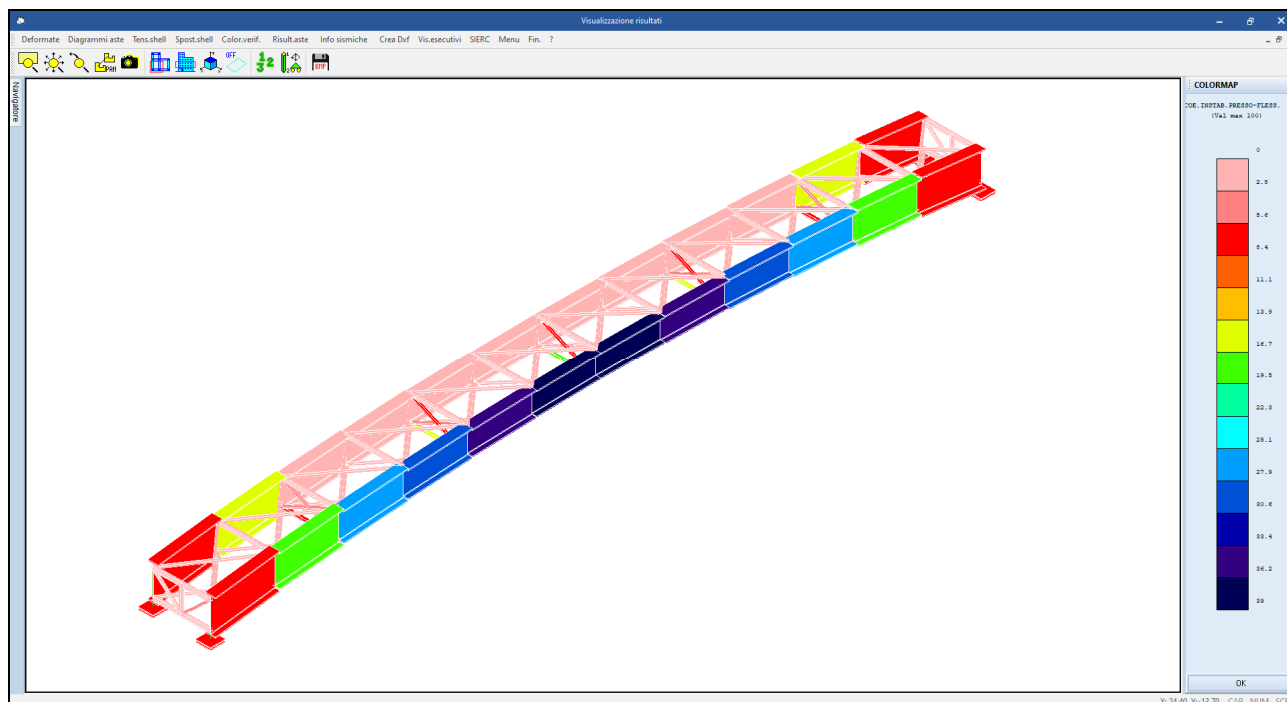
Si riportano di seguito alcuni degli output grafici di maggior rilievo.



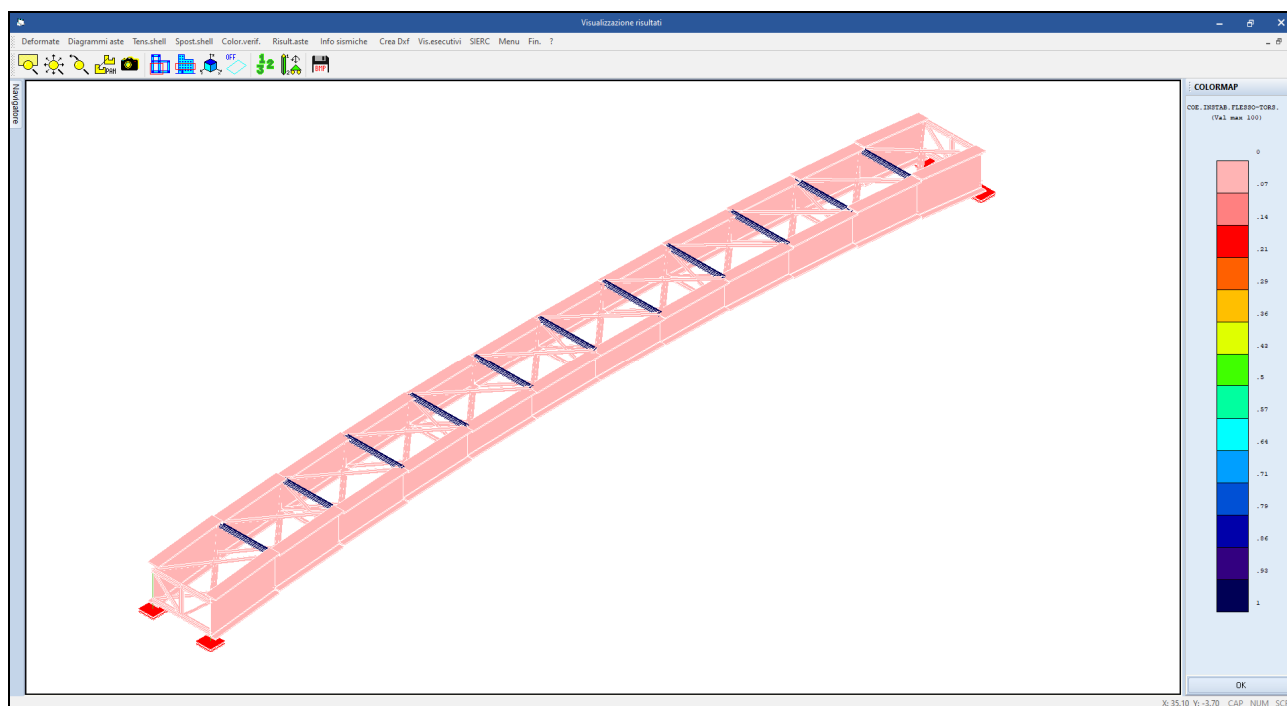
Verifica aste in acciaio



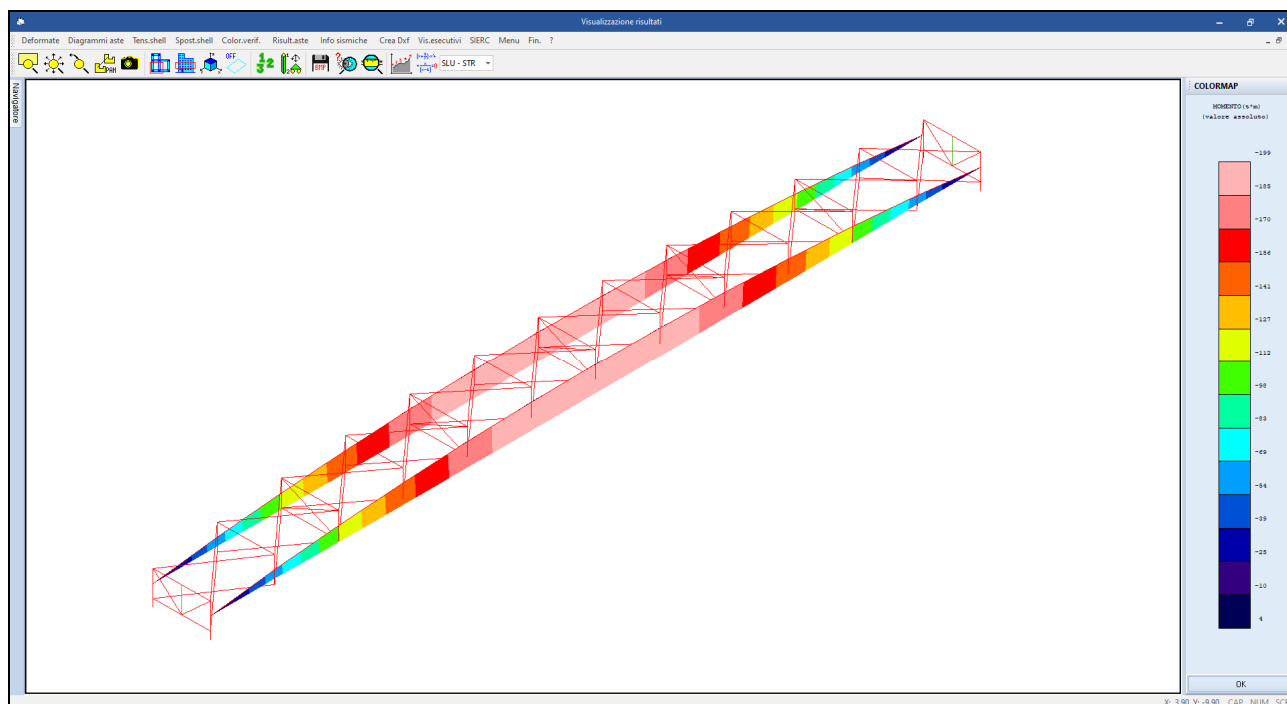
Coefficiente pressoflessione



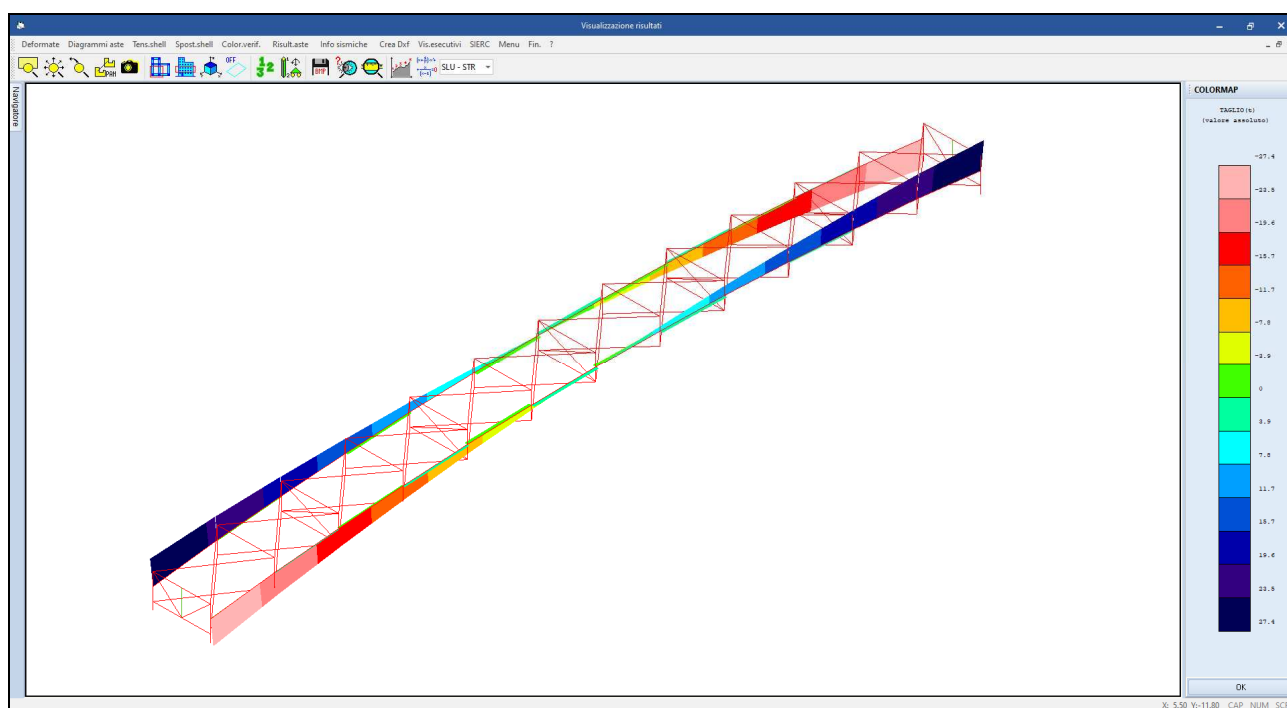
Coefficiente instabilità presso-flessionale



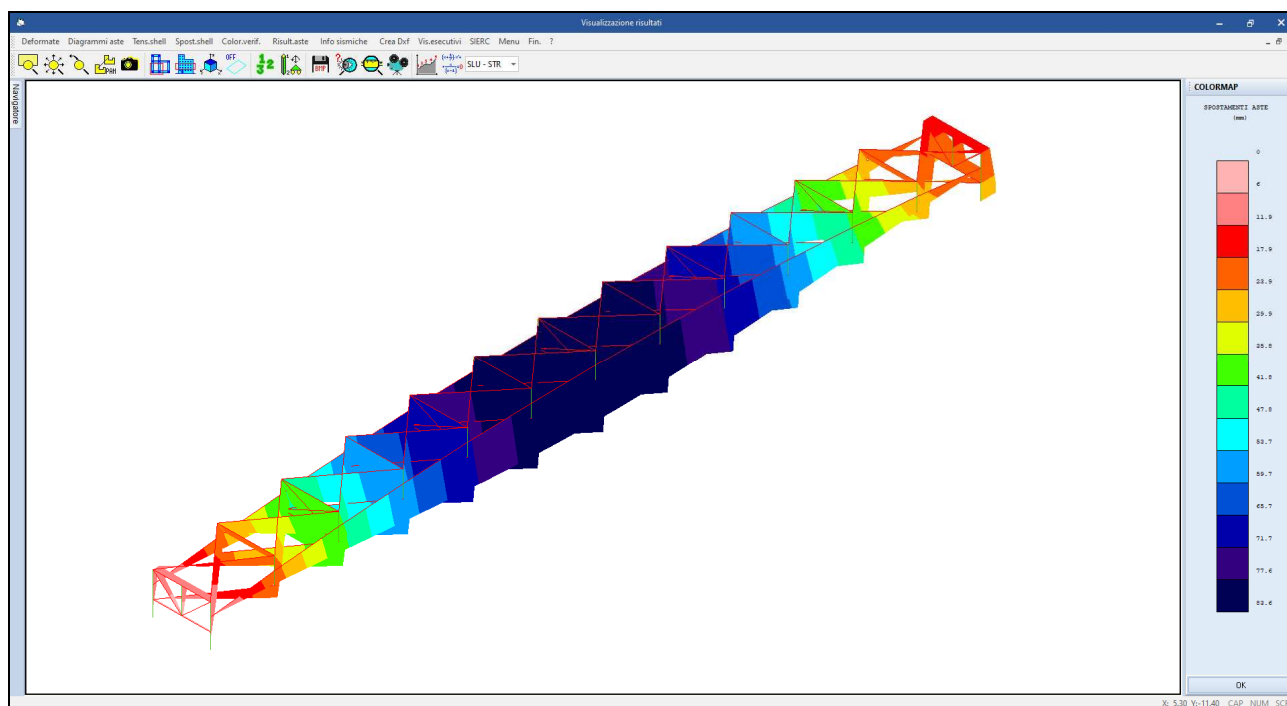
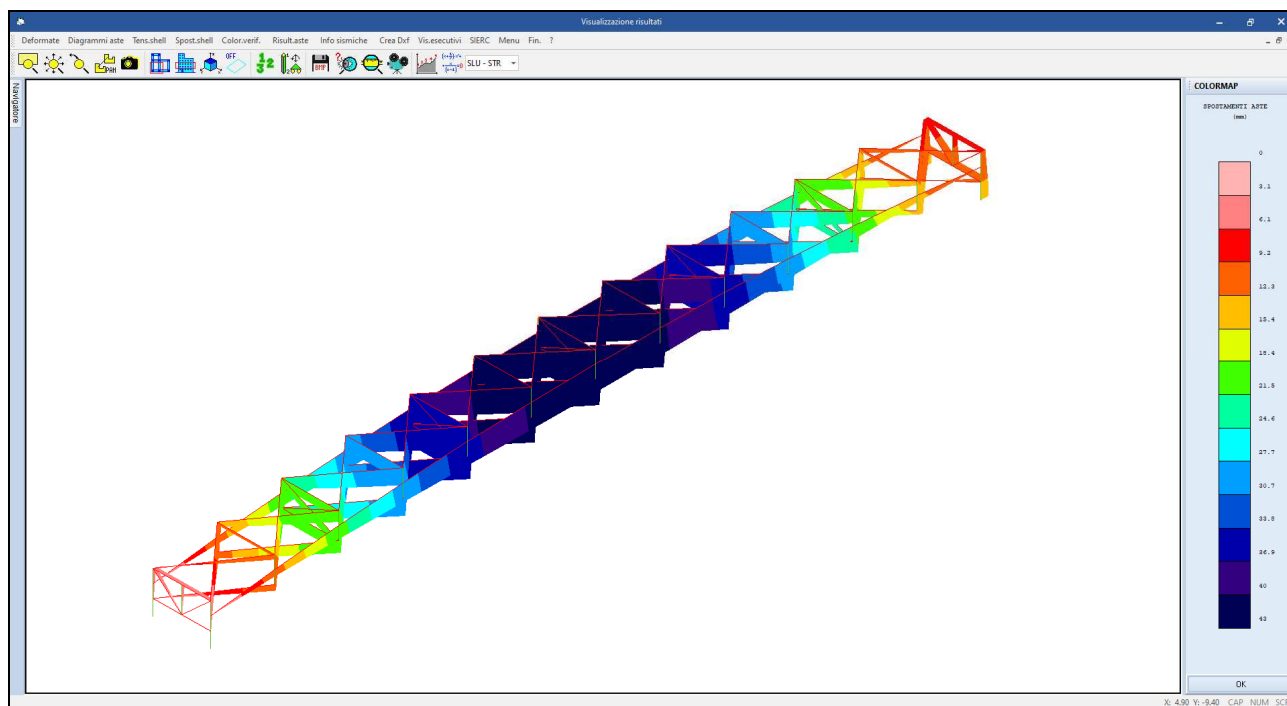
Coefficiente instabilità presso-torsionale



Involuppo delle sollecitazioni: Momento (max = 199 tm in mezzeria)



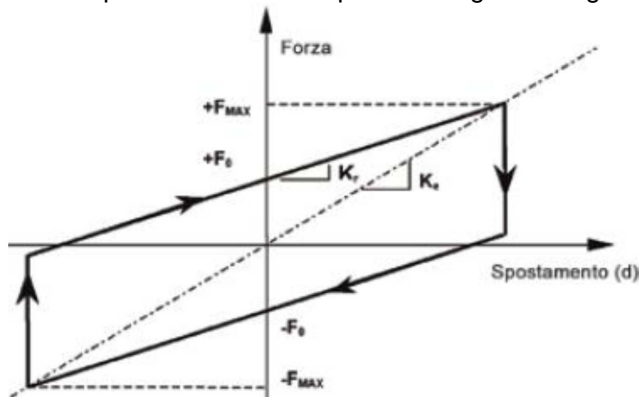
Involuppo delle sollecitazioni: Taglio (max = 27,4 t agli appoggi)



3.3 – Analisi sismica

Vengono utilizzati n. 4 isolatori a scorrimento a doppia superficie curva, autocentranti, spostamento massimo ± 200 mm.

Il modello matematico che meglio rappresenta il funzionamento degli isolatori a scorrimento a superficie curva è una curva bilineare Forza - Spostamento come riportata nel grafico seguente:



dove:

$$F_0 = \mu \cdot N_{sd}$$

forza di attrito sviluppata dall'isolatore

$$F_{max} = F_0 + K_r \cdot d = \mu \cdot N_{sd} + \frac{N_{sd}}{R} \cdot d$$

forza orizzontale massima

$$k_R = N_{sd} / R$$

rigidezza di richiamo

$$\mu = \alpha \left(\frac{N_{sd}}{N_{Ed}} \right)$$

coefficiente di attrito

$$\alpha = 5.5\%$$

per isolatore ad attrito medio

$$N_{sd}$$

carico verticale agente sull'isolatore

$$N_{Ed}$$

carico di progetto dell'isolatore

$$R$$

raggio di curvatura equivalente

$$d$$

spostamento

Il carico verticale N_{sd} corrisponde al carico verticale in combinazione SLC o in qualsiasi combinazione di carico che preveda spostamento orizzontale.

Si ipotizza di utilizzare dei dissipatori a scorrimento tipo FIP-D M 450/400 (3100) o simili, con un coefficiente di attrito minimo $\alpha = 5.5\%$ (versione ad attrito medio), dalle seguenti caratteristiche:

N_{Ed}	600	kN	Capacità di carico portante allo SLU sismico
N_{Rd}	1200	kN	Capacità di carico portante allo SLU statico
μ	5.5	%	Coefficiente di attrito dinamico nominale
R	3100	mm	Raggio di curvatura equivalente
d_{Ed}	200	mm	Capacità di spostamento orizzontale (+/-)

da cui, per:

$$N_{sd} = 9.800 \text{ daN}$$

$$\mu = 5,50\%$$

$$R = 3.100 \text{ mm}$$

$$d_{Ed} = 200 \text{ mm}$$

si ottiene:

$$K_{eq} = N_{Sd} (1 / R + \mu / d_{ED}) = 5,86 \text{ daN/mm}$$

Rigidezza equivalente

$$T_{eq} = 2\pi [N_{Sd} / K_{eff} g]^{0.5} = 2\pi [R d_{ED} / g (d_{ED} + \mu R)]^{0.5} = 2,594 \text{ s}$$

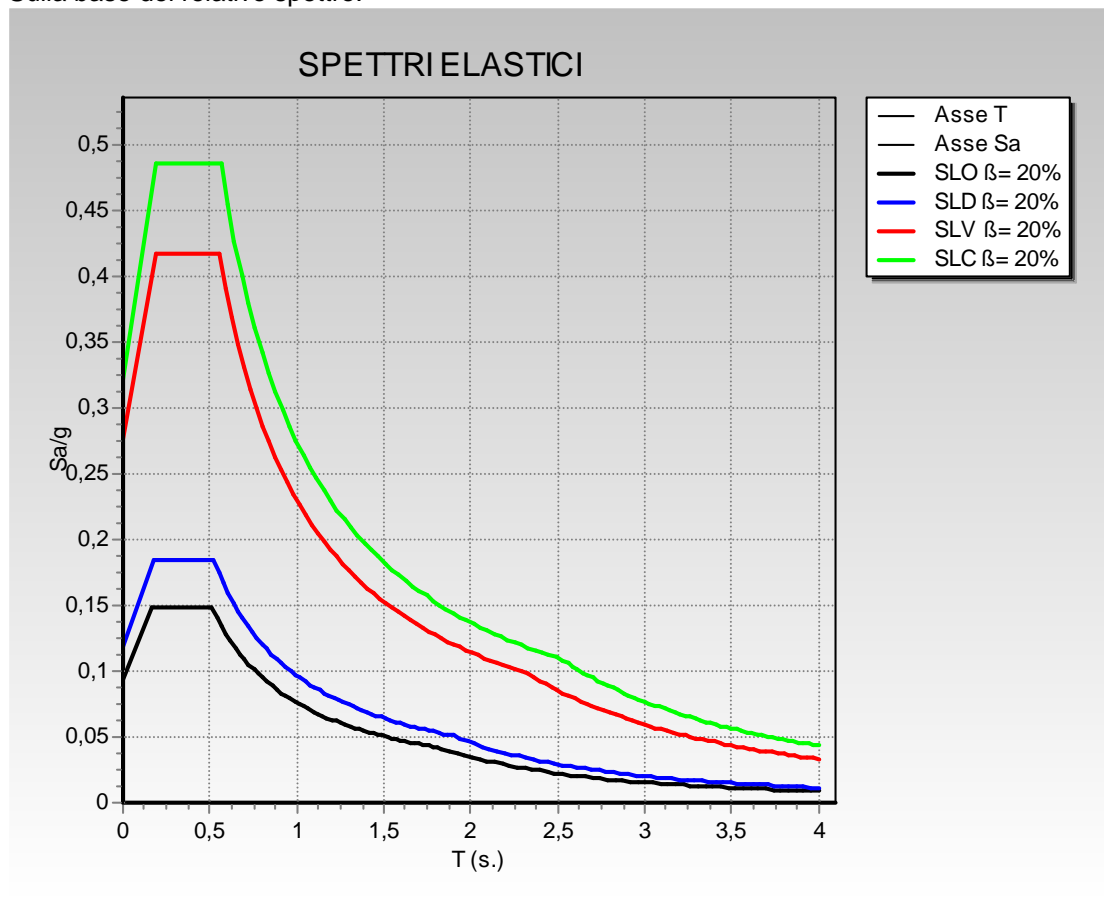
Periodo equivalente

$$\xi_{eq} = (2 / \pi) [R \mu / (D + \mu R)] = 0,293 = 29,3\%$$

Smorzamento viscoso equivalente

Ai fini della sicurezza, si pone uno smorzamento viscoso equivalente pari al 20%.

Sulla base del relativo spettro:



per:

- $N_{Sd} = 9.800 \text{ daN}$
- $\mu = 5,50\%$
- $R = 3.100 \text{ mm}$
- $d_{ED} = 200 \text{ mm}$
- $T_{eq} = 2,594 \text{ s}$

si ricavano:

$$Se(T_{eq})_{SLD} = 0,029$$

$$Se(T_{eq})_{SLV} = 0,076$$

$$Se(T_{eq})_{SLC} = 0,102$$

Si ottengono quindi:

$T_{eq} = 2,594$	F_{orizz}	K_{eq}	Spont (mm)	
$Se(T_{eq})_{SLD}$	0,029	284	5,86	49
$Se(T_{eq})_{SLV}$	0,076	745	5,86	127
$Se(T_{eq})_{SLC}$	0,102	1000	5,86	171

Per i ponti, lo spostamento massimo d_{\max} è ottenuto sommando allo spostamento sismico:

$$d_{\text{sisma}} = \sqrt{(d^2(1,0 S_x) + d^2(0,3 S_y))}$$

$$d_{\text{sisma}} = \sqrt{(d^2(0,3 S_x) + d^2(1,0 S_y))}$$

lo spostamento in esercizio prodotto da azioni permanenti o deformazioni a lungo termine e la metà dello spostamento prodotto dalle variazioni termiche:

Azioni sismiche a SLD		
	Rx daN	Ry daN
Sisma longitudinale (dir. X)	284	0
Sisma trasversale (dir. Y)	0	284

Azioni sismiche a SLD			Spostamenti sismici a SLD			
Combinazioni di carico	Rx daN	Ry daN	K_{eff} daN/mm	dx mm	dy mm	d_{tot} mm
Rx (1,0) + Ry (0,3)	284	85	5,86	49	15	51
Rx (1,0) - Ry (0,3)	284	85	5,86	49	15	51
Rx (0,3) + Ry (1,0)	85	284	5,86	15	49	51
Rx (0,3) - Ry (1,0)	85	284	5,86	15	49	51

Azioni sismiche a SLV		
	Rx daN	Ry daN
Sisma longitudinale (dir. X)	745	0
Sisma trasversale (dir. Y)	0	745

Azioni sismiche a SLV			Spostamenti sismici a SLV			
Combinazioni di carico	Rx daN	Ry daN	K_{eff} daN/mm	dx mm	dy mm	d_{tot} mm
Rx (1,0) + Ry (0,3)	745	223	5,86	127	38	133
Rx (1,0) - Ry (0,3)	745	223	5,86	127	38	133
Rx (0,3) + Ry (1,0)	223	745	5,86	38	127	133
Rx (0,3) - Ry (1,0)	223	745	5,86	38	127	133

Azioni sismiche a SLC		
	Rx daN	Ry daN
Sisma longitudinale (dir. X)	1.000	0
Sisma trasversale (dir. Y)	0	1.000

Azioni sismiche a SLC			Spostamenti sismici a SLC			
Combinazioni di carico	Rx daN	Ry daN	K_{eff} daN/mm	dx mm	dy mm	d_{tot} mm
Rx (1,0) + Ry (0,3)	1.000	300	5,86	171	51	178
Rx (1,0) - Ry (0,3)	1.000	300	5,86	171	51	178
Rx (0,3) + Ry (1,0)	300	1.000	5,86	51	171	178
Rx (0,3) - Ry (1,0)	300	1.000	5,86	51	171	178

Ne deriva: $d_{\max\text{-SLC}} = 178 + 9 \text{ mm} = 187 \text{ mm}$

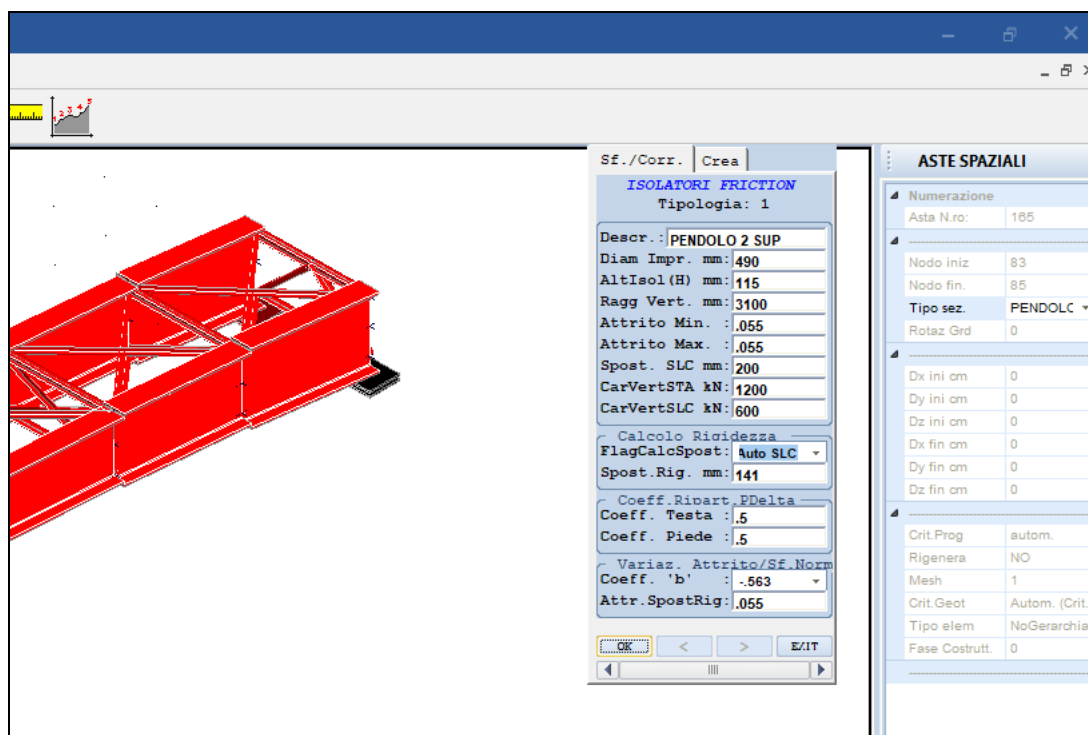
3.4 - Verifica sismica con l'ausilio di software

Tanto la rigidezza equivalente quanto il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente dipendono dallo spostamento. Di conseguenza, va applicata una procedura iterativa finché la differenza di spostamento a due passi successivi diventa trascurabile.

La procedura iterativa viene fatta svolgere dal software imponendo comunque uno smorzamento viscoso equivalente pari al 20%.

Sulla base delle caratteristiche degli isolatori selezionati:

- N_{SLU} in condizioni statiche = 1.200 kN
- N_{SLU} in condizioni simiche = 600 kN



per le combinazioni di carico sismiche

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
1. PESO PROPRIO	1.3	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
2. CARICHI PORTATI	1.5	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3. Sisma direz. grd 0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0
4. Sisma direz. grd 90	0.0	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	1.0	1.0	-1.0	-1.0	1.0	1.0	-1.0	-1.0	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3
5. Sisma verticale	0.0	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0
6. COEFF. SIGMA PROFILI	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

la procedura converge per uno spostamento $d_{ED} = 112$ mm

Dalle accelerazioni per $\xi = 20\%$:

FREQUENZE E MASSE ECCITATE										Eccitat Totale		SISMA N.ro 1		SISMA N.ro 2		SISMA N.ro 3	
Modo N.ro	Pulsazione (rad/sec)	Periodo (sec)	Smorz Mod(%)	Sd/g SLO	Sd/g SLD	Sd/g SLV X	Sd/g SLV Y	Sd/g SLV Z	Sd/g SLC	Massa Mod Ecc. (t)	Perc.	Massa Mod Ecc. (t)	Perc.	Massa Mod Ecc. (t)	Perc.	Massa Mod Ecc. (t)	Perc.
1	3,780	1,66208	20,0	0,072	0,092	0,138	0,138	0,009	0,165	0,00	0	38,8	100	38,8	100	36,69	94,54
2	3,820	1,64473	20,0	0,073	0,093	0,140	0,140	0,009	0,167	38,81	100	0,00	0	0,00	0	0,00	0
3	6,436	0,97621	5,0	0,123	0,157	0,372	0,372	0,025	0,445	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0
4	16,579	0,37898	5,0	0,235	0,292	0,658	0,658	0,066	0,766	0,00	0	0,00	0	0,00	0	33,21	86
5	40,167	0,15642	5,0	0,223	0,273	0,600	0,600	0,159	0,690	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0
6	72,606	0,08654	5,0	0,165	0,204	0,455	0,455	0,166	0,525	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0
7	80,330	0,07822	5,0	0,159	0,196	0,438	0,438	0,166	0,505	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0
8	96,023	0,06543	5,0	0,148	0,183	0,411	0,411	0,166	0,475	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0
9	128,487	0,04890	5,0	0,135	0,167	0,377	0,377	0,164	0,436	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0
10	153,892	0,04083	5,0	0,128	0,159	0,360	0,360	0,154	0,417	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0
11	164,163	0,03827	5,0	0,126	0,156	0,355	0,355	0,151	0,411	0,00	0	0,00	0	0,00	0	3,48	9
12	180,372	0,03483	5,0	0,123	0,153	0,348	0,348	0,147	0,403	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0

Per $K_{eq} = N_{sd} (1 / R + \mu / d_{ED}) = 14,61 \text{ daN/mm}$

Rigidezza equivalente

si ricava:

		F_{orizz}	K_{eq}	Spost (mm)
$Se(T_{eq})_{SLD}$	0,093	911	14,61	62
$Se(T_{eq})_{SLV}$	0,139	1362	14,61	93
$Se(T_{eq})_{SLC}$	0,167	1637	14,61	112

Azioni sismiche a SLD		
	Rx daN	Ry daN
Sisma longitudinale (dir. X)	911	0
Sisma trasversale (dir. Y)	0	911

Azioni sismiche a SLD			Spostamenti sismici a SLD			
Combinazioni di carico	Rx daN	Ry daN	K_{eff} daN/mm	dx mm	dy mm	d _{tot} mm
Rx (1,0) + Ry (0,3)	911	273	14,61	62	19	65
Rx (1,0) - Ry (0,3)	911	273	14,61	62	19	65
Rx (0,3) + Ry (1,0)	273	911	14,61	19	62	65
Rx (0,3) - Ry (1,0)	273	911	14,61	19	62	65

Azioni sismiche a SLV		
	Rx daN	Ry daN
Sisma longitudinale (dir. X)	1.362	0
Sisma trasversale (dir. Y)	0	1.362

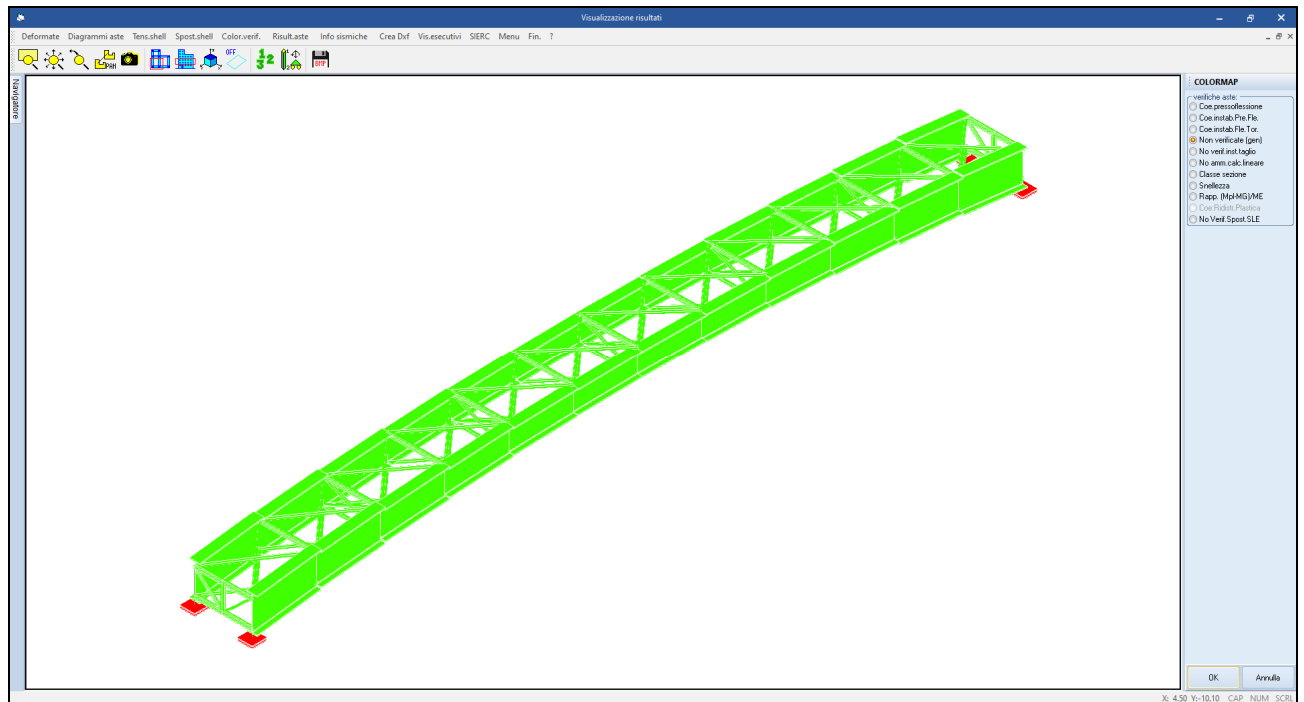
Azioni sismiche a SLV			Spostamenti sismici a SLV			
Combinazioni di carico	Rx daN	Ry daN	K_{eff} daN/mm	dx mm	dy mm	d _{tot} mm
Rx (1,0) + Ry (0,3)	1.362	409	14,61	93	28	97
Rx (1,0) - Ry (0,3)	1.362	409	14,61	93	28	97
Rx (0,3) + Ry (1,0)	409	1.362	14,61	28	93	97
Rx (0,3) - Ry (1,0)	409	1.362	14,61	28	93	97

Azioni sismiche a SLC		
	Rx daN	Ry daN
Sisma longitudinale (dir. X)	1.637	0
Sisma trasversale (dir. Y)	0	1.637

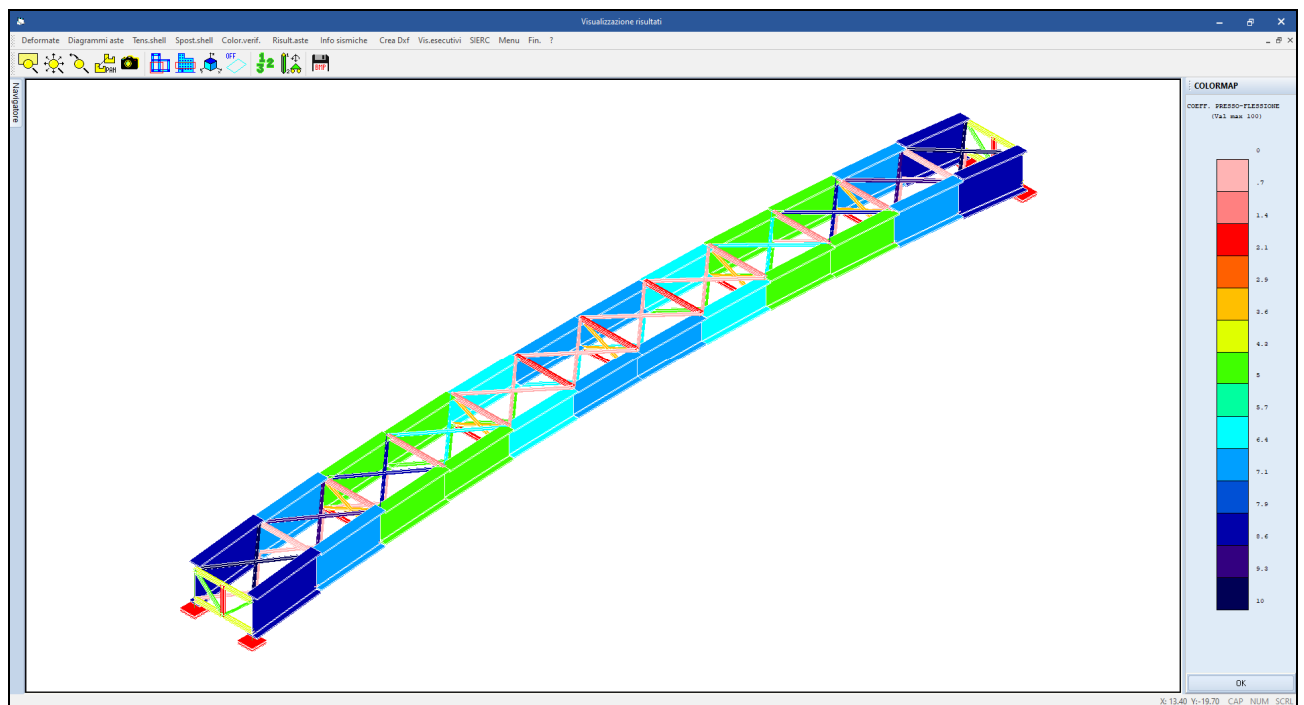
Azioni sismiche a SLC			Spostamenti sismici a SLC			
Combinazioni di carico	Rx daN	Ry daN	K_{eff} daN/mm	dx mm	dy mm	d _{tot} mm
Rx (1,0) + Ry (0,3)	1.637	491	14,61	112	34	117
Rx (1,0) - Ry (0,3)	1.637	491	14,61	112	34	117
Rx (0,3) + Ry (1,0)	491	1.637	14,61	34	112	117
Rx (0,3) - Ry (1,0)	491	1.637	14,61	34	112	117

Ne deriva: $d_{max-SLC} = 117 + 9 \text{ mm} = 126 \text{ mm}$

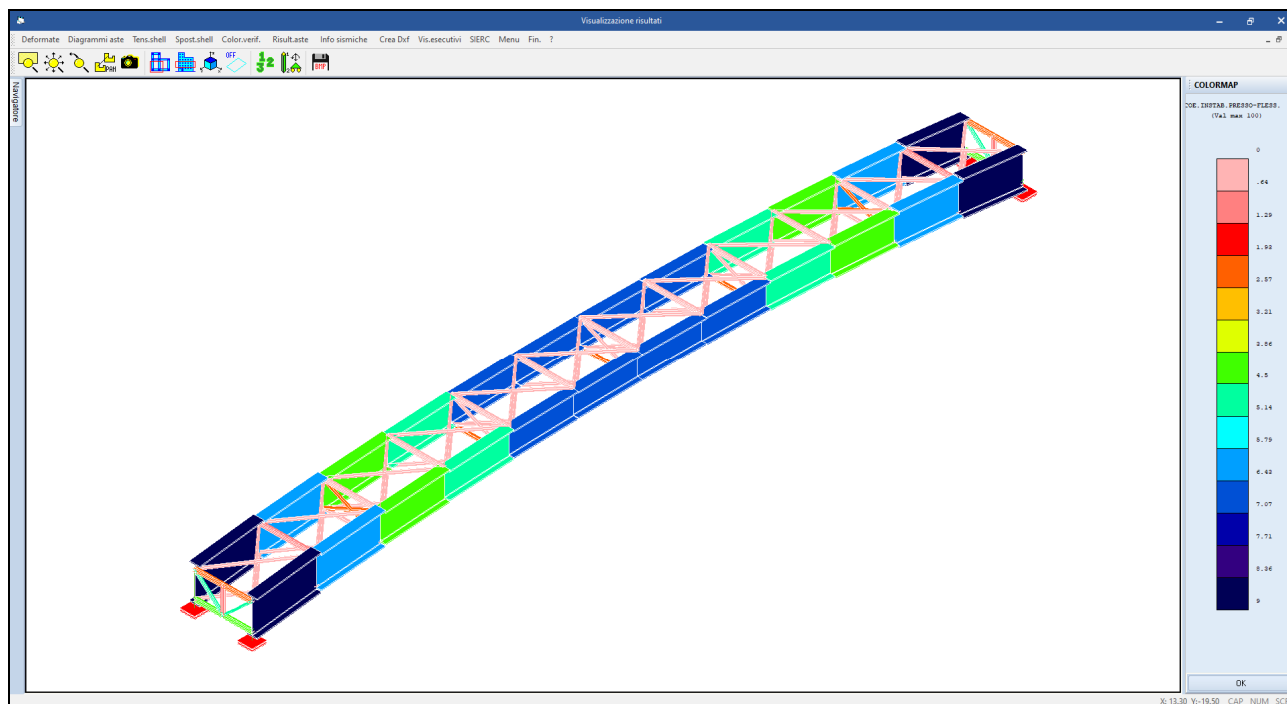
A riprova del calcolo teorico, si riportano di seguito alcuni degli output grafici di maggior rilievo.



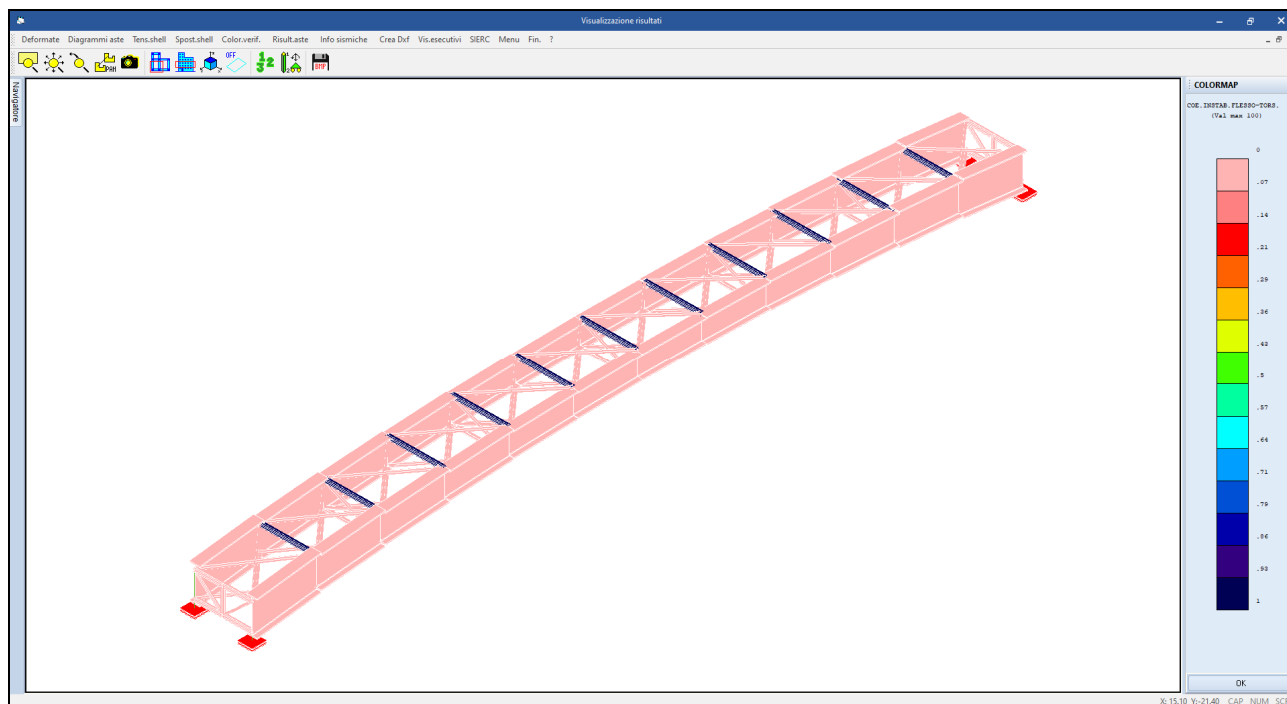
Verifica aste in acciaio



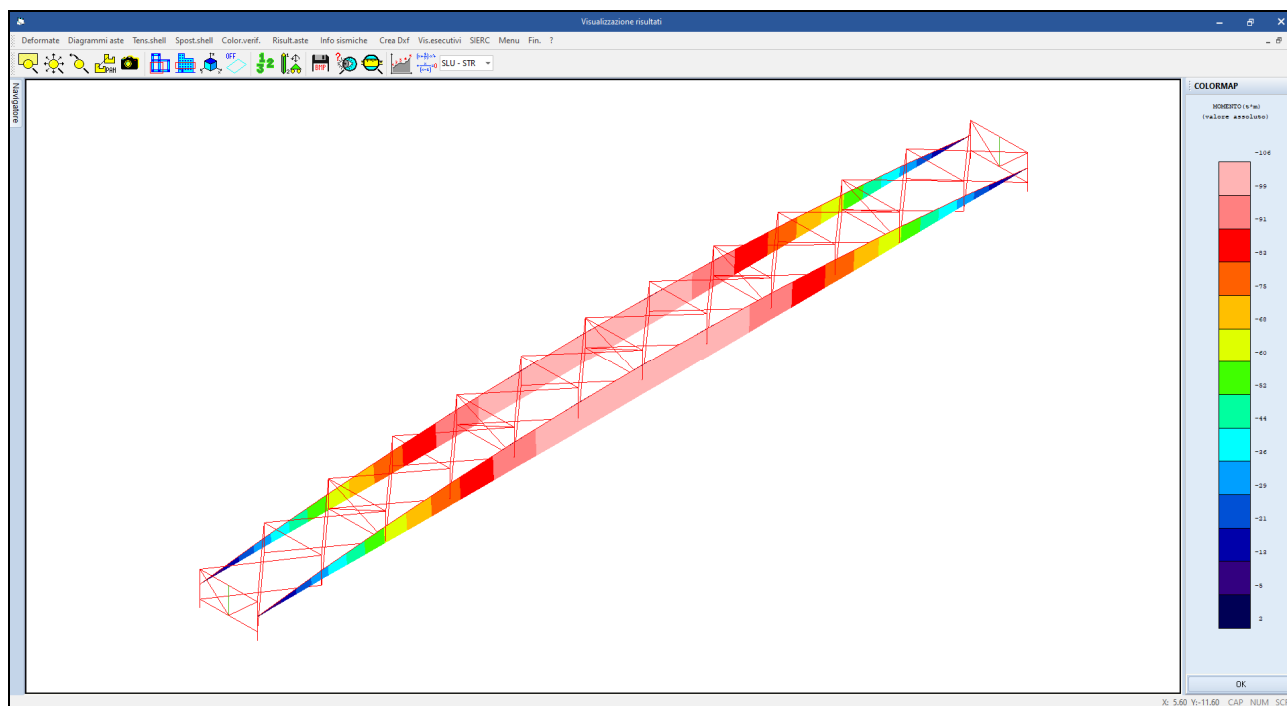
Coefficiente pressoflessione



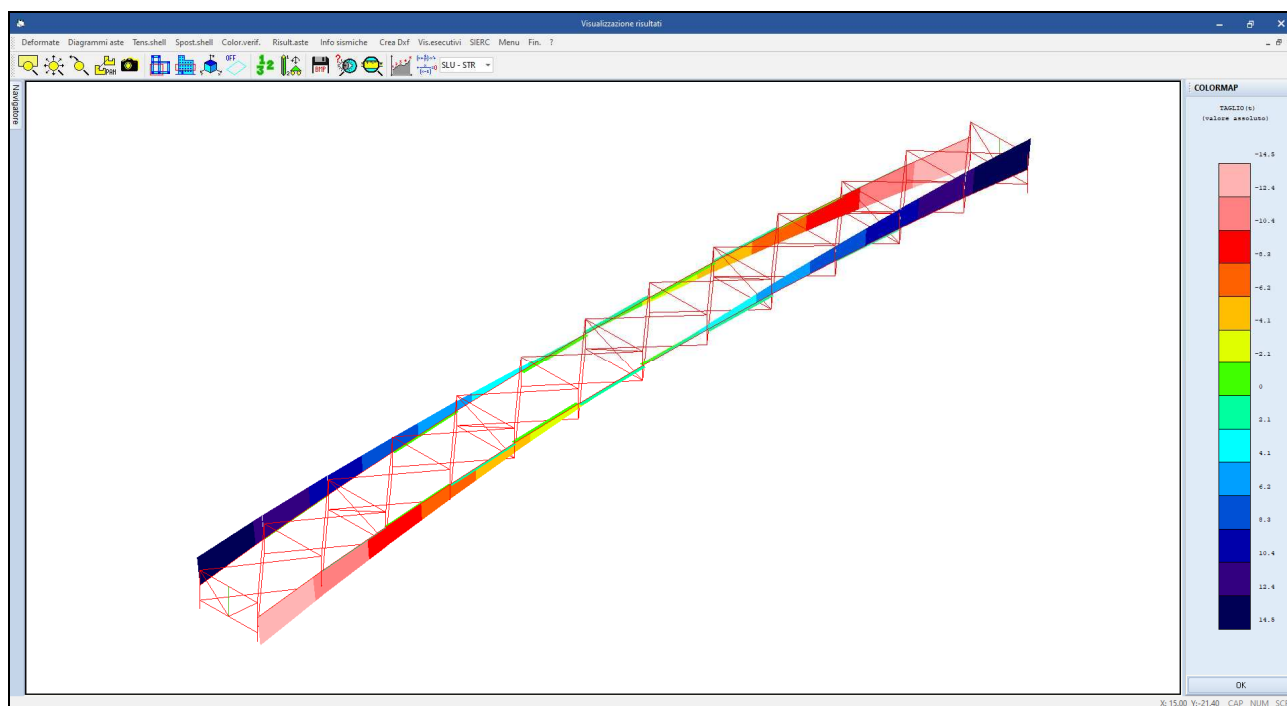
Coefficiente instabilità presso-flessionale



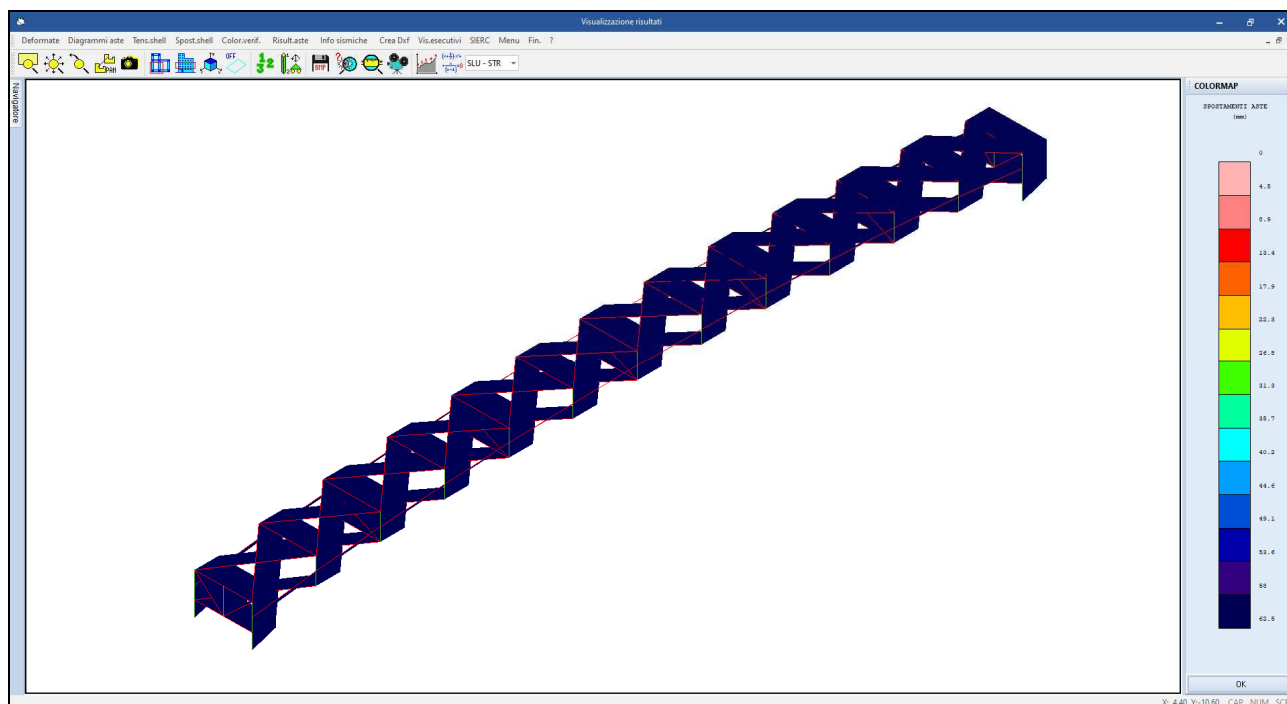
Coefficiente instabilità presso-torsionale



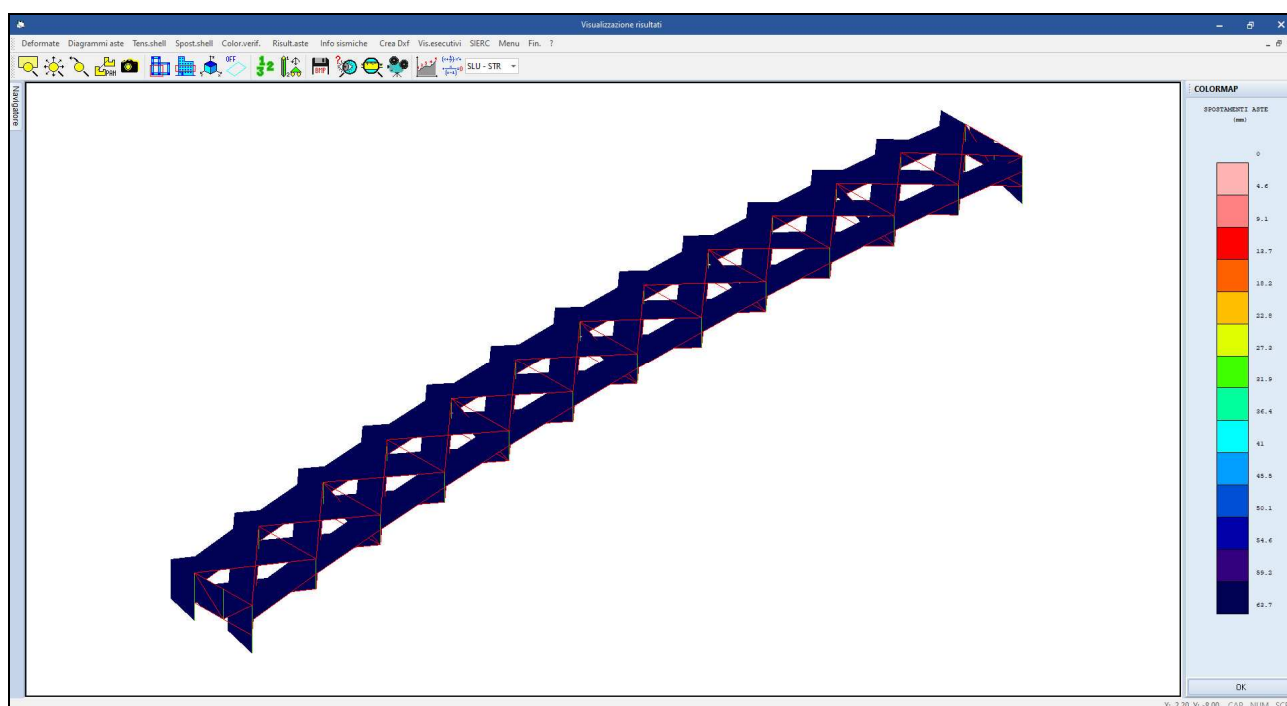
Inviluppo delle sollecitazioni: Momento (max = 106 tm in mezzeria)



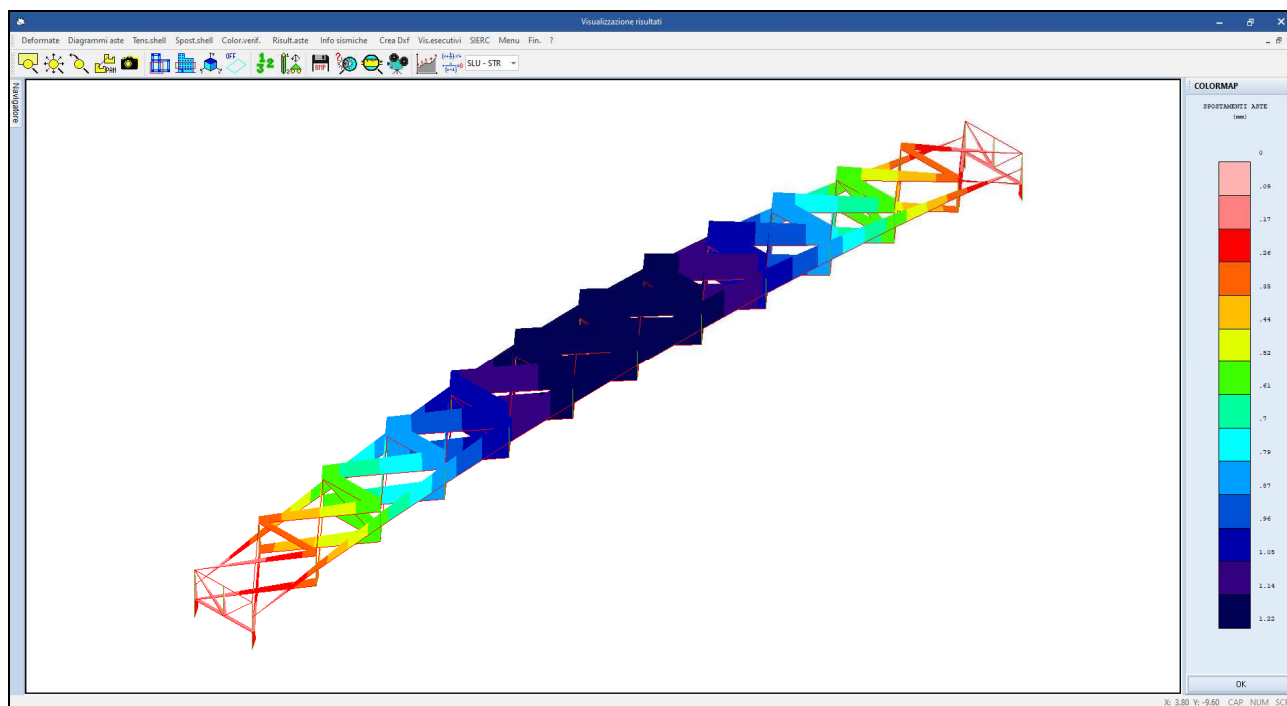
Inviluppo delle sollecitazioni: Taglio (max = 15 t agli appoggi)



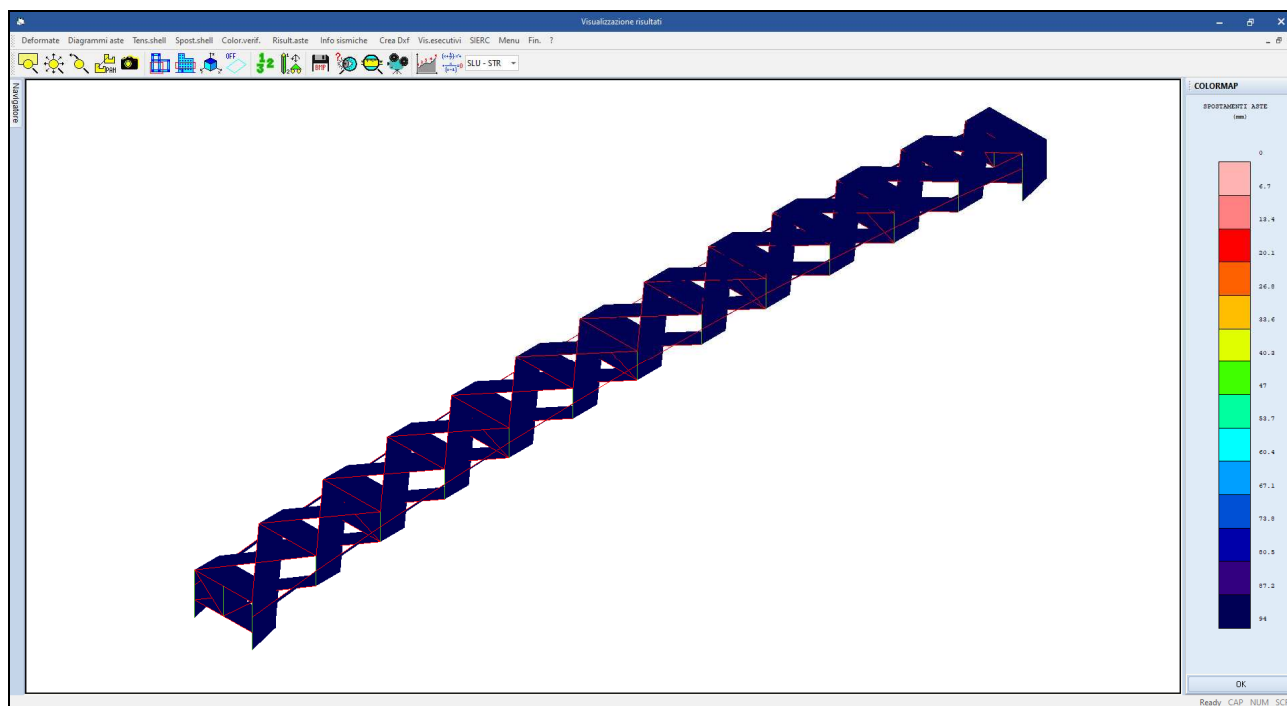
SLD: Deformata sismica: sisma n. 1 (63 mm)



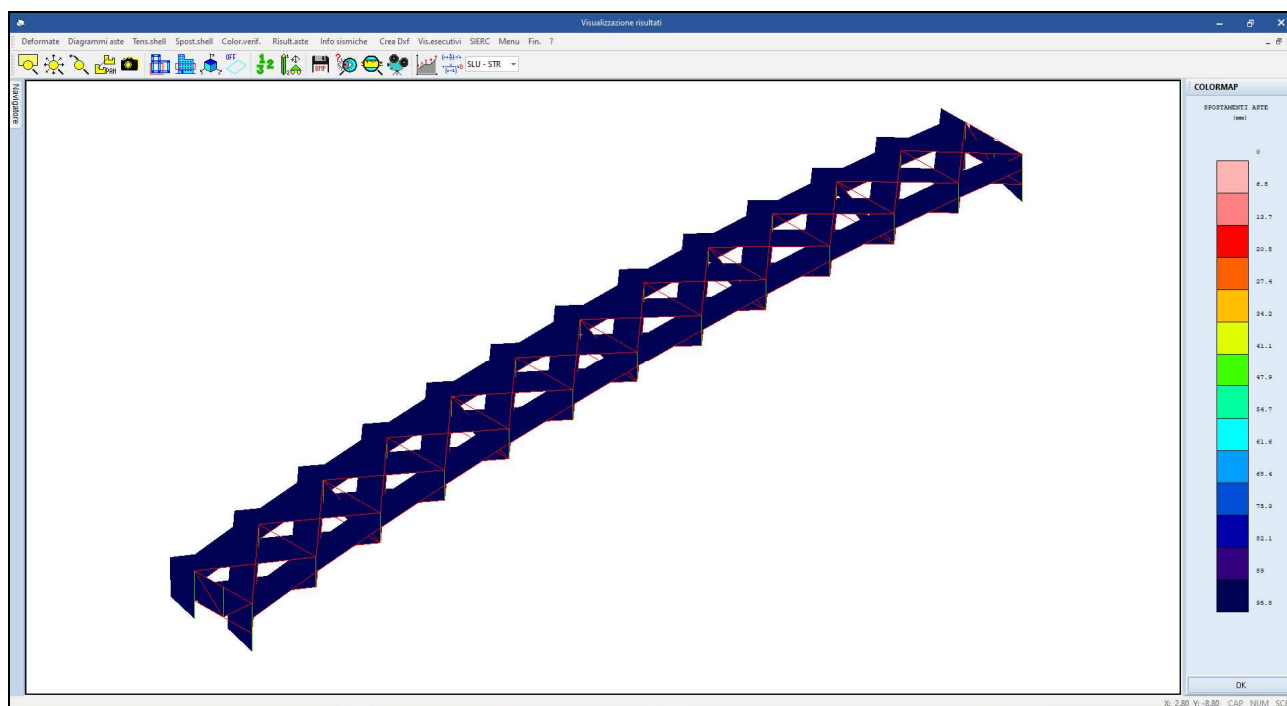
SLD: Deformata sismica: sisma n. 2 (64 mm)



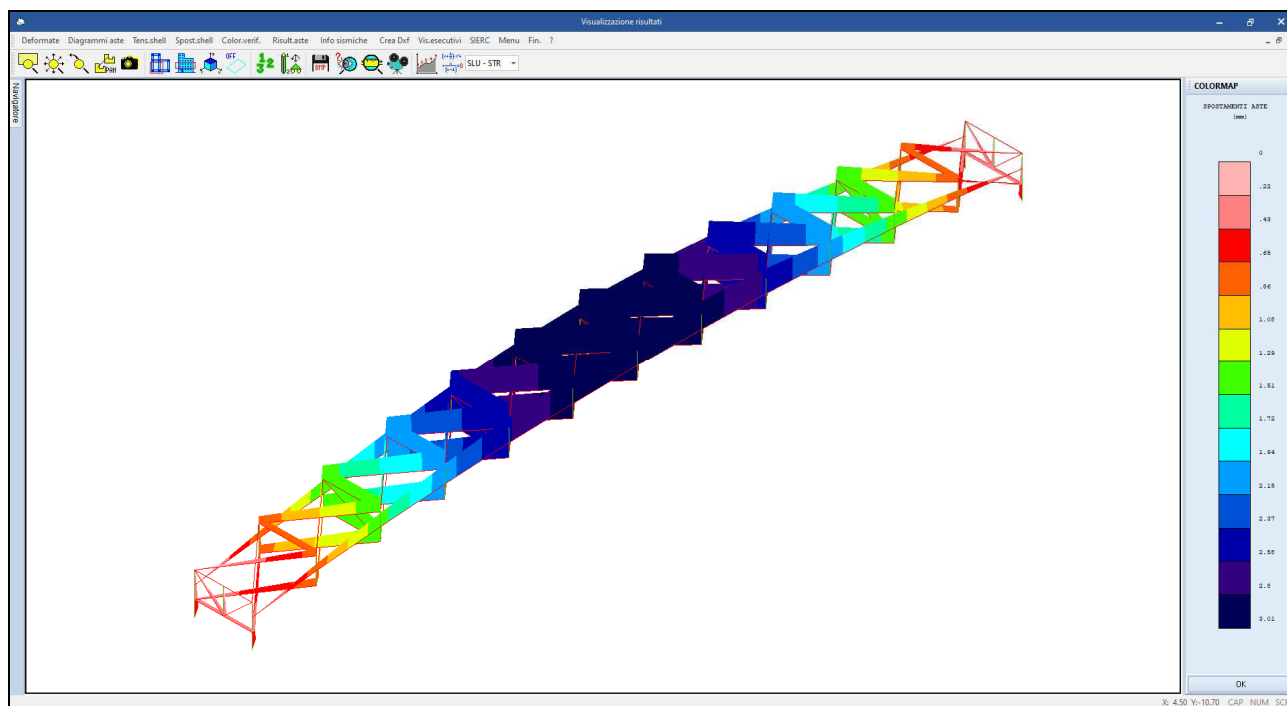
SLD: Deformata sismica: sisma verticale (1,2 mm)



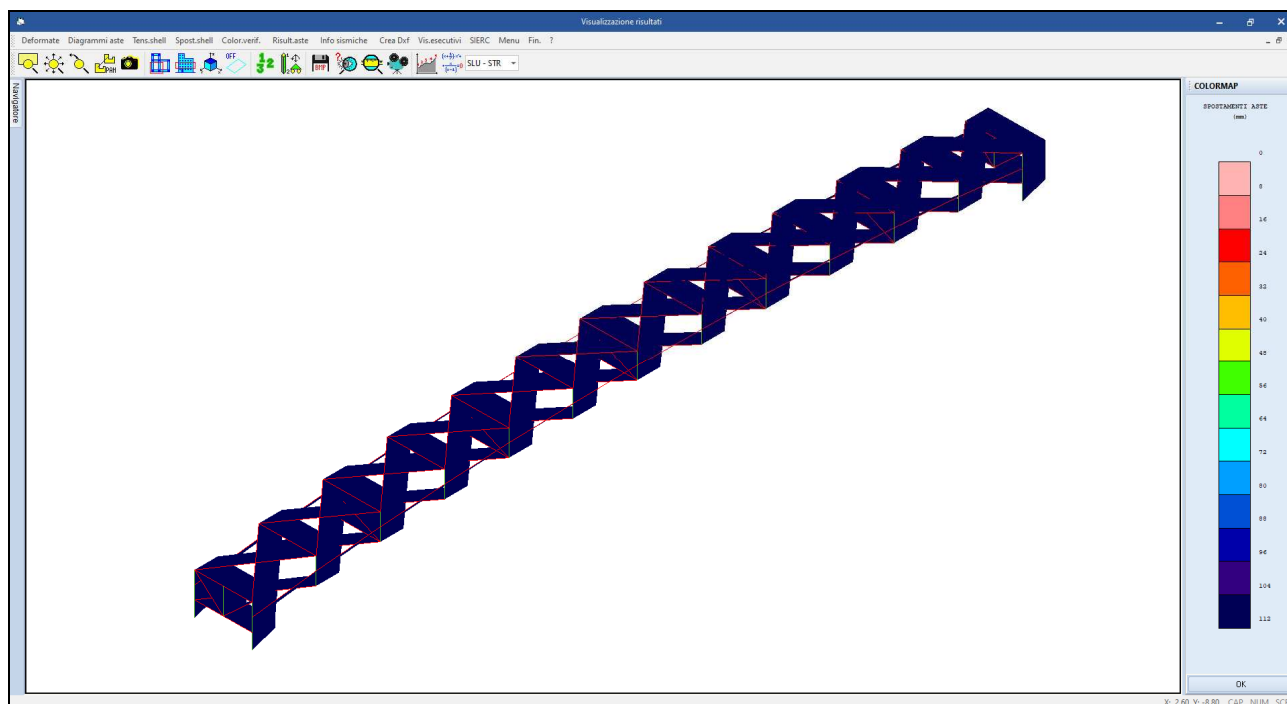
SLV: Deformata sismica: sisma n. 1 (94 mm)



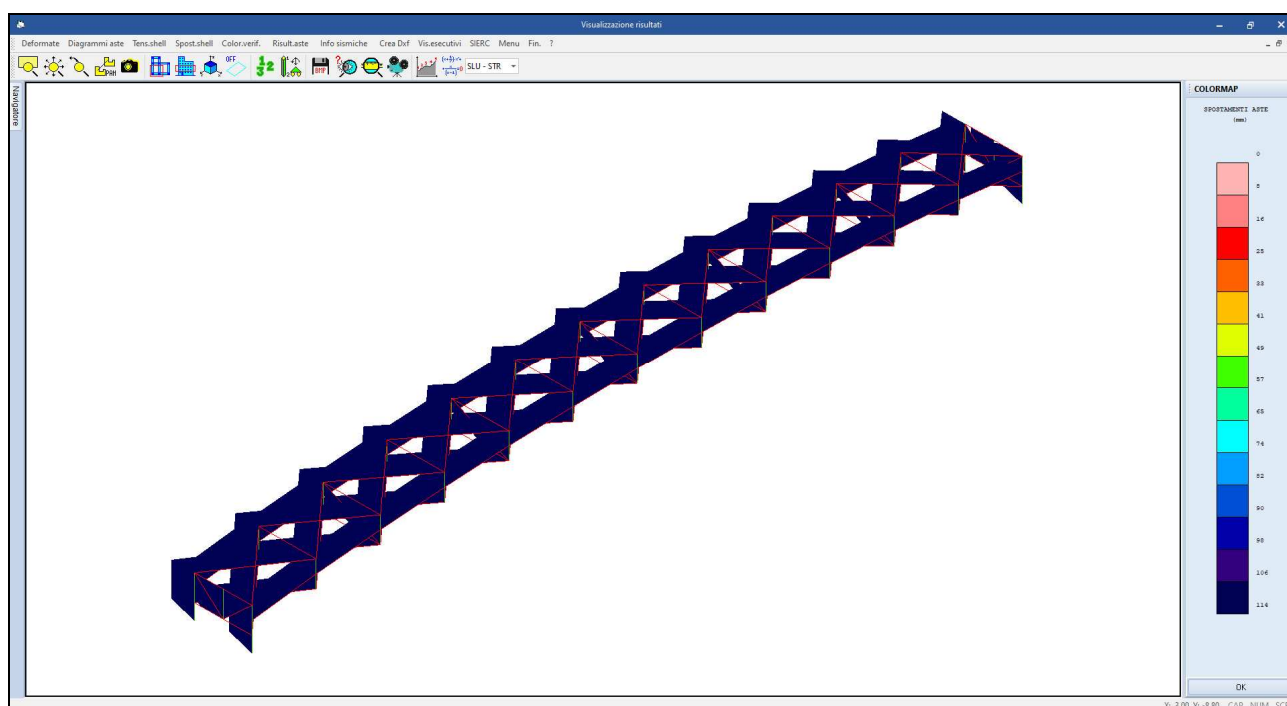
SLV: Deformata sismica: sisma n. 2 (96 mm)



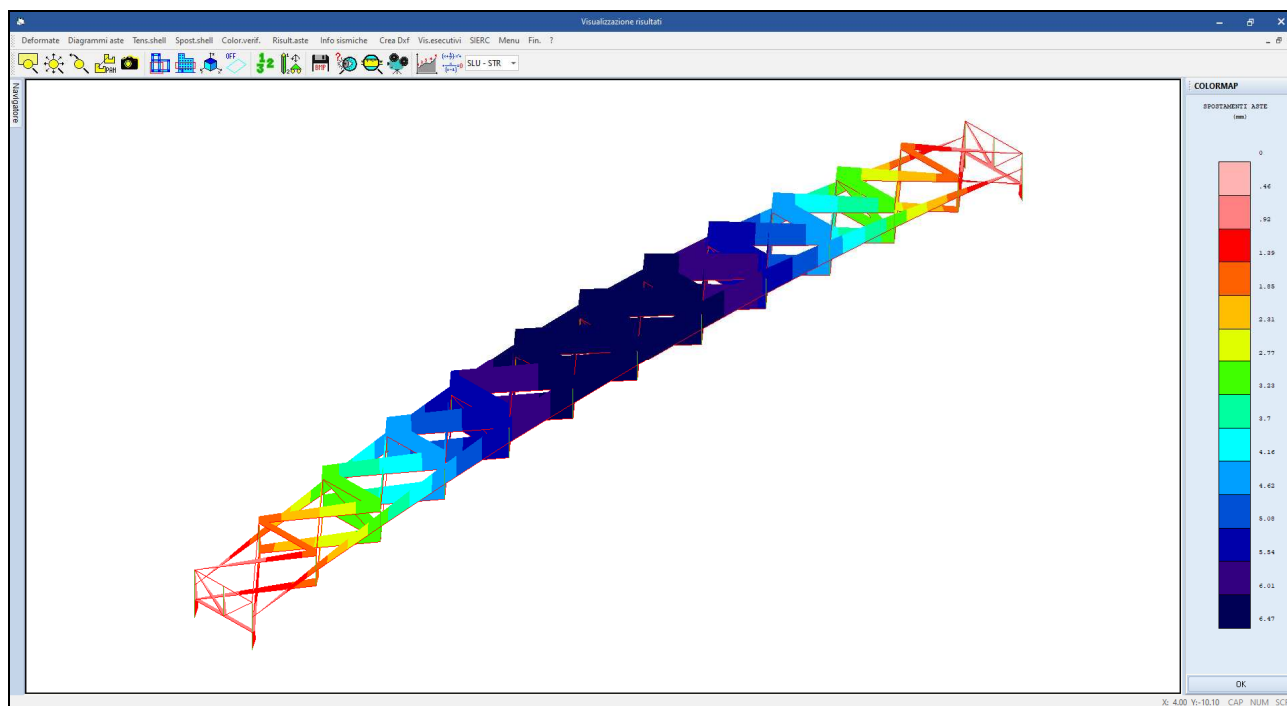
SLV: Deformata sismica: sisma verticale (3 mm)



SLC: Deformata sismica: sisma n. 1 (112 mm)



SLC: Deformata sismica: sisma n. 2 (114 mm)



SLC: Deformata sismica: sisma verticale (6,5 mm)

3.5 – Verifica strutturale SLU

Si verifica la sezione in mezzeria sottoposta al momento massimo dall'involuppo delle sollecitazioni:

$$M_{Ed-mezz} = 199.000 \text{ daNm} = 1.990 \text{ kNm}$$

Altezza della sezione trasversale	h	880,00 [mm]
Larghezza della sezione trasversale	b	400,00 [mm]
Spessore dell'anima	t_w	15,00 [mm]
Spessore delle ali	t_f	40,00 [mm]
Raggio di raccordo	r	0,00 [mm]
Eventuale spessore della saldatura delle ali con l'anima	s	15,00 [mm]

CARATTERISTICHE MECCANICHE		
Altezza tra le ali	h_i	800,00 [mm]
Altezza della porzione saldabile	d	770,00 [mm]
Area della sezione trasversale	A	440,0 [cm ²]
Area della sezione resistente al taglio agente lungo z	A_{vz}	126,00 [cm ²]
Area della sezione resistente al taglio agente lungo y	A_{vy}	320,00 [cm ²]
Momento d'inerzia attorno all'asse forte	I_{yy}	628907 [cm ⁴]
Momento d'inerzia attorno all'asse debole	I_{zz}	42689 [cm ⁴]
Raggio d'inerzia attorno all'asse forte	i_{yy}	37,81 [cm]
Raggio d'inerzia attorno all'asse debole	i_{zz}	9,85 [cm]
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse forte	$W_{el,yy}$	14293,3 [cm ³]
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse debole	$W_{el,zz}$	2134,5 [cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	$W_{pl,yy}$	15840,0 [cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse debole	$W_{pl,zz}$	3245,0 [cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I_t	1721,1 [cm ⁴]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE		
Valore di snervamento dell'acciaio	f_y	355 [MPa]
Coefficiente ϵ	ϵ	0,81 [-]
<u>Classificazione dell'anima</u>		
Altezza dell'anima depurata dei raccordi o delle saldature	c	770,00 [mm]
Spessore dell'anima	t_w	15,00 [mm]
Rapporto tra altezza e spessore	c/t_w	51,33 [-]
Classificazione dell'anima per flessione		CLASSE 1
Classificazione dell'anima per compressione		CLASSE 4
<u>Classificazione delle ali</u>		
Semi larghezza delle ali depurata dei raccordi o delle saldature	c	177,5 [mm]
Spessore delle ali	t_f	40,00 [mm]
Rapporto tra semi larghezza e spessore	c/t_f	4,44 [-]
Classificazione delle ali per flessione		CLASSE 1

Forza normale di progetto	$N_{c,Ed}$	0,00 [kN]
Momento flettente di progetto	M_{Ed}	1990,00 [kNm]
Forza di taglio di progetto	V_{Ed}	0,00 [kN]
<u>Verifiche di resistenza</u>		
Forza normale resistente	$N_{c,Rd}$	13638,29 [kN]

Momento plastico resistente	$M_{pl,Rd}$	5355,43 [kNm]
Momento elastico resistente	$M_{el,Rd}$	4832,51 [kNm]
Momento resistente	$M_{c,Rd}$	5355,43 [kNm]
Verifica di resistenza	$N_{Ed}/N_{Rd} + M_{Ed}/M_{Rd}$	0,37 [-]
Verifica di resistenza a taglio	$V_{Ed}/V_{bw,Rd}$	0,00 [-]

La verifica risulta soddisfatta.

Si verifica la sezione in appoggio sottoposta al taglio massimo dall'involuppo delle sollecitazioni:

$$T_{Ed-mezz} = 27.400 \text{ daN} = 274 \text{ kN}$$

Coefficienti k_s	$k_{\sigma,web}$	4,00 [-]
	$k_{\sigma,flange}$	0,43 [-]
Altezza del pannello d'anima	b'_{web}	1240,00 [mm]
Spessore del pannello d'anima	t_{web}	15,00 [mm]
Coefficiente ϵ	ϵ	0,81 [-]
Snellezza adimensionale dell'anima	λ'_{web}	1,789 [-]
Fattore di riduzione dell'area	ρ_{web}	0,490 [-]
	$\rho_{web,min}$	0,490 [-]
Altezza effettiva del pannello d'anima	$b'_{w,eff}$	607,95 [mm]
Area effettiva del pannello d'anima	$A_{web,eff}$	9119 [mm ²]
Larghezza dell'ala	b'_{flange}	400,00 [mm]
Semi larghezza netta delle ali	C_{flange}	177,50 [mm]
Spessore dell'ala	t_{flange}	40,00 [mm]
Coefficiente ϵ	ϵ	0,81 [-]
Snellezza adimensionale dell'ala	λ'_{flange}	0,293 [-]
Fattore di riduzione dell'area	ρ_{flange}	1,000 [-]
Larghezza effettiva delle ali	$b'_{f,eff}$	400,00 [mm]
Area effettiva della singola ala	$A_{flange,eff}$	16000 [mm ²]
Area effettiva della sezione	A_{eff}	41119 [mm ²]
Distanza tra gli irrigidimenti trasversali	a	1250 [mm]
Tensione critica elastica del pannello d'anima	σ_E	27,80 [MPa]
Rapporto a/h_w	h_w	1240,00 [mm]
	a/h_w	1,008 [-]
Coefficienti di imbozzamento d'anima	$k_{\tau,1}$	9,28 [-]
	$k_{\tau,2}$	9,25 [-]
	k_{τ}	9,28 [-]
Tensione tangenziale critica	τ_{cr}	257,91 [MPa]
Snellezza adimensionale	λ_w	0,892 [-]
Coefficiente η	η	1,20 [-]
Limiti di snellezza adimensionale	$\lambda_{w,1}$	0,691666667 [-]
	$\lambda_{w,2}$	1,08 [-]
Coefficiente riduttivo di resistenza a taglio	χ_w	0,69 [-]
Coefficiente di sicurezza	γ_{M1}	1,10 [-]
Resistenza a taglio offerta dall'anima	$V_{bw,Rd}$	2397,09 [kN]

La verifica risulta soddisfatta.

3.6 – Stato limite vibrazionale

Per quanto concerne le frequenze proprie della struttura, si esamina la frequenza propria verticale:

Modo N.ro	Pulsazione (rad/sec)	Periodo (sec)	Freq. (Hz)
4	18,826	0,33375	2,99

Rimandando alla normativa e raccomandazioni di settore in relazione alla frequenza di eccitazione indotta da carichi ciclo-pedonali:

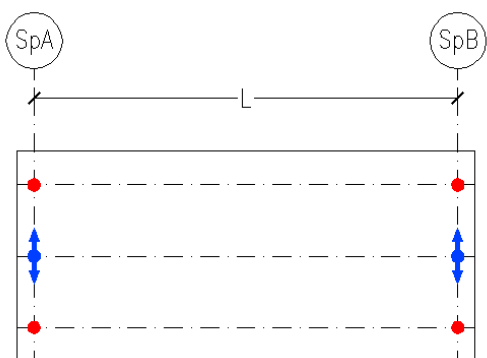
NTC 2008 – Circolare n. 617 del 02/02/2009: C5.1.4.9.1 “Modelli dinamici per ponti di 3a categoria”	$1,0 \text{ Hz} \leq f_i \leq 3,0 \text{ Hz}$
Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges: C5.7 “Dynamic models of pedestrian loads”	$1,0 \text{ Hz} \leq f_i \leq 3,0 \text{ Hz}$
Human induced Vibrations of Steel Structures (HIVOSS) - Design of Footbridges Guideline: C4.2: Critical range of natural frequencies	$1,25 \text{ Hz} \leq f_i \leq 2,3 \text{ Hz}$

in relazione alla tipologia di carico previsto ed alla relativa frequenza di passaggio, si valuta la struttura soddisfacente dal punto di vista vibrazionale.

3.7 – Reazioni sulla sottostruttura

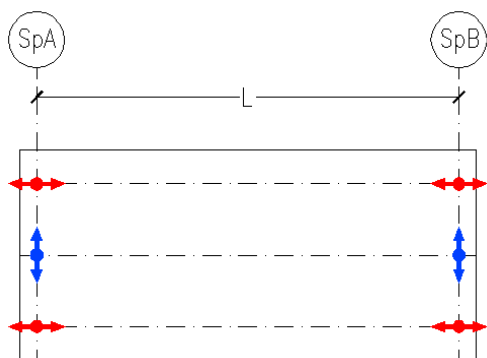
Si riporta di seguito lo schema riepilogativo delle reazioni (daN) sugli appoggi.

Combinazioni statiche



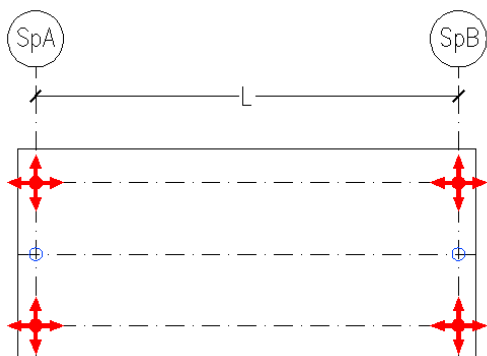
		1,35 PP + 1,35 CP + 1,5 Folla			1,35 PP + 1,35 CP + 1,5 Folla + 0,9 vento			1,35 PP + 1,35 CP + 1,5 vento		
		Long (SLU)	Trasv (SLU)	N (SLU)	Long (SLU)	Trasv (SLU)	N (SLU)	Long (SLU)	Trasv (SLU)	N (SLU)
SPALLA 1	Appoggio 1.1	0	0	27.280	0	0	25.460	0	0	10.150
	Guida 1	0	0	0	0	2.800	0	0	4.660	0
	Appoggio 1.2	0	0	27.280	0	0	29.100	0	0	16.220
SPALLA 2	Appoggio 2.1	0	0	27.280	0	0	25.460	0	0	10.150
	Guida 2	0	0	0	0	2.800	0	0	4.660	0
	Appoggio 2.2	0	0	27.280	0	0	29.100	0	0	16.220

Combinazioni sismiche: prima della rottura dei fusibili sulle guide a scorrimento longitudinale



		1,0 Sx + 0,3 Sy + 0,3 Sz			0,3 Sx + 1,0 Sy + 0,3 Sz			0,3 Sx + 0,3 Sy + 1,0 Sz		
		Long (SLU)	Trasv (SLU)	N (SLU)	Long (SLU)	Trasv (SLU)	N (SLU)	Long (SLU)	Trasv (SLU)	N (SLU)
SPALLA 1	Appoggio 1.1	1.370	0	10.535	410	0	10.535	410	0	12.250
	Guida 1	0	3.000	0	0	10.000	0	0	3.000	0
	Appoggio 1.2	1.370	0	10.535	410	0	10.535	410	0	12.250
SPALLA 2	Appoggio 2.1	1.370	0	10.535	410	0	10.535	410	0	12.250
	Guida 2	0	3.000	0	0	10.000	0	0	3.000	0
	Appoggio 2.2	1.370	0	10.535	410	0	10.535	410	0	12.250

Combinazioni sismiche: dopo la rottura dei fusibili sulle guide a scorrimento longitudinale



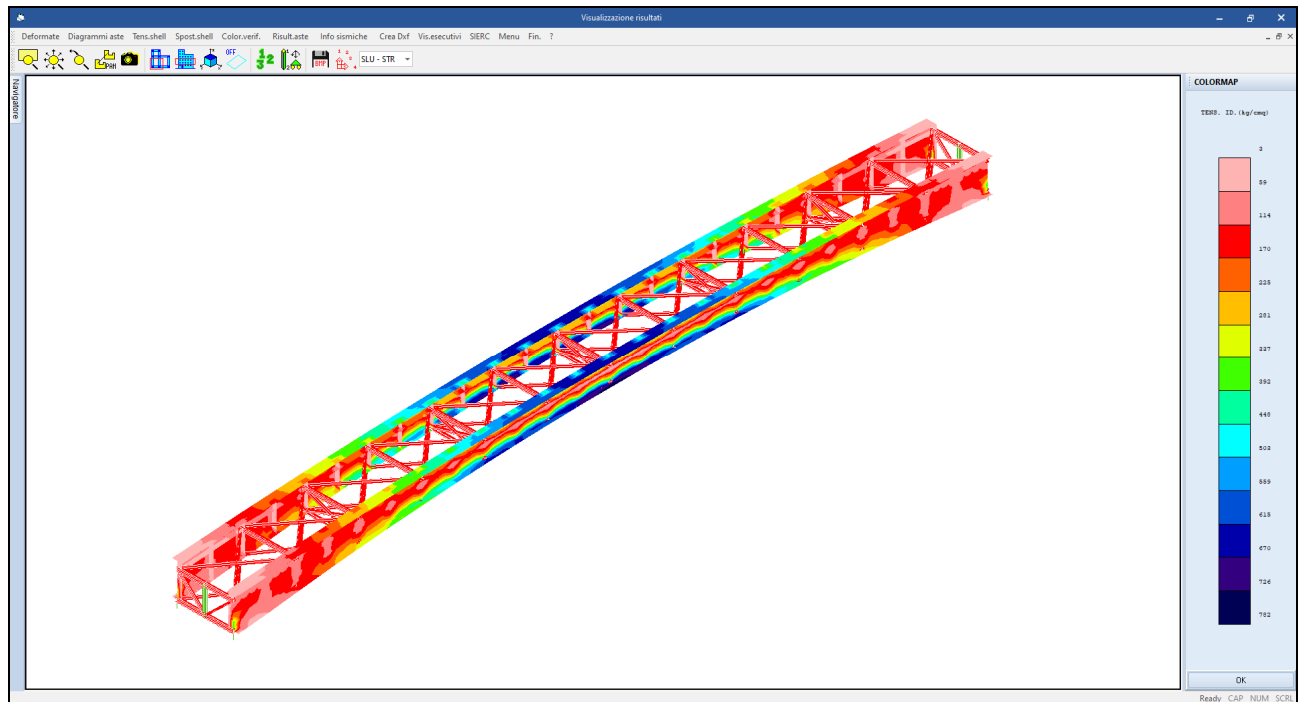
		1,0 Sx + 0,3 Sy + 0,3 Sz			0,3 Sx + 1,0 Sy + 0,3 Sz			0,3 Sx + 0,3 Sy + 1,0 Sz		
		Long (SLU)	Trasv (SLU)	N (SLU)	Long (SLU)	Trasv (SLU)	N (SLU)	Long (SLU)	Trasv (SLU)	N (SLU)
SPALLA 1	Appoggio 1.1	1.370	410	10.535	410	1.370	10.535	410	410	12.250
	Guida 1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Appoggio 1.2	1.370	410	10.535	410	1.370	10.535	410	410	12.250
SPALLA 2	Appoggio 2.1	1.370	410	10.535	410	1.370	10.535	410	410	12.250
	Guida 2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Appoggio 2.2	1.370	410	10.535	410	1.370	10.535	410	410	12.250

4 – VERIFICA STATO TENSIONALE

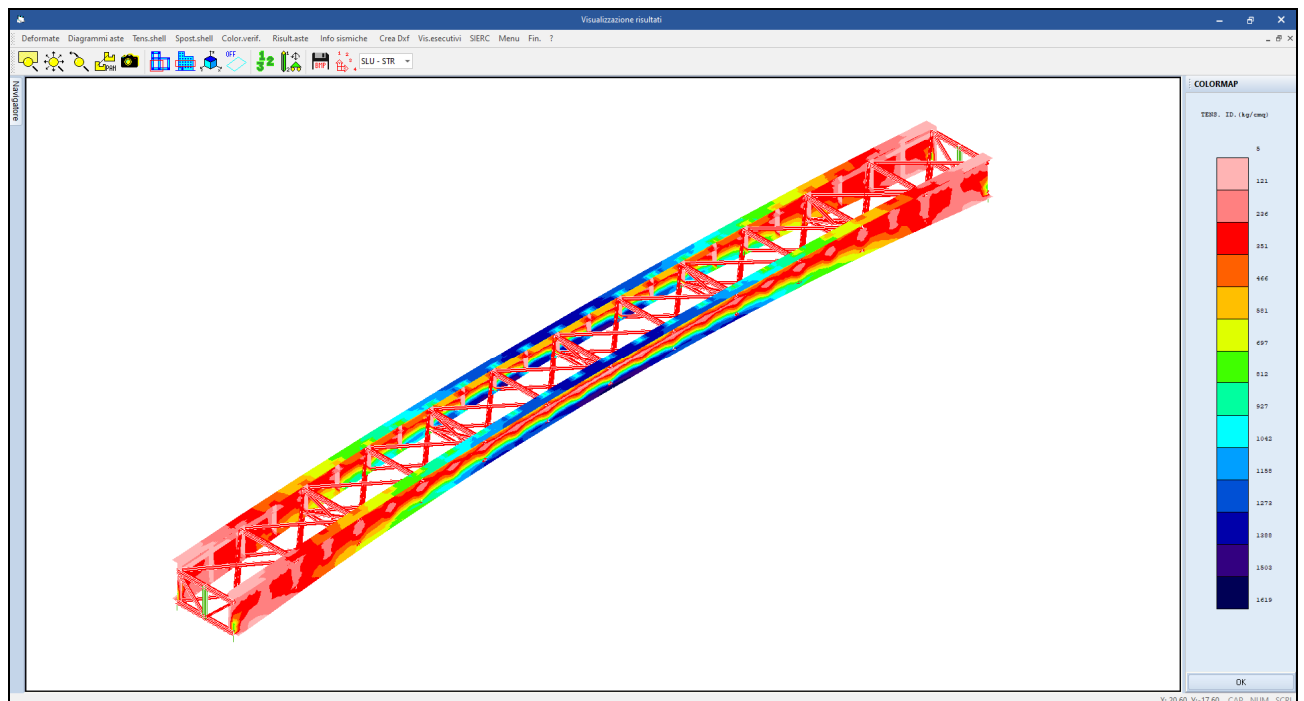
Si esegue la verifica con software della struttura schematizzando nel modello FEM le travi principali come elementi di tipo plate. Si riportano di seguito alcuni degli output grafici di maggior rilievo.

Combinazioni statiche:

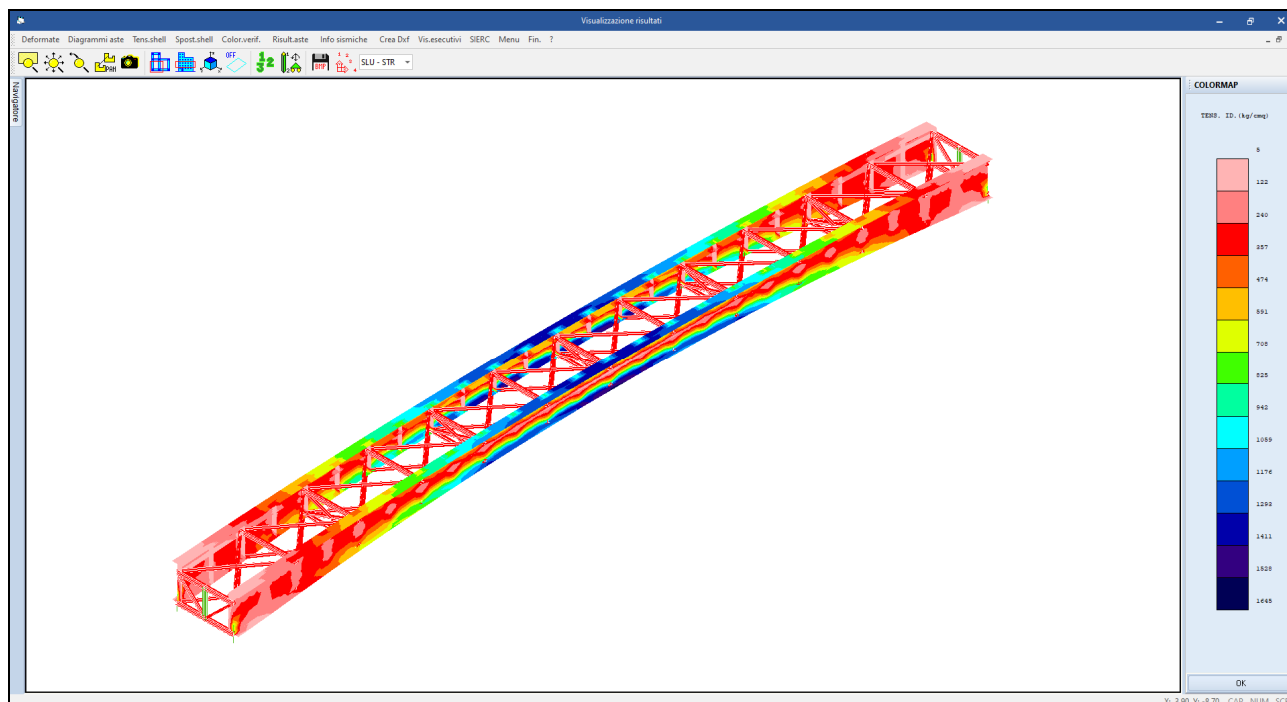
	1	2	3	4
1. PESO PROPRIO	1.35	1.35	1.35	1.35
2. CARICHI PORTATI	1.35	1.35	1.35	1.35
3. FOLLA COMPATTA	0.00	1.50	1.50	0.00
4. VENTO 1	0.00	0.00	.90	1.50
5. VENTO 2	0.00	0.00	.90	1.50
6. COEFF. SIGMA PROFILI	1.00	1.00	1.00	1.00



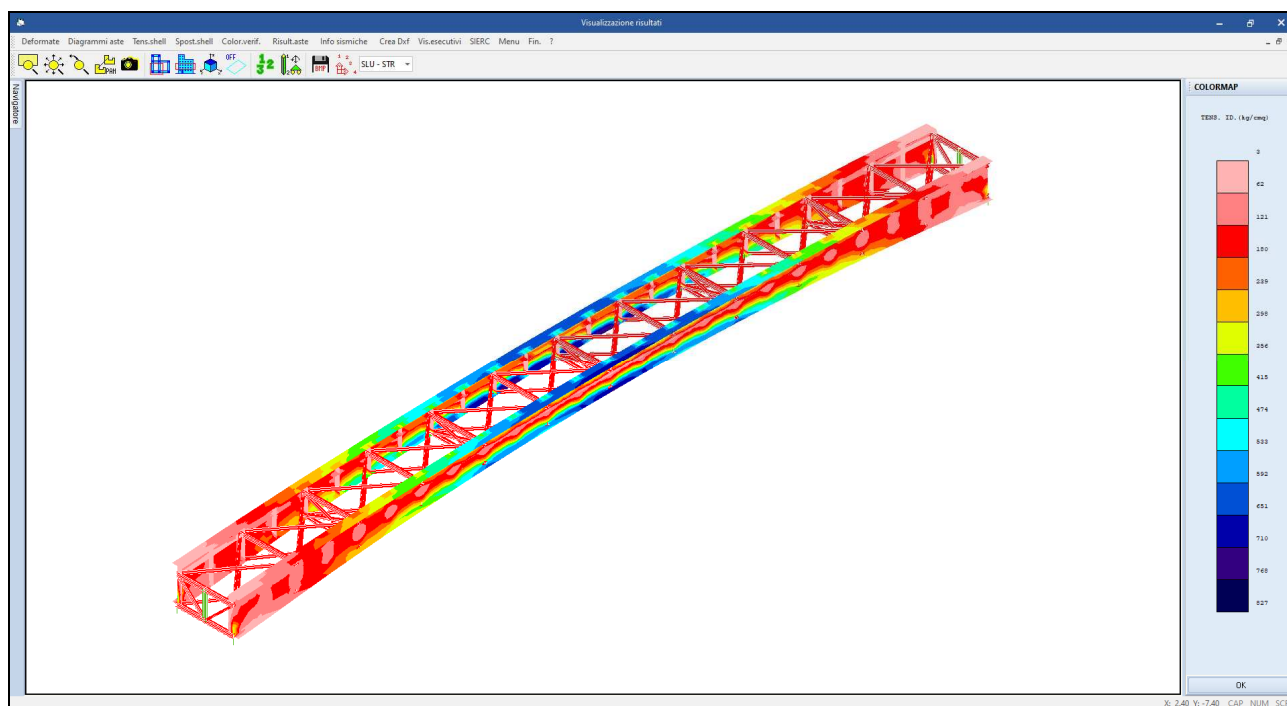
Combinazioni statiche: comb.1 - tensioni ideali



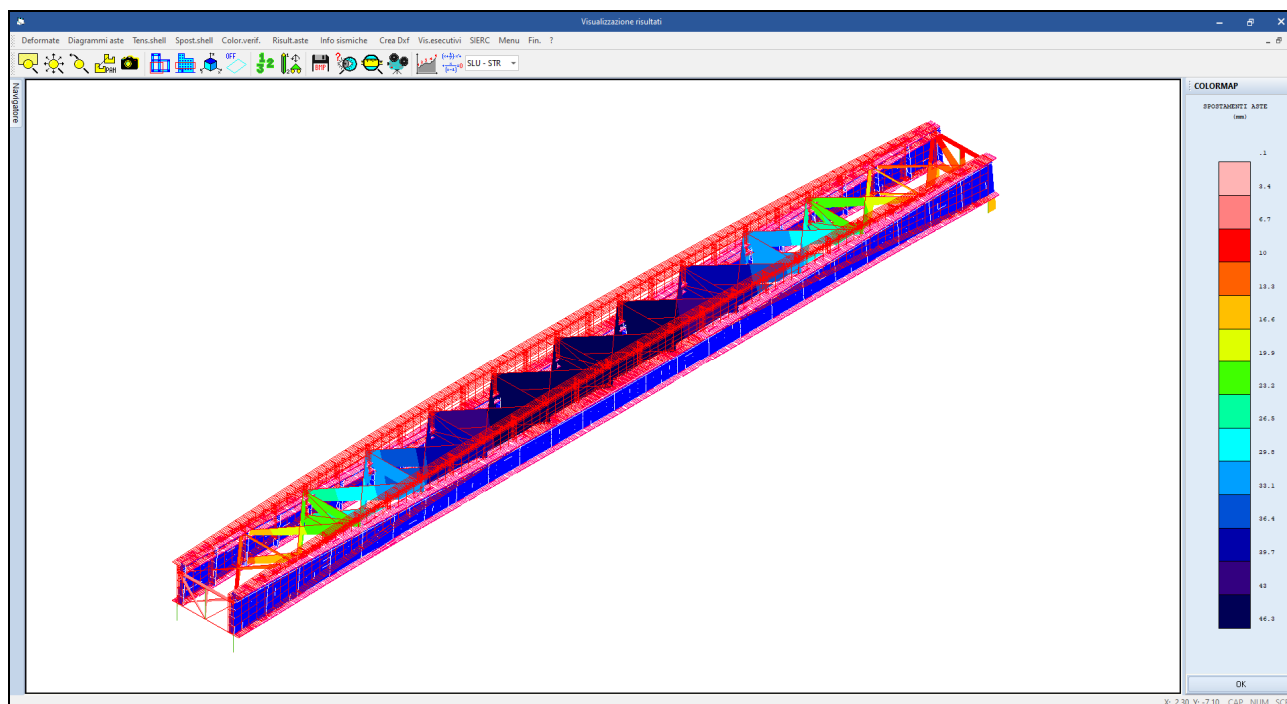
Combinazioni statiche: comb.2 - tensioni ideali



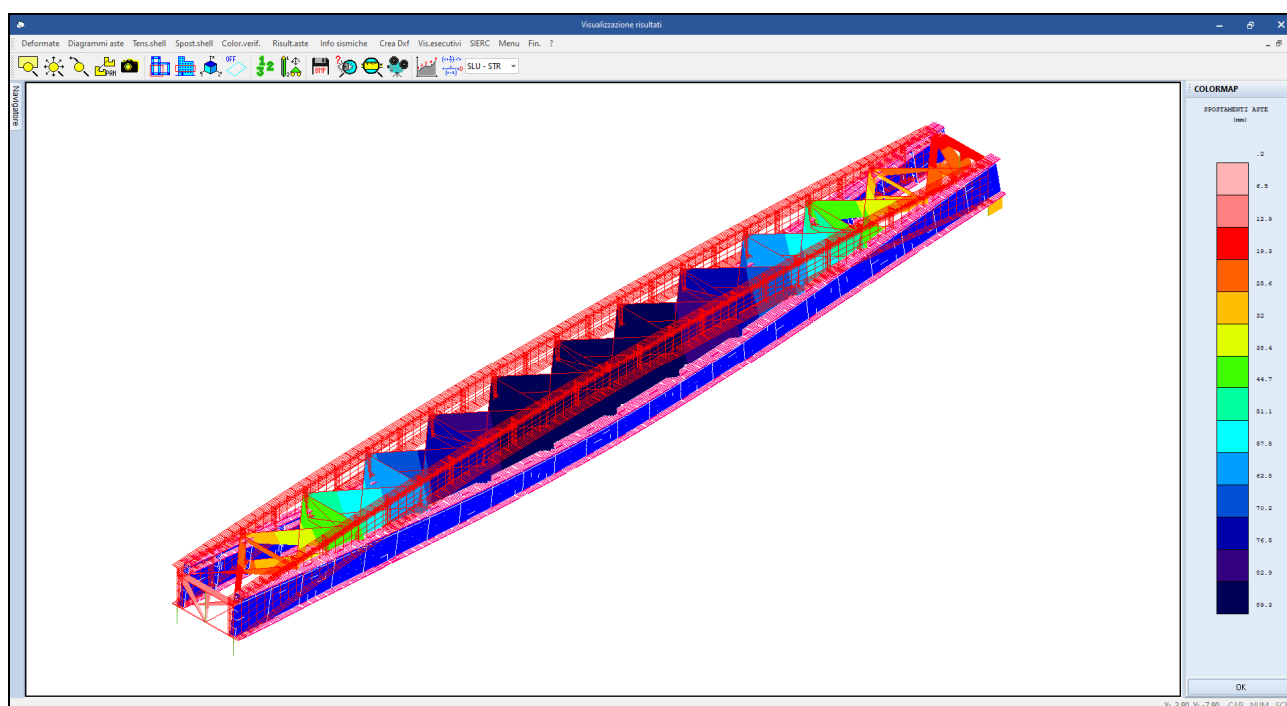
Combinazioni statiche: comb.3 - tensioni ideali



Combinazioni statiche: comb.4 - tensioni ideali



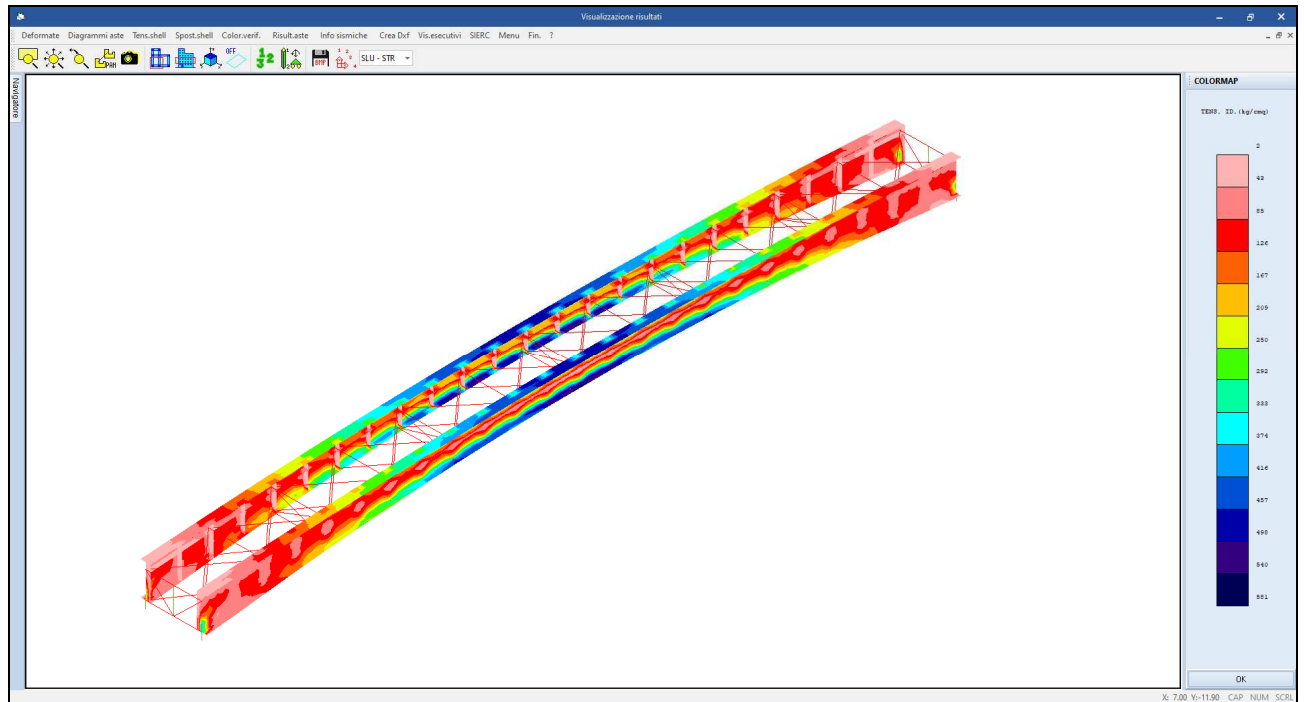
Deformata SLE: P.P. + carichi portati (46 mm)



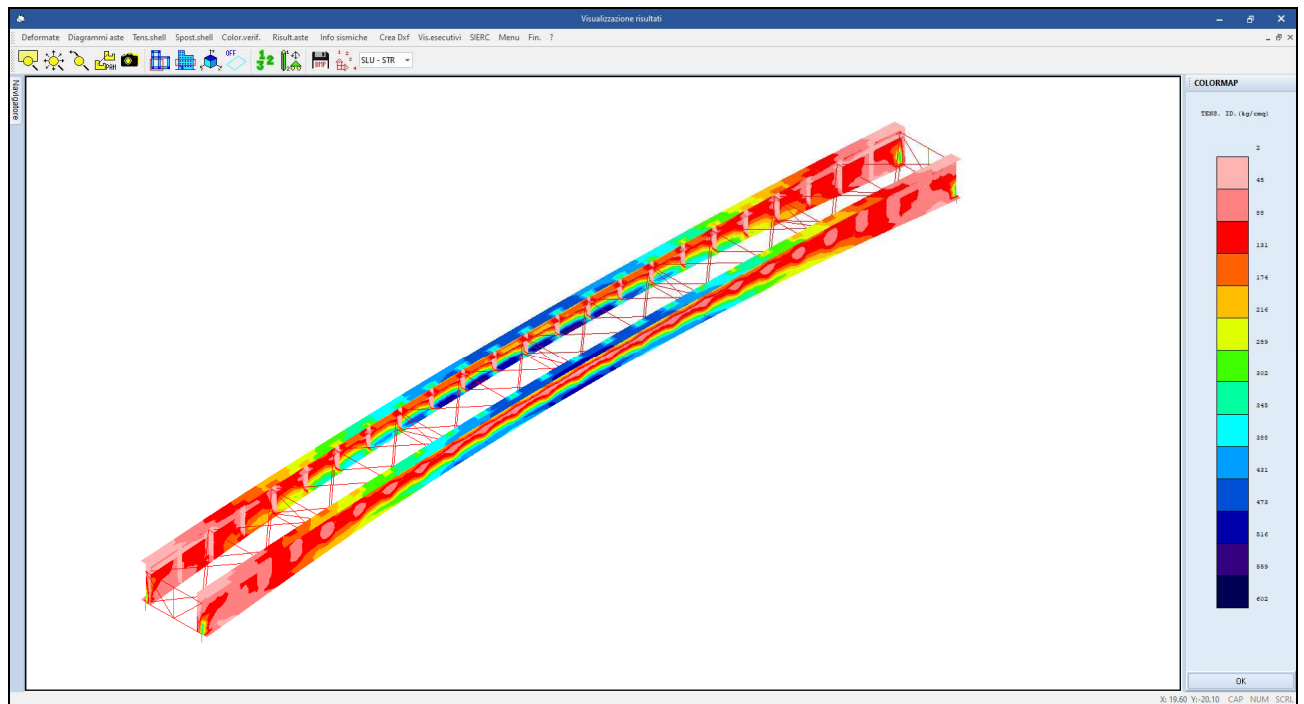
Deformata SLE: P.P. + carichi portati + folla compatta (89 mm)

Combinazioni sismiche:

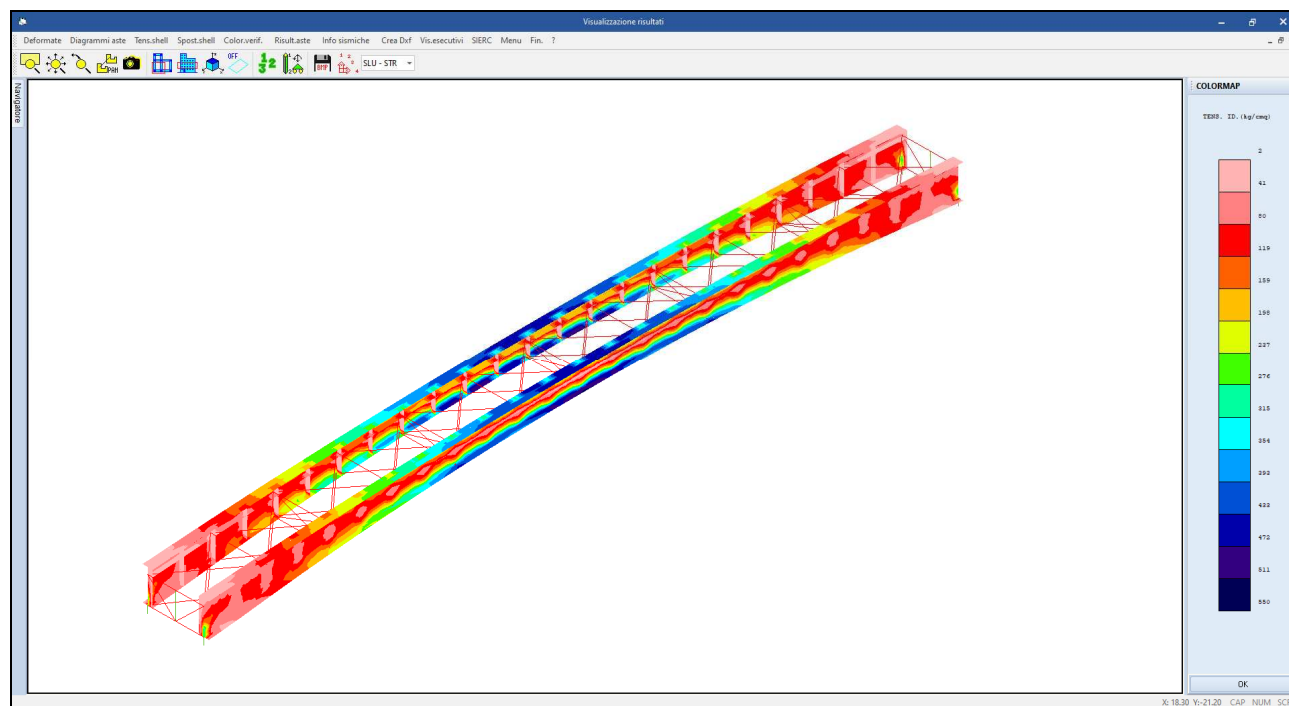
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
1. PESO PROPRIO	1.3	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
2. CARICHI PORTATI	1.5	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3. Sisma direz. grd 0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
4. Sisma direz. grd 90	0.0	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	1.0	1.0	-1.0	-1.0	1.0	1.0	-1.0	-1.0	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
5. Sisma verticale	0.0	0.3	-0.3	-0.3	-0.3	0.3	0.3	-0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-1.0
6. COEFF. SIGMA PROFILI	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0



Combinazioni sismiche: sisma principale x - tensioni ideali



Combinazioni sismiche: sisma principale y - tensioni ideali



Combinazioni sismiche: sisma principale z - tensioni ideali

5 – VERIFICHE LOCALI

5.1 – Verifica all'instabilità per taglio

I pannelli d'anima rettangolari delle travi a pareti piena devono essere verificati nei riguardi dell'instabilità per taglio quando il rapporto altezza spessore h_w/t supera il valore:

$$\frac{h_w}{t} \geq \frac{31}{\eta} \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}$$

per pannelli irrigiditi, dove:

h_w = altezza nervatura = variabile 1270mm ÷ 800mm

t = spessore anima = 15mm

$\eta = 1,20$

$\varepsilon = \sqrt{(235/f_y \text{ (MPa)})} = 0,81$

k_τ = minimo coefficiente di instabilità per taglio del pannello

Per la trave in oggetto, provvista di nervature longitudinali intermedie, si verifica che:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$$

dove:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = \text{contributo resistente dell'anima}$$

$$V_{bf,Rd} = \text{contributo resistente delle piattabande} = 0 \text{ ai fini della sicurezza}$$

riducendo la verifica a:

$$\chi_w \leq \eta$$

dove:

f_{yw} = tensione di snervamento

χ_w = coefficiente di instabilità

$\eta = 1,20$

λ_w = parametro di snellezza

Coefficiente di snellezza	Coefficiente χ_w per montanti d'appoggio rigidi	Coefficiente χ_w per gli altri casi
$\lambda_w < 0,83/\eta$	η	η
$(0,83/\eta) \leq \lambda_w < 1,08$	$0,83/\lambda_w$	$0,83/\lambda_w$
$\lambda_w \geq 1,08$	$1,37/(0,7 + \lambda_w)$	$0,83/\lambda_w$

Nel caso in oggetto:

h_w	altezza pannello	mm	1.270
t	spessore anima	mm	15
a	interasse irrigidimenti	mm	1.250
η	coefficiente parametrico	adim	1,20
σ_E	tensione critica elastica	N/mm ²	26,51
k_τ	coefficiente per l'instabilità a taglio	adim	15,62
λ_w	parametro di snellezza	adim	0,70
χ_w	coefficiente di instabilità	adim	1,18
			$\leq \eta = 1,20$

La verifica risulta soddisfatta.

5.2 – Verifica nervatura trasversale in corrispondenza dell'appoggio

E' previsto un irrigidimento costituito da nervatura trasversale dalle seguenti caratteristiche:

h_w = altezza nervatura = 1270mm

L_w = larghezza nervatura = 180mm

t_w = spessore nervatura = 15mm

Si considera collaborante una parte dell'anima della trave per uno sviluppo di $12 t_a$ per lato della nervatura.

L'irrigidimento viene verificato come soggetto a uno sforzo normale uguale al taglio V agente nella sezione assumendo una lunghezza libera d'inflessione pari all'altezza della nervatura, con:

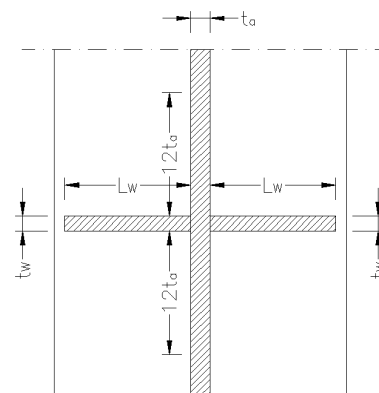
$$V = V_{SLU} = 26.500 \text{ daN}$$

sottoposto alla reazione perpendicolare del vento sul singolo appoggio:

$$F_{\text{vento}} = 1,50 \times 130 \text{ daN/mq} \times 35 \text{ mq} = 6.830 \text{ daN}$$

$$F_{\text{vento_appoggio}} = 3.415 \text{ daN} \text{ applicato all'asse della trave}$$

$$M_{\text{irrigid}} = 2.170 \text{ daNm}$$



f_y	resistenza caratteristica	N/mm ²	355
E	modulo di elasticità	N/mm ²	206.000
γ_{M1}	coefficiente sicurezza	adim	1,10
t_a	spessore anima	mm	15
L_a	larghezza collaborante	mm	375
t_w	spessore nervatura	mm	15
L_w	larghezza nervatura	mm	180
h_w	altezza nervatura	mm	1.270
A	area collaborante	mm ²	11.025
I_y	momento d'inerzia	mm ⁴	6,602E+07
W_y	modulo di resistenza	mm ³	3,521E+05
ρ_y	raggio d'inerzia	mm	77
λ	snellezza	adim	16
N_{cr}	carico critico euleriano	N	83.136.063
$\bar{\lambda}$	snellezza normalizzata	adim	0,21697
α	coefficiente di imperfezione	adim	0,49
Φ	coefficiente di snellezza normalizzata	adim	0,53
χ_{min}	coefficiente di inflessione	adim	0,99
V	taglio in corrispondenza dell'appoggio	daN	26.500
T_{vento}	vento in corrispondenza dell'appoggio	daN	3.415
M_{vento}	vento in corrispondenza dell'appoggio	daNmm	2.168.525
$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{y,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{z,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1$			
0,267			

La verifica risulta soddisfatta.

5.3 – Verifica nervature longitudinali e trasversali intermedie

La trave è dotata di irrigidimenti costituiti da una nervatura longitudinale e da nervature trasversali.

Verifica nervatura longitudinale

E' prevista una sola nervatura longitudinale:

h_L = distanza nervatura dall'orlo superiore = 260mm

L_L = larghezza nervatura = 180mm

T_L = spessore nervatura = 20mm.

Si esegue la verifica dimensionale delle nervature longitudinali secondo CNR 10030/87:

Verifica della snellezza:

λ = snellezza della nervatura nel piano della trave ≤ 70

Verifica della rigidezza:

$$I_L \geq I_{\min,L} = 0,15 \times m_L \times \gamma_L^* \times h_w \times t_a^3$$

dove:

I_L = momento d'inerzia della sezione retta della nervatura calcolato rispetto al piano di attacco;

m_L = coefficiente di forma della nervatura;

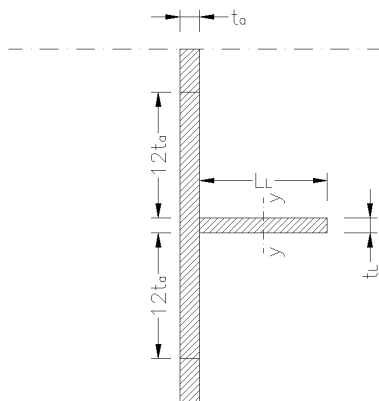
γ_L^* = coefficiente di rigidezza flessionale secondo le tabelle 3.1 della CNR 10030/87 con:

α = rapporto tra interasse nervature trasversali e altezza anima = a / h_w

ψ = rapporto tra tensioni normali = $-1,25 \leq \psi \leq -0,5$ nel caso di flessione semplice

δ_L = rigidezza estensionale della nervatura = $A_L / (h_w \cdot t_a)$

Si considera collaborante una parte dell'anima della trave per uno sviluppo di $12 t_a$ per lato della nervatura.



Considerando il range tra le sezioni in appoggio e in mezzzeria:

$h_w = 1270 \text{ mm}$

$\lambda = 23$

$I_L = 4,661\text{E}+07$

$I_{\min,L} = 1,607\text{E}+07$

$h_w = 800 \text{ mm}$

$\lambda = 23$

$I_L = 4,661\text{E}+07$

$I_{\min,L} = 1,377\text{E}+07$

La verifica risulta soddisfatta.

Verifica nervature trasversali

Sono previste nervature trasversali di irrigidimento ad interasse $a = 1250\text{mm}$:

h_w = altezza nervatura = variabile $1010\text{mm} \div 540\text{mm}$

L_w = larghezza nervatura = 180mm

t_w = spessore nervatura = 15mm .

Si esegue la verifica dimensionale delle nervature trasversali secondo CNR 10030/87:

Verifica della snellezza:

λ = snellezza della nervatura nel piano della trave ≤ 50

Verifica della rigidezza:

$$I_T \geq I_{\min,T} = 0,15 \times \gamma_T^* \times h_w \times t_a^3$$

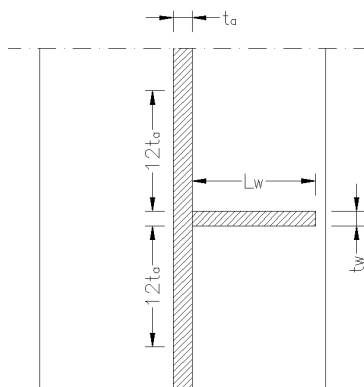
dove:

I_T = momento d'inerzia della sezione retta della nervatura calcolato rispetto al piano di attacco;

γ_T^* = coefficiente di rigidezza flessionale secondo le tabelle 3.1 della CNR 10030/87 con:

α = rapporto tra interasse nervature trasversali e altezza anima $= a / h_w$

Si considera collaborante una parte dell'anima della trave per uno sviluppo di $12 t_a$ per lato della nervatura.



Considerando il range tra le sezioni in appoggio e in mezzera:

$h_w = 1010\text{ mm}$

$\lambda = 19$

$I_T = 4,661\text{E}+07$

$I_{\min,T} = 1,023\text{E}+07$

$h_w = 540\text{ mm}$

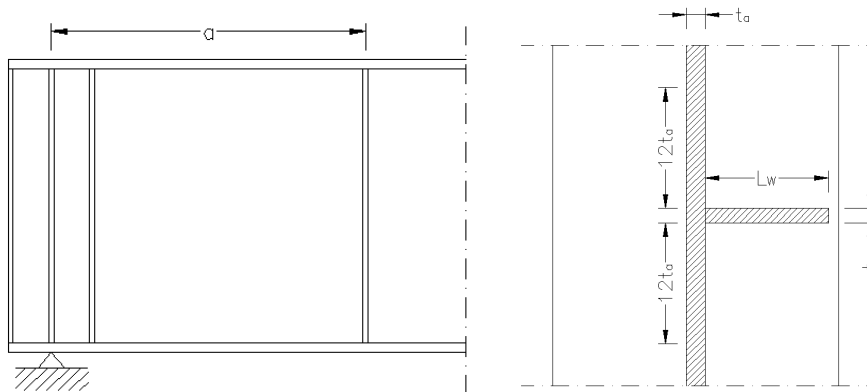
$\lambda = 10$

$I_T = 4,661\text{E}+07$

$I_{\min,T} = 3,281\text{E}+06$

La verifica risulta soddisfatta.

Si verifica la resistenza della nervatura trasversale più sollecitata a taglio (distanza $a = m \ 1,25$ dall'appoggio)
 verificando che σ_{st} = tensione normale nell'irrigidimento $\leq f_{yk} = 355 \text{ MPa}$



Numero di irrigidimenti trasversali	n_{st}	1,00 [-]
Spessore dell'irrigidimento	t_{st}	15,00 [mm]
Altezza in pianta dell'irrigidimento	h_{st}	180,00 [mm]
Larghezza ala collaborante	L_{st}	381,13 [mm]
Posizione baricentro rispetto al bordo anima	z_{st}	38,78 [mm]
Eccentricità rispetto all'asse dell'anima	e	31,28 [mm]
Area della sezione trasversale	A_{st}	8416,91 [mm ²]
Momenti d'inerzia dell'irrigidimento a " T "	$I_{st(T),yy}$	24830576,36 [mm ⁴]
	$I_{st(T),zz}$	69252942,03 [mm ⁴]
Taglio sollecitante ULS	V_{Ed}	228,00 [kN]
Normale sollecitante dovuta al taglio	$N_{Ed,V}$	-2371,26 [kN]
Rapporto a/h_w	a/h_w	1,344 [-]
Momento d'inerzia minimo richiesto	$I_{st,min}$	2606117 [mm ⁴]
Momento d'inerzia dell'irrigidimento	I_{st}	24830576,36 [mm ⁴]
Tensione normale nell'irrigidimento	σ_{st}	281,73 [MPa]

La verifica risulta soddisfatta.

5.4 – Verifica unioni saldate

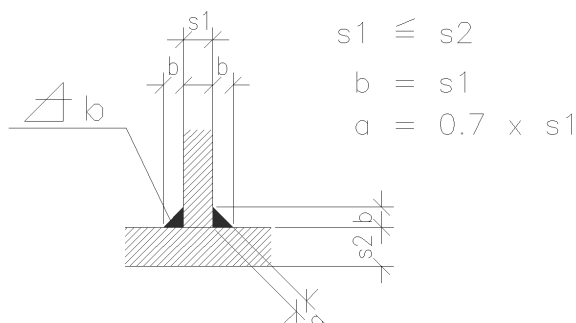
Sono previste saldature:

- 1) trasversali a completa compenetrazione per l'unione dei conci costituenti la trave composta;
- 2) longitudinali a cordone d'angolo per l'unione dell'anima alle ali costituenti la trave composta;

di cui:

- 1) i collegamenti mediante saldatura testa a testa, a T e a croce a piena penetrazione sono generalmente realizzati con materiali d'apporto aventi resistenza uguale o maggiore a quella degli elementi collegati;
- 2) La resistenza di progetto, per unità di lunghezza, dei cordoni d'angolo si determina con riferimento all'altezza di gola "a", cioè all'altezza "a" del triangolo iscritto nella sezione trasversale del cordone stesso.

CORDONI CONTRAPPOSTI



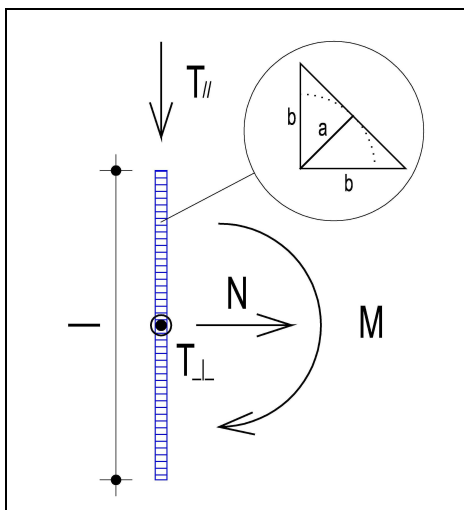
Si verifica pertanto la saldatura a cordone d'angolo in mezzera sottoposta al momento massimo dall'involuppo delle sollecitazioni, considerando che tutto il momento sia assorbito dalle ali e trasmesso all'anima.

$$M_{Ed-mezz} = 177.000 \text{ daNm}$$

$$F_{Ed-mezz} = 177.000 \text{ daNm} / 0,84 \text{ m} = 211.000 \text{ daN}$$

Sollecitazioni	
N (N)	0
$T_{//}$ (N)	2110000
T_{\perp} (N)	0
M (Nmm)	0

Dati saldatura	
Acciaio	S355
b (mm)	15
l (mm)	1000
n° cordoni	2
γ_{M2}	1,25
a (mm)	10,61



f_{yk} (N/mm ²)	355
f_{tk} (N/mm ²)	510

Verifica con formula 4.2.76

$$F_{w,Ed}/F_{w,Rd} \leq 1 \text{ con } F_{w,Rd} = a \cdot f_{tk} / (\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2})$$

β_w	0,9
$f_{vw,d}$ (N/mm ²)	261,732
$F_{T//}$ (N/mm)	1055,000
$F_{T\perp}$ (N/mm)	0,000

$F_{T\text{TOT}}$ (N/mm)	1055,000
$F_{\perp N}$ (N/mm)	0,000
$F_{\perp M}$ (N/mm)	0,000
$F_{\perp\text{TOT}}$ (N/mm)	0,000

$F_{w,Ed}$ (N/mm)	1055,000
$F_{w,Rd}$ (N/mm)	2776,088

S/R	OK
0,380	

Verifica con formula 4.2.78 e 4.2.79

$$\sqrt{(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{//}^2)} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$$

β_1	0,7
β_2	0,85
$t_{//}$ (N/mm ²)	99,4664
t_{\perp} (N/mm ²)	0,0000

$n_{\perp N}$ (N/mm ²)	0,0000
$n_{\perp M}$ (N/mm ²)	0,0000
n_{\perp} (N/mm ²)	0,0000

$\sqrt{(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{//}^2)}$	99,4664
$\beta_1 \cdot f_{yk}$	248,5000

S/R	OK
0,40	

$ n_{\perp} + t_{\perp} $	0,0000
$\beta_2 \cdot f_{yk}$	301,7500

S/R	OK
0,00	

5.5 – Verifica diaframma di spalla

Si verificano traversi e diagonali costituenti il diaframma di spalla.

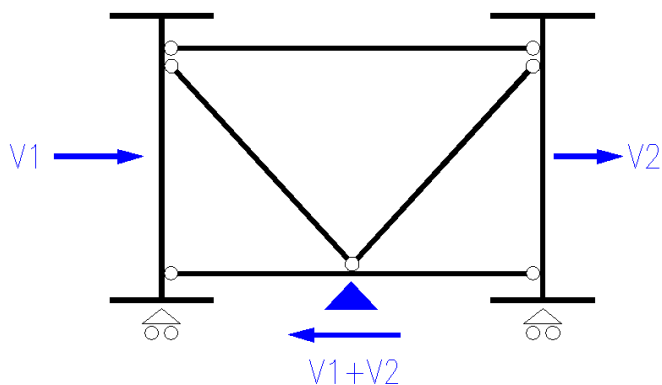
Ai fini della sicurezza, si verifica il traverso inferiore sottoposto ai seguenti carichi:

➤ vento sulle facce della trave:

$$F_{\text{vento } 1} = 1,50 \times 120 \text{ daN/mq} \times 34,50 \text{ mq} / 2 = 3.110 \text{ daN} \quad \text{applicato all'asse della trave}$$

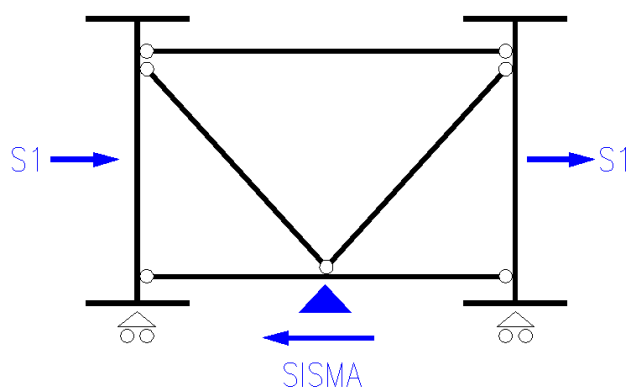
$$F_{\text{vento } 2} = 1,50 \times 60 \text{ daN/mq} \times 34,50 \text{ mq} / 2 = 1.550 \text{ daN} \quad \text{applicato all'asse della trave}$$

$$F_{\text{vento } 1 + 2} = 4.660 \text{ daN} \quad \text{reazione sulla guida a scorrimento longitudinale}$$



➤ sisma a rottura dei fusibili:

$$F_{\text{sisma}} = 10.000 \text{ daN} \quad \text{reazione sulla guida a scorrimento long.}$$



considerando quindi, ai fini della sicurezza, che:

- il traverso inferiore sia sottoposto a $F_{\text{SLU}} = 10.000 \text{ daN}$;
- il traverso inferiore sia sottoposto a $F_{\text{SLU}} = 10.000 \text{ daN}$
- i diagonali siano sottoposti a $F_{\text{SLU}} = 10.000 \text{ daN} / 2 = 5.000 \text{ daN}$

Verifica traversi:

I traversi sono costituiti da 2 profili UPN 120x55x7 accoppiati, luce netta 1750 mm, sottoposto al carico di punta $F_{SLU} = 10.000 \text{ daN} = 100 \text{ kN}$.

Si considera come lunghezza libera d'inflessione l'intera luce.

The screenshot shows the 'Profili U' software interface. The 'Tipo Profilo' is set to 'UPN'. The 'Acciaio' is 'S355 (Fe510)' with $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ and $f_u = 510 \text{ N/mm}^2$. The 'Lunghezze di libera inflessione [m]' are $l_{0y} = 1,75$ and $l_{0z} = 1,75$. The 'Aggiorna Tabella' button is highlighted. The table below lists the properties of various UPN profiles, with UPN 120 selected.

designation	g (kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)	r
UPN 80	8,6	80	45	6,00	8,00	8,00	
UPN 100	10,6	100	50	6,00	8,50	8,50	
UPN 120	13,4	120	55	7,00	9,00	9,00	
UPN 140	16,0	140	60	7,00	10,00	10,00	
UPN 160	18,8	160	65	7,50	10,50	10,50	
UPN 180	22,0	180	70	8,00	11,00	11,00	
UPN 200	25,3	200	75	8,50	11,50	11,50	

The '2 UPN 120' configuration is selected. The calculated properties are:

- $N_{by,Rd} [kN] = 971,7$
- $N_{bz,Rd} [kN] = 796,9$
- $V_{ply,Rd} [kN] = 333,4$
- $M_{oy,Rd} [kNm] = 49,09$
- $M_{oz,Rd} [kNm] = 29,95$
- $V_{plz,Rd} [kN] = 386,5$

The 'Classe Sezione' is set to 'Compressione 1'. The 'Flessione My' and 'Flessione Mz' are both set to '1'.

Le sollecitazioni massime sono sempre inferiori a quelle resistenti $N_{by,Rd}$ e $N_{bz,Rd}$.

La verifica risulta soddisfatta.

Il traverso inferiore viene imbullonato agli irrigidimenti trasversali mediante 2 + 2 bulloni M20, ciascuna unione sopporta un taglio pari a $10.000 \text{ daN} / 2 = 5.000 \text{ daN}$, quindi per ogni bullone si ha una forza di taglio $F_{v,Ed} = 2.500 \text{ daN}$.

Sollecitazioni	
$F_{v,Ed} \text{ (N)}$	25.000
$F_{t,Ed} \text{ (N)}$	0

Verifica di resistenza

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}}$$

0,266

$F_{v,Rd} \text{ (N)}$	94080
$F_{t,Rd} \text{ (N)}$	141120

$$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}}$$

0,000

La verifica risulta soddisfatta.

Verifica diagonale:

La diagonale è costituita da 2 profili UPN 80x45x6 accoppiati, luce netta 1400 mm, sottoposto al carico di punta $F_{SLU} = 10.000 \text{ daN} / 2 = 5.000 \text{ daN} = 50 \text{ kN}$.

Si considera come lunghezza libera d'inflessione l'intera luce.

The screenshot shows the 'Profili U' software interface. The 'Tipo Profilo' is set to 'UPN'. The material is 'Acciaio S355 (Fe510)' with $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ and $f_u = 510 \text{ N/mm}^2$. The length of free inflection is $l_{0y} = 1,4 \text{ m}$ and $l_{0z} = 1,4 \text{ m}$. The table below shows the properties of the selected UPN 80 profile:

designation	g (kg/m)	h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r ₁ (mm)	r ₂ (mm)
UPN 80	8,6	80	45	6,00	8,00	8,00	4
UPN 100	10,6	100	50	6,00	8,50	8,50	5
UPN 120	13,4	120	55	7,00	9,00	9,00	6
UPN 140	16,0	140	60	7,00	10,00	10,00	7
UPN 160	18,8	160	65	7,50	10,50	10,50	8
UPN 180	22,0	180	70	8,00	11,00	11,00	9
UPN 200	25,3	200	75	8,50	11,50	11,50	10

The calculated section properties and stresses for 2 UPN 80 are:

Property	Value
$N_{by,Rd}$ [kN]	588,1
$N_{bz,Rd}$ [kN]	558,7
$V_{ply,Rd}$ [kN]	192,1
$M_{cy,Rd}$ [kNm]	21,50
$M_{cz,Rd}$ [kNm]	18,23
$V_{plz,Rd}$ [kN]	281,1
g (Kg/m)	17,28
h (mm)	80
b (mm)	45
t_w (mm)	6
t_f (mm)	8
r_1 (mm)	8
r_2 (cm)	4
A (cm ²)	22
I_y (cm ⁴)	212
I_z (cm ⁴)	171,1
W_y (cm ³)	53
W_z (cm ³)	31,11
$W_{pl,y}$ (cm ³)	63,6
$W_{pl,z}$ (cm ³)	53,93
i_y (cm)	3,1
i_z (cm)	2,789
IT (cm ⁴)	?
I_w (cm ⁶)	?

The 'Classe Sezione' is set to 'Compressione 1', 'Flessione My 1', and 'Flessione Mz 1'.

Le sollecitazioni massime sono sempre inferiori a quelle resistenti $N_{by,Rd}$ e $N_{bz,Rd}$.

La verifica risulta soddisfatta.

La diagonale viene imbullonata agli irrigidimenti trasversali mediante 2 bulloni M20, ciascuna unione sopporta un taglio pari a 5.000 daN, quindi per ogni bullone si ha una forza di taglio $F_{v,Ed} = 2.500 \text{ daN}$.

Sollecitazioni	
$F_{v,Ed}$ (N)	25000
$F_{t,Ed}$ (N)	0

Verifica di resistenza

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}}$$

0,266

$F_{v,Rd}$ (N)	94080
$F_{t,Rd}$ (N)	141120

$$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}}$$

0,000

La verifica risulta soddisfatta.

5.6 – Verifica grigliato strutturale

Verifica sotto carico pedonale

Si verifica il grigliato strutturale $i=30 \times 60$ piatto portante $h=50$ mm sp. 4 mm $i=30$ mm, in appoggio alle travi longitudinali, luce netta 1750 mm, sottoposto ad un carico pedonale di Classe 1 (600 daN/m, impronta di carico 100×100 cm). Il calcolo viene eseguito con software dedicato.

PORTATA DI PANNELLI IN GRIGLIATO CON CARICO UNIFORMEMENTE DISTRIBUITO

BEARING LOAD OF GRATING WITH DISTRIBUTED LOAD

Dati input

Tipo pannello / Panel type		appoggiato agli estremi / support to extremity		
Tipo Grigliato Grating type	Altezza piatto portante / Bearing plate height	h	50	mm
	Spessore piatto portante / Bearing plate thickness	b	4	mm
	Maglia (interasse piatti) / Distance between bearing plates	t	30	mm
	Maglia (interasse traversini) / Distance between transverse bars	i	60	mm
Param.geom. Geometric P.	Luce libera tra gli appoggi / Distance between panel supports	L	1750	mm
Impronta Tread	Impronta x metro quadrato / Tread for sq.m.	S	1000	mm
Carico Load	Classe di carico / Class of load	Classe	1	mm
	Carico applicato / Load applied	Qd	600	daN/m ²
Param. Generali General P.	Freccia (1/200 rispetto alla luce netta; max. 5mm) Camber (1/200*L; max 5mm)	famm	5.00	mm
	Tensione snervamento	s _{sn}	2350	daN/cm ²
	Coeff.sicurezza resistenza delle membrature e stabilità	g _{MO}	1.05	#
	Coeff.parziale per le azioni nelle verifiche SLU	g _Q	1.5	#
	Tensione confronto / Stress compared	s _c	2238	daN/cm ²
	Modulo di elasticità / Modulus of elasticity	E	2100000	daN/cm ²

Dati output

Valori	Numero piatti sollecitati	n	33.33	nr.
	Modulo resistenza di flessione	W _x	55.6	cm ³
	Momento massimo flettente applicato	M _{mf}	229.7	daN*m
	Carico max resistente ammissibile su sigma	Q _{amm.s}	2165	daN/m ²
	Carico max resistente ammissibile su freccia	Q _{amm.f}	1194	daN/m ²
	Momento Inerzia	J _x	138.9	cm ⁴

Risultati / Results

Carico max Max load	Carico massimo applicabile / Max load applicable	Q _{appl.}	1194	daN/m ²
Freccia Camber	Freccia sotto carico applicato / Camber with load applied	f	5.00	mm
Peso grigliato Weight	Peso grigliato grezzo (approssimato) / Weight ungalvanized	Peso _{grezzo}	54.9	daN/m ²
	Peso grigliato zincato (approssimato) / Weight galvanized	Peso _{zincato}	58.2	daN/m ²

Verifiche / Checks

Carichi / Loads	(Q _c < Q _{appl.s})	Verificato	Verified
Freccia / Camber	(f < f _{amm})	Verificato	Verified

La verifica risulta soddisfatta.

Verifica al passaggio di un mezzo

Si verifica il grigliato strutturale $i=30 \times 60$ piatto portante $h=50$ mm sp. 4 mm $i=30$ mm, in appoggio alle travi longitudinali, luce netta 1750 mm, sottoposto ad un asse pari a 2 t (singola ruota $P=1000$ daN, impronta di carico 40×40 cm).

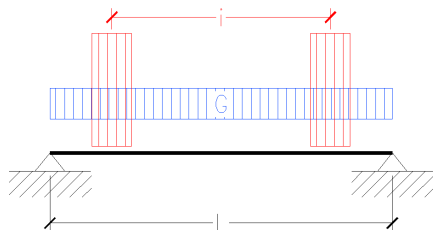
Si considerano i seguenti carichi:

$$P_1 = P_2 = 1000 \text{ daN impr. } 40 \times 40 \text{ cm interasse } 1,50 \text{ m;}$$

$$P_{SLU} = 1,35 \times 1000 \text{ daN} / 0,40 \text{ m} = 3.375 \text{ daN/ml}$$

$$q_1 + q_2 = \text{grigliato (60 daN/mq)} + \text{tavolato (25 daN/mq)} \times \text{largh. } 40 \text{ cm} = 35 \text{ daN/ml}$$

$$q_{SLU} = 1,50 \times 35 \text{ daN/ml} = 52,5 \text{ daN/ml}$$



Ai fini della sicurezza si assume uno schema di doppio appoggio: si ottengono i seguenti risultati:

in mezzera: $M_{Ed\text{-mezz}} = 550 \text{ daNm}$

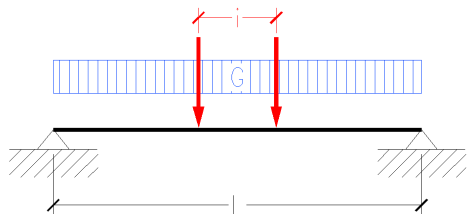
$$W_{x-40\text{cm}} = 1,70 \text{ cm}^3 \times 14 = 23,8 \text{ cm}^3$$

$$f_{Ed} = M_{Ed\text{-mezz}} / W_x = 550 \text{ daNm} / 23,8 \text{ cm}^3 = 2.310 \text{ daN/cm}^2 < f_{Rd}$$

La verifica risulta soddisfatta.

5.7 – Verifica trave longitudinale al passaggio di un automezzo

La trave, schematizzata come unica campata su semplici appoggi di estremità, viene verificata sotto i seguenti carichi :



CARICHI PERMANENTI

Peso proprio: var. 510 (appoggio) ÷ 440 (mezzera) daN/ml

CARICHI PORTATI

Traversi, corrimano e parapetti: 100 daN/ml

Grigliato strutturale: 75 daN/ml

Tavolato in legno composito: 25 daN/ml

TOT 200 daN/ml

CARICHI VARIABILI

Veicolo 4 t, n. 2 assi 2.000 daN/asse, interasse 3 m:

singola ruota $P = 1.000$ daN, impronta di carico 40×40 cm.

Si verifica la trave a Stato Limite Ultimo sotto i seguenti carichi:

$$Q_{SLU-1} = 1,35 * (510 \div 440) \text{ daN/ml} = 690 \div 595 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{SLU-2} = 1,50 * 200 \text{ daN/ml} = 300 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{SLU-3} = 1,35 * (1.000 / 0,40) \text{ daN/ml} = 3.375 \text{ daN/ml interasse m 3,00}$$

Verifica al momento massimo in campata centrale (positivo):

$$M_{\max} = 123.420 \text{ daNm}$$

$$f_d = M_{\max} / W_x = 123.420 \text{ daNm} / 14.293 \text{ cm}^3 = 860 \text{ daN/cm}^2 < f_{ydu}$$

La verifica risulta soddisfatta.

5.8 – Verifica montanti corrimano

Si verifica il montante HEA120 ad interasse m 2,50 sottoposto ad un carico orizzontale di 200 daN/ml ad un'altezza di m 1,50 per lo sviluppo dell'interasse:

$$\text{in sommità: } P_{Ed} = 1,50 * (200 \text{ daN/ml} * 2,50 \text{ m}) = 750 \text{ daN}$$

$$\text{alla base: } M_{Ed\text{-base}} = P_E * l = 750 \text{ daN} * 1,50 \text{ m} = 1.125 \text{ daNm}$$

$$f_{Ed} = M_{Ed\text{-base}} / W_x = 1.125 \text{ daNm} / 106,0 \text{ cm}^3 = 1.060 \text{ daN/cm}^2 < f_{Rd}$$

Si verifica la piastra di attacco alla base, dim. H = cm 20,0 x sp. = cm 1,5:

$$\text{all'attacco: } f_{Ed} = M_{Ed\text{-base}} / W_x = 1.125 \text{ daNm} / 100,0 \text{ cm}^3 = 1.125 \text{ daN/cm}^2 < f_{Rd}$$

Si verifica la bullonatura costituita da 2 bulloni M14 Cl. 8.8 interasse cm 12,0:

$$\text{taglio: } f_{vEd} = M_{Ed\text{-base}} / \text{int.} = 9.375 \text{ daN} / 2 = 4.690 \text{ daN} < f_{vRd}$$

La verifica risulta soddisfatta.