

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J84H17000930009

**U.O. INFRASTRUTTURE NORD**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA  
TRATTA PIADENA - MANTOVA**

Nuova passerella ciclo-pedonale al km 83+906

IV37

Relazione di calcolo Impalcato

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

N M 2 5    0 3    D    2 6    C L    I V 3 7 0 7    0 0 1    A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Prima Emissione	G. Coppa 	Aprile 2020	A. Malcangi 	Aprile 2020	M. Berlingieri 	Aprile 2020	A. Perigo 06/05/2020 

File: NM2503D26CLIV0007001A.doc

n. Elab.:

## INDICE

1	PREMESSA .....	4
2	RIFERIMENTI NORMATIVI .....	5
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI .....	6
3.1	CALCESTRUZZO .....	6
3.2	ACCIAIO.....	6
3.2.1	Acciaio per cemento armato.....	6
3.2.2	Acciaio da carpenteria metallica .....	7
4	ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO .....	8
4.1	CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G1).....	8
4.2	CARICHI PERMANENTI PORTATI (NON STRUTTURALI) (G2).....	8
4.3	AZIONI VARIABILI (Q1).....	9
4.4	AZIONE DEL VENTO (Q5) .....	9
4.4.1	Categoria di esposizione .....	11
4.4.2	Coefficienti dinamico.....	13
4.4.3	Coefficiente di topografia.....	13
4.4.4	Coefficiente di forma .....	14
4.4.5	Pressione del vento.....	14
4.5	AZIONE SISMICA (Q6).....	15
4.5.1	Vita nominale .....	15
4.5.2	Classe d'uso .....	15
4.5.3	Periodo di riferimento .....	16
4.5.4	Valutazione dei parametri di pericolosità sismica .....	16
4.5.5	Caratterizzazione sismica del terreno .....	17
4.5.5.1	Categorie di Sottosuolo.....	17
4.5.5.2	Condizioni topografiche.....	17
4.5.5.3	Amplificazione Stratigrafica e Topografica .....	18

4.5.6	<i>Parametri sismici di calcolo</i> .....	19
4.5.7	<i>Applicazione del sisma</i> .....	21
5	COMBINAZIONI DI CARICO .....	22
6	MODELLAZIONE STRUTTURALE .....	24
6.1	CARICHI APPLICATI.....	25
7	SOLLECITAZIONI IMPALCATO .....	28
8	VERIFICHE DELLE TRAVI DI IMPALCATO .....	29
8.1	TRAVE PRINCIPALE .....	29
8.2	TRAVERSO CORRENTE HE160A.....	32
8.3	TRAVERSO SU SPALLA HE 400A .....	35
9	VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ.....	38
10	ANALISI FREQUENZE PROPRIE DI VIBRAZIONE PASSERELLA .....	39
11	VERIFICA SOLETTA IN DIREZIONE TRASVERSALE.....	41
12	SINTESI SCARICHI APPOGGI .....	43
13	GIUNTI DI DILATAZIONE .....	43
13.1	SPOSTAMENTI .....	43
13.2	CORSA DEGLI APPARECCHI DI APPOGGIO MOBILI.....	46
13.3	ESCURSIONE DEI GIUNTI.....	46
13.4	AMPIEZZA DEI VARCHI .....	46

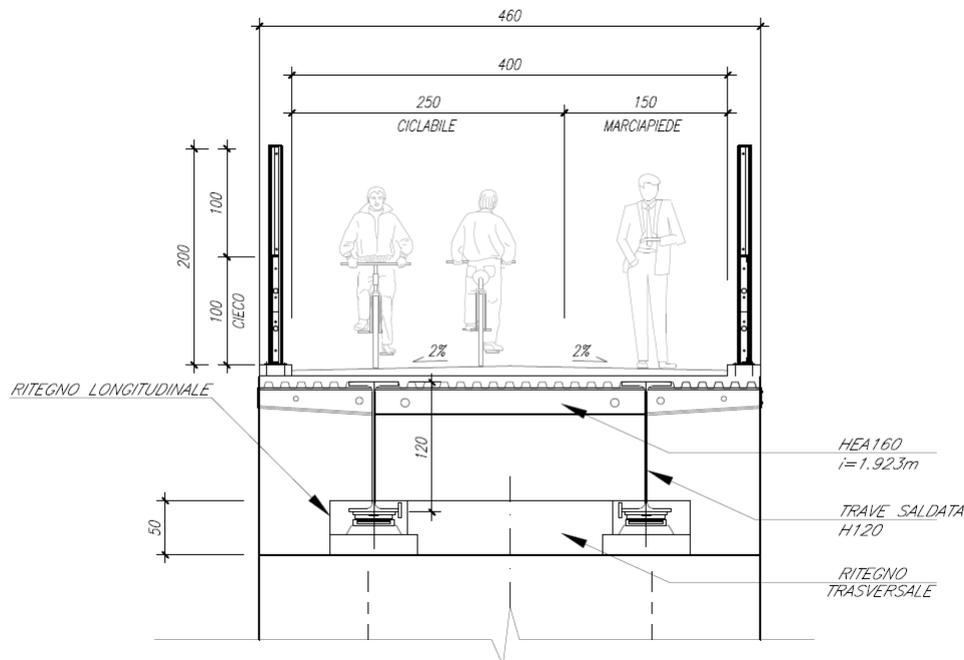
## 1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo viene emessa nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici relativi al Progetto definitivo del Raddoppio Ferroviario Codogno-Cremona-Mantova e riguarda il dimensionamento dell'impalcato metallico della passerella pedonale IV37, ubicata al km 83+906.38.

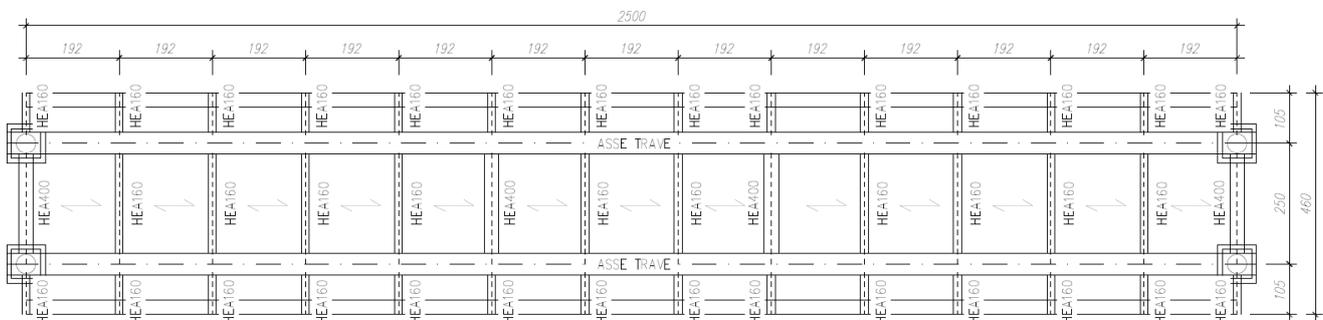
L'impalcato prevede una struttura in acciaio costituita da due travi metalliche collegate mediante connettori al solaio con lamiera grecata di tipo HI-BOND con spessore 1 mm e getto di completamento di spessore di 6cm. Il profilo longitudinale presenta travi ad altezza costante di 120 cm, poste ad interasse 250cm.

La luce netta, in asse appoggi, è di 25,00m mentre la altezza totale dell'impalcato è di 4,60m.

La geometria delle sezioni trasversali dell'impalcato è riportata nelle figure seguenti:



*Figura 1 - Sezione trasversale tipo dell'impalcato: sezione corrente*



*Figura 2 Carpenteria impalcato*

Le strutture sono progettate coerentemente con quanto previsto dalla normativa vigente, Norme Tecniche delle Costruzioni 2018.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA</b> <b>TRATTA PIADENA - MANTOVA</b>					
	IV37-Relazione di calcolo Impalcato	COMMESSA <b>NM25</b>	LOTTO <b>03 D 26</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>IV 37 07 001</b>	REV. <b>A</b>

## 2 RIFERIMENTI NORMATIVI

L'analisi dell'opera e le verifiche degli elementi strutturali sono state condotte in accordo con le vigenti disposizioni legislative e in particolare con le seguenti norme e circolari:

- D.M. 17 gennaio 2018 - Norme Tecniche per le Costruzioni;
- Circolare 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'applicazione dell'“Aggiornamento delle Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018;
- UNI EN 1992-1-1 “Progettazione delle strutture di calcestruzzo
- Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 C "MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI. PARTE II – SEZIONE 2. PONTI E STRUTTURE"
- Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;
- Regolamento (UE) N. 1300/2014/UE Specifiche Tecniche di Interoperabilità per l'accessibilità del sistema ferroviario dell'Unione europea per le persone con disabilità e le persone a mobilità ridotta del 18/11/2014, modificato con il Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/772 della Commissione del 16 maggio 2019;
- Regolamento (UE) N° 1303/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alla specifica tecnica di interoperabilità concernente la “sicurezza nelle gallerie ferroviarie” del sistema ferroviario dell'Unione europea, rettificato dal Regolamento (UE) 2016/912 del 9 giugno 2016 e modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;
- Regolamento UE N. 1301/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «Energia» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di Esecuzione (UE) 2018/868 del 13 giugno 2018 e dal successivo Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;
- Regolamento (UE) N. 2016/919 della Commissione del 27 maggio 2016 relativo alla specifica tecnica di interoperabilità per i sottosistemi "controllo-comando e segnalamento" del sistema ferroviario nell'Unione europea modificata con la Rettifica del 15 giugno 2016 e dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;
- REGOLAMENTO DI ESECUZIONE (UE) 2019/772 DELLA COMMISSISONE del 16 maggio 2019 che modifica il regolamento (UE) n. 1300/2014 per quanto riguarda l'inventario delle attività al fine di individuare le barriere all'accessibilità, fornire informazioni agli utenti e monitorare e valutare i progressi compiuti in materia di accessibilità;
- REGOLAMENTO DI ESECUZIONE (UE) 2019/776 DELLA COMMISSISONE del 16 maggio 2019 che modifica i regolamenti (UE) n. 321/2013, (UE) n. 1299/2014, (UE) n. 1301/2014, (UE) n. 1302/2014, (UE) n. 1303/2014 e (UE) 2016/919 della Commissione e la decisione di esecuzione 2011/665/UE della Commissione per quanto riguarda l'allineamento alla direttiva (UE) 2016/797 del Parlamento europeo e del Consiglio e l'attuazione di obiettivi specifici stabili nella decisione delegata (UE) 2017/1471 della Commissione.

### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

I materiali utilizzati nella realizzazione delle strutture in funzione della utilizzazione sono descritti in seguito.

#### 3.1 Calcestruzzo

Per il getto in opera si adotta un calcestruzzo con le caratteristiche riportate di seguito:

Classe d'esposizione: XC4

C32/40  $f_{ck} \geq 32$  MPa  $R_{ck} \geq 40$  MPa

Classe minima di consistenza: S4

In accordo con le norme vigenti, risulta per il materiale in esame:

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	$R_{ck}$	40	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	33.20	N/mm <sup>2</sup>
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	41.20	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd} \text{ (Breve durata)} = f_{ck} / 1.5$	22.13	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} \text{ (Lungo durata)} = 0.85 f_{cd}$	18.81	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3} [R_{ck} < 50/60]$	3.10	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk,0,05} = 0.7 f_{ctm}$	2.17	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm}$	3.72	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk,0,05} / 1.5$	1.45	N/mm <sup>2</sup>
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	33643	N/mm <sup>2</sup>

#### 3.2 Acciaio

##### 3.2.1 Acciaio per cemento armato

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata in acciaio con le seguenti caratteristiche meccaniche:

acciaio	B450C
tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 450$ N/mm <sup>2</sup> ;
tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} = 540$ N/mm <sup>2</sup> ;
resistenza di calcolo a trazione	$f_{yd} = 391,30$ N/mm <sup>2</sup> ;
modulo elastico	$E_s = 206.000$ N/mm <sup>2</sup> .

Tensioni di progetto dell'acciaio allo S.L.E.

Per l'acciaio avente caratteristiche corrispondenti a quanto indicato al Cap. 11 del D.M.2018, la tensione massima,  $\sigma_s$  per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:  $\sigma_s < 0,75 f_{yk} = 0,75 \cdot 450 = 337,50 \text{ N/mm}^2 \rightarrow$  tensione massima di esercizio per l'acciaio.

### 3.2.2 Acciaio da carpenteria metallica

Acciaio S355:

Tensione di snervamento	$f_{yk} \leq 355 \text{ N/mm}^2$ ;
Tensione di rottura	$f_{tk} \leq 510 \text{ N/mm}^2$ ;
Modulo elastico	$E = 210.000 \text{ N/mm}^2$ ;
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0,3$ ;
Modulo di elasticità trasversale	$G = E / [2 (1 + \nu)] = 80769.23 \text{ N/m}^2$ ;
Coefficiente di espansione termica lineare	$\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$ (per T fino a 100 °C);
Densità	$\rho = 7.850 \text{ kg/m}^3$ .

#### 4 ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

##### 4.1 Carichi permanenti strutturali (G1)

I pesi propri strutturali sono stati valutati considerando un peso specifico dell'acciaio pari 78.5 kN/mc:

- il peso proprio della trave, calcolato considerando il peso della sezione corrente, viene incrementato di 1.10 per tener conto del peso dei vari elementi costituenti il collegamento;
- Si considera un interasse tra le travi trasversali secondarie di 1,923m.

	carico unitario	carico unitario (su ogni trave)
IMPALCATO	kN/m <sup>2</sup>	kN/m
Solaio in lamiera grecata (Soletta + getto di completamento)	2.4	4.61

##### 4.2 Carichi permanenti portati (non strutturali) (G2)

I carichi permanenti non strutturali vengono applicati sulle travi secondarie come carichi uniformemente distribuiti

	peso specifico	spessore	carico unitario	carico unitario (su ogni trave)
	kN/m <sup>3</sup>	m	kN/m <sup>2</sup>	kN/m
Pavimentazione	-	-	1.25	2.40

I pesi del cordolo e del parapetto verranno applicati come carichi concentrati direttamente sullo sbalzo della trave secondaria:

	peso specifico	spessore	carico unitario	carico unitario (su ogni trave)
	kN/m <sup>3</sup>	m	kN/m	kN
Cordoli (Larghezza 0,30m)	25	0.1	0.75	1.44
Parapetto	-	-	1.5	2.88
TOTALE				4.32

### 4.3 Azioni variabili (Q1)

In corrispondenza dei percorsi pedonali individuati, suscettibili di affollamento, si considera un carico corrispondente allo schema di carico 5 (§5.1.3.3.3 NTC 2018):

#### Schema di carico 5

Costituito da folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici di 5,00 kN/m<sup>2</sup>. Il carico della folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza.

### 4.4 Azione del vento (Q5)

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Usualmente tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti dirette secondo due assi principali della struttura, tali azioni esercitano normalmente all'elemento di parete o di copertura, pressioni e depressioni  $p$  (indicate rispettivamente con segno positivo e negativo) di intensità calcolate con la seguente espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

- $q_b$  = pressione cinetica di riferimento;
- $c_e$  = coefficiente di esposizione;
- $c_p$  = coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico);
- $c_d$  = coefficiente dinamico.

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa			500m	750m	
	mare					
	2 km	10 km	30 km			
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

Figure 1 Definizione della categoria di esposizione

Categoria di esposizione del sito	$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Figure 2 Schema per la definizione della categoria di esposizione – cfr. NTC18

La pressione del vento è stata calcolata ai sensi delle NTC 2018; la normativa suddivide il territorio italiano in zone per le quali sono assegnati i parametri di base  $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_s$ . Con riferimento a tali parametri è possibile calcolare la velocità di riferimento  $v_b$ , vale a dire il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II, mediata su dieci minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni  $v_b$ .

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri  $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_s$

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_s$
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

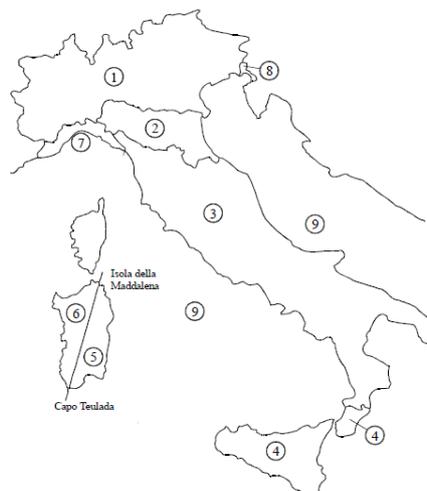


Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

Figure 3 Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano e valori dei parametri di riferimento (tab. 3.3.I NTC2018).

I dettagli del calcolo sono di seguito riportati:

Zona - Regione	Zona	[-]	1
Velocità di riferimento - Valore caratteristico	$v_{b,0}$	[m/s]	25
Parametro legato all'altitudine della zona	$a_0$	[m]	1000
Parametro funzione della zona	$k_s$	[1/s]	0.40
Altitudine	$a_s$	[m]	30
Velocità di riferimento per un periodo di ritorno di 50 anni	$v_b$	[m/s]	25
Tempo di ritorno	$T_R$	[anni]	50
Coefficiente correttivo per il tempo di ritorno	$c_R$	[-]	1.00
Velocità di riferimento per il periodo di ritorno definito	$v_r (T_R)$	[m/s]	25.02

Densità dell'aria	$\rho$	[kg/m <sup>3</sup> ]	1.25
Pressione cinetica di riferimento	$q_b$	[N/m <sup>2</sup> ]	391.20

#### 4.4.1 Categoria di esposizione

Il coefficiente di esposizione  $c_e$  dipende dall'altezza della costruzione  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla rugosità e dalla topografia del terreno, dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione.

Il coefficiente di esposizione  $c_e$  varia lungo la quota fuori terra ( $z$ ) della costruzione ed è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[ 7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \quad \text{per } z > z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Dove:

$k_r, z_0, z_{\min}$  sono assegnati in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

$z$  è l'altezza della struttura (somma dell'altezza della barriera antirumore e del rilevato su cui è installata);

$c_t$  è il coefficiente di topografia.

In mancanza di analisi che tengano conto sia della direzione di provenienza del vento sia delle variazioni di rugosità del terreno, la categoria di esposizione è assegnata in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno.

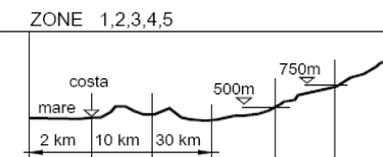
Nelle fasce entro i 40 km dalla costa delle zone 1, 2, 3, 4, 5, e 6, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

Tabella 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

**ZONE 1,2,3,4,5**

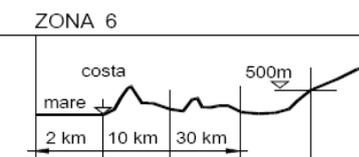


A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

\* Categoria II in zona 1,2,3,4  
Categoria III in zona 5

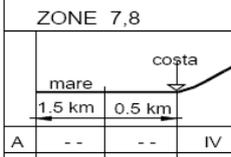
\*\* Categoria III in zona 2,3,4,5  
Categoria IV in zona 1

**ZONA 6**



A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

**ZONE 7,8**



A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*

\* Categoria II in zona 8  
Categoria III in zona 7

**ZONA 9**



A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

Tabella 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	$k_t$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

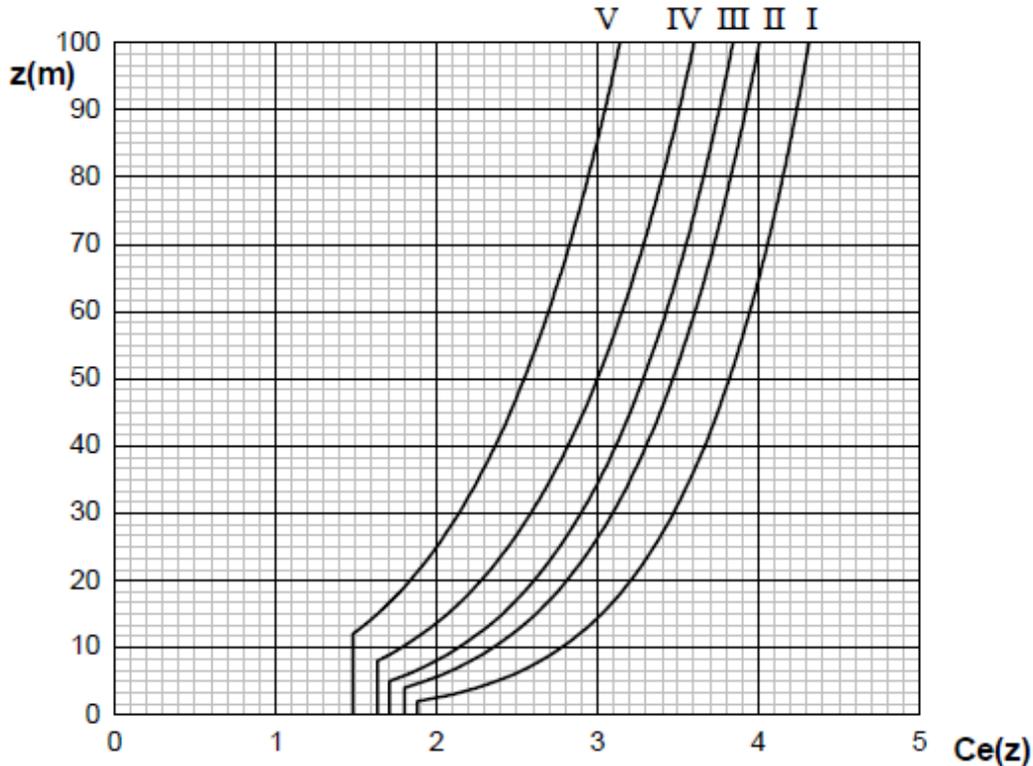


Figura 3.3.3 - Andamento del coefficiente di esposizione  $c_e$  con la quota (per  $c_t = 1$ )

Classe di rugosità del terreno	Classe <sub>rug</sub>	[-]	D
Categoria di esposizione del sito	Cat <sub>esp</sub>	[-]	II
Parametri per la definizione del coeff. di esposizione	$k_r$	[-]	0.19
	$z_0$	[m]	0.05
	$z_{min}$	[m]	4.00

Tabella 1 Categoria di esposizione

$$c_{e(10m)} = 2.55$$

#### 4.4.2 Coefficienti dinamico

Il coefficiente dinamico  $c_d$  permette di tenere in conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. Nelle strutture analizzate viene considerato cautelativamente un coefficiente dinamico pari a  $c_d = 1.0$ .

#### 4.4.3 Coefficiente di topografia

Nelle strutture analizzate viene considerato un coefficiente di topografia unitario.

#### 4.4.4 Coefficiente di forma

Secondo le indicazioni della Circolare del 21/01/2019 “Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. del 17/01/2018” (par. C3.3.8.6.1), e considerando travi ad anima piena per cui il rapporto tra la superficie delimitata dal contorno della trave e la superficie della parte piena della trave,  $\phi = 1$ , si determina il coefficiente aerodinamico per l’impalcato:  $c_p = 2,4 - \phi = 1,40$

#### 4.4.5 Pressione del vento

$q_b$	0.391	kN/m <sup>2</sup>	
$C_e$	2.55		Coefficiente di esposizione calcolato per $z = 7m$
$C_p$	1.4		Coefficiente di forma
$C_d$	1		Coefficiente dinamico
<b>P</b>	<b>1.39</b>	kN/m <sup>2</sup>	Pressione del vento

L’azione del vento viene assimilata a un carico orizzontale statico con direzione perpendicolare all’asse del ponte. Tale azione agisce sulla proiezione nel piano verticale delle superfici degli elementi strutturali del ponte direttamente investite e su una parete rettangolare continua verticale alta 3,40 m, come mostrato nella Figura riportata di seguito.

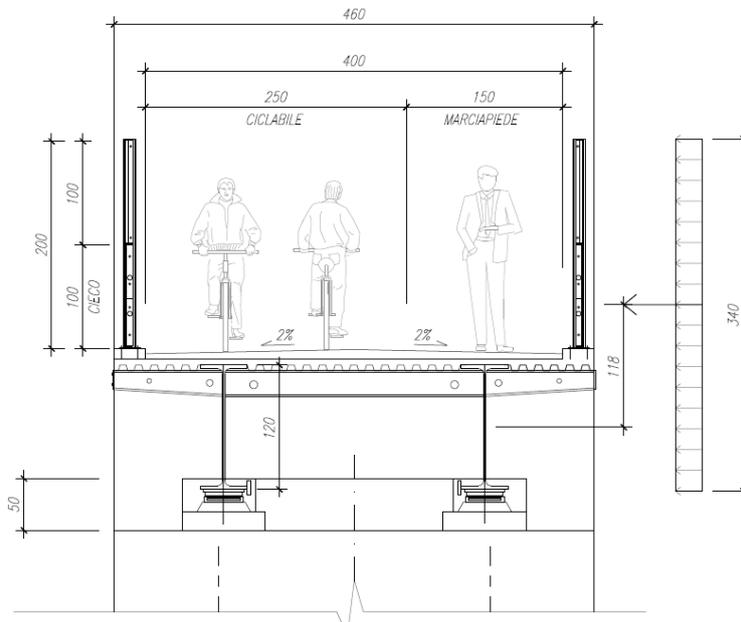


Figura 3: Direzione dell’azione del vento sul ponte

#### Vento trasmesso dall’impalcato a ponte scarico

Il carico trasversale, per unità di lunghezza, è pari a:

$$q_{\text{vento1}} = (H_{\text{trave}} + H_{\text{soletta}} + H_{\text{barriera}}) \cdot p = 4,73 \text{ kN/m}$$

dove:

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA</b> <b>TRATTA PIADENA - MANTOVA</b>					
	IV37-Relazione di calcolo Impalcato	COMMESSA <b>NM25</b>	LOTTO <b>03 D 26</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>IV 37 07 001</b>	REV. <b>A</b>

$q_{vento1}$  è il carico trasversale dovuto al vento sull'impalcato e sulla barriera di protezione.

La risultante trasversale totale indotta dal vento sull'impalcato, risulta pari a:

$$T_{trasv1} = q_{vento1} \cdot L = 118,15 \text{ kN}$$

$$T_{trasv\_ponte \text{ scarico}} = T_{trasv1}$$

Il baricentro dell'azione del vento rispetto a quota estradosso sottostruttura risulta pari a:

$$e_{v1} = 1,18 \text{ m}$$

L'impalcato trasmette quindi alla sottostruttura un momento pari a:

$$M_{vento\_ponte \text{ scarico}} = T_{trasv1} \cdot e_{v1} = 139,42 \text{ kNm}$$

#### 4.5 Azione Sismica (Q6)

Con riferimento alla normativa vigente (NTC-2018), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2 del D.M. 2018), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, come definite nel § 3.2.1 del D.M. 2018, nel periodo di riferimento  $V_R$ , come definito nel § 2.4 del D.M. 2018.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

$a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;

$F_o$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

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

Gli spettri di risposta di progetto sono stati definiti per tutti gli stati limite considerati, e, note la latitudine e la longitudine del sito, si sono ricavati i valori dei parametri necessari alla definizione dell'azione sismica e quindi del relativo spettro di risposta. Più avanti sono indicati i valori di  $a_g$ ,  $F_o$  e  $T_c^*$  necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

##### 4.5.1 Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Per l'opera in esame viene assunta una vita nominale  $V_N = 50$ .

##### 4.5.2 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA</b> <b>TRATTA PIADENA - MANTOVA</b>					
	IV37-Relazione di calcolo Impalcato	COMMESSA <b>NM25</b>	LOTTO <b>03 D 26</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>IV 37 07 001</b>	REV. <b>A</b>

**Classe I:** Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

**Classe 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.

**Classe III:** Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

**Classe IV:** Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Nel presente progetto si considera una **classe d'uso tipo II** con coefficiente d'uso  $C_U=1$ .

#### 4.5.3 Periodo di riferimento

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ :

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1 = 50 \text{ anni (periodo di riferimento).}$$

#### 4.5.4 Valutazione dei parametri di pericolosità sismica

Fissata la vita di riferimento  $V_R$ , i due parametri  $T_R$  e  $P_{VR}$  sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

	STATO LIMITE	<b><math>P_{VR}</math>: probabilità di superamento nel periodo di riferimento</b>
<b>SLE</b>	SLO - Stato Limite di Operatività	81%
	SLD - Stato Limite di Danno	63%
<b>SLU</b>	SLV - Stato Limite di salvaguardia della Vita	10%
	SLC - Stato Limite di prevenzione del Collasso	5%

*Probabilità di superamento  $P_{VR}$  al variare dello stato limite considerato*

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{C_U \cdot V_N}{\ln(1 - P_{VR})} \text{ da cui si ottiene la seguente tabella:}$$

Stati limite		Valori in anni del periodo di ritorno $T_R$ al variare del periodo di riferimento $V_R$ (anni)
SLE	SLO	30
	SLD	50
SLU	SLV	475
	SLC	975

*Valori in anni del periodo di ritorno  $T_R$  al variare del periodo di riferimento  $V_R$*

Per il sito in esame, in base ai parametri precedentemente adottati, il periodo  $T_R$  in corrispondenza dello stato limite ultimo SLV è pari a  $T_R = 475$  anni.

#### 4.5.5 Caratterizzazione sismica del terreno

##### 4.5.5.1 Categorie di Sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale.

Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento in accordo a quanto indicato nel § 3.2.2 delle NTC2018.

I terreni di progetto possono essere caratterizzati come appartenenti a terreni di **Categoria C**.

##### 4.5.5.2 Condizioni topografiche

In condizioni topografiche superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

*Classificazione topografie superfici*

Le categorie topografiche appena definite si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA</b> <b>TRATTA PIADENA - MANTOVA</b>					
	IV37-Relazione di calcolo Impalcato	COMMESSA <b>NM25</b>	LOTTO <b>03 D 26</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>IV 37 07 001</b>	REV. <b>A</b>

L'area interessata risulta classificabile come **T1**.

#### 4.5.5.3 Amplificazione Stratigrafica e Topografica

In riferimento a quanto indicato nel §3.2.3.2.1 delle NTC2018 per la definizione dello spettro elastico in accelerazione è necessario valutare il valore del coefficiente  $S = S_S \cdot S_T$  e di  $C_C$  in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche; si fa riferimento nella valutazione dei coefficienti alle tabelle che sono riportate di seguito:

Categoria sottosuolo	$S_S$	$C_C$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

*Tabella delle espressioni per  $S_S$  e  $C_C$*

Categoria Topografica	Ubicazione dell'opera dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

*Tabella 2: Tabella valori massimi del coeff. di amplificazione topografica  $S_T$*

Il valore del coefficiente di amplificazione topografica è posto pari a  $S_T = 1$

I valori dei coefficienti di amplificazione stratigrafica sono pari a  $S_S = 1,50$  e  $C_C = 1,56$

#### 4.5.6 Parametri sismici di calcolo

Si assumono i parametri sismici relativi al tratto A3 in cui ricade l'opera, individuato dalla "Relazione geotecnica generale" dal km 82+000 al km 89+731 con il punto P4:

Latitudine = 45.159632

Longitudine = 10.784886

ag = 0.093 g

F0 = 2.557;

T\*c = 0.303 s;

S = 1.50

a<sub>max</sub>(g) = 0.137

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV**

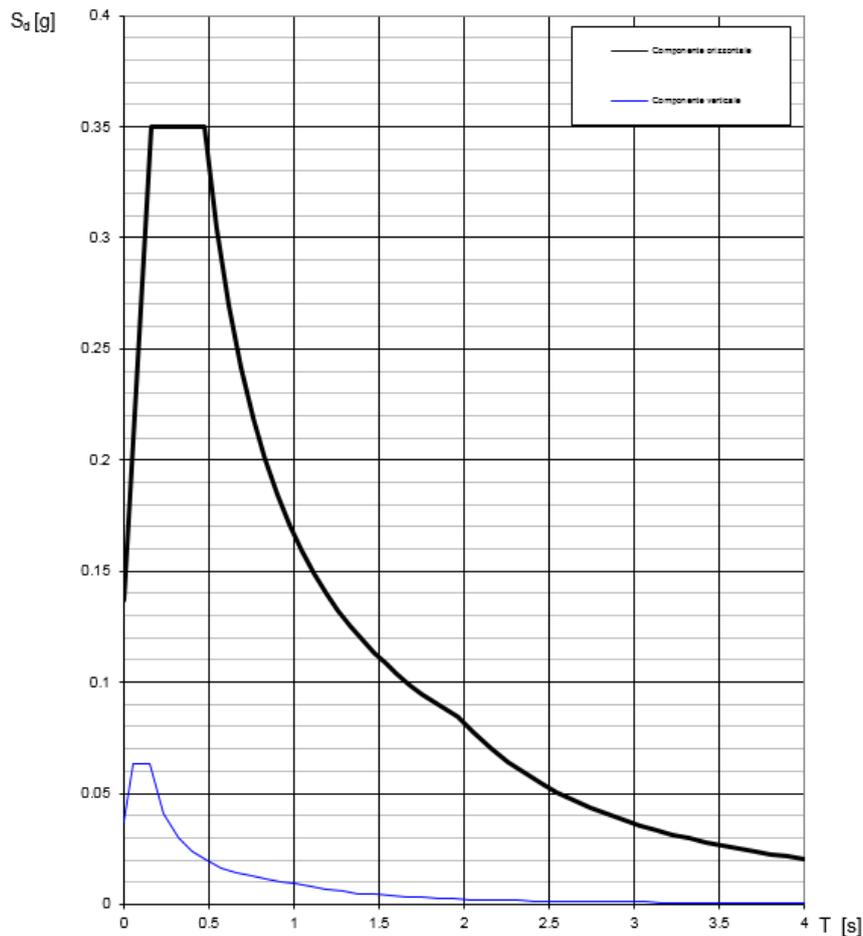


Figure 4 Spettro di progetto: grafico

**Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato lim<sup>S</sup>LV**

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.091 g
$F_0$	2.557
$T_C$	0.305 s
$S_s$	1.500
$C_C$	1.553
$S_T$	1.000
$q$	1.000

**Parametri dipendenti**

$S$	1.500
$\eta$	1.000
$T_B$	0.158 s
$T_C$	0.474 s
$T_D$	1.965 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(S+\xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)**

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

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

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

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

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.137
$T_B$	0.158	0.350
$T_C$	0.474	0.350
	0.545	0.305
	0.616	0.270
	0.687	0.242
	0.758	0.219
	0.829	0.200
	0.900	0.185
	0.971	0.171
	1.042	0.159
	1.113	0.149
	1.184	0.140
	1.255	0.132
	1.326	0.125
	1.397	0.119
	1.468	0.113
	1.539	0.108
	1.610	0.103
	1.681	0.099
	1.752	0.095
	1.823	0.091
	1.894	0.088
$T_D$	1.965	0.085
	2.062	0.077
	2.159	0.070
	2.256	0.064
	2.353	0.059
	2.450	0.054
	2.547	0.050
	2.644	0.047
	2.740	0.043
	2.837	0.041
	2.934	0.038
	3.031	0.036
	3.128	0.033
	3.225	0.031
	3.322	0.030
	3.419	0.028
	3.516	0.026
	3.612	0.025
	3.709	0.024
	3.806	0.023
	3.903	0.021
	4.000	0.020

*Spettro di progetto: valori*

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA</b> <b>TRATTA PIADENA - MANTOVA</b>					
	IV37-Relazione di calcolo Impalcato	COMMESSA <b>NM25</b>	LOTTO <b>03 D 26</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>IV 37 07 001</b>	REV. <b>A</b>

#### 4.5.7 Applicazione del sisma

La modellazione dell'azione sismica è stata effettuata mediante un'analisi lineare dinamica.

In tal modo è stata eseguita un'analisi modale finalizzata alla determinazione dei modi di vibrare della costruzione.

Gli effetti del sisma, rappresentato dallo spettro di risposta di progetto, sono stati determinati per ciascuno dei modi di vibrare considerato.

Per la definizione dello spettro di progetto è stato assunto un fattore di struttura  $q=1$ .

È stato considerato un numero di modi di vibrare la cui massa partecipante totale è superiore all'85%.

La combinazione degli effetti relativi ai singoli modi è stata effettuata mediante una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo (CQC).

La massa sismica è calcolata secondo l'espressione:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

Per i carichi dovuti ai carichi variabili si assumerà  $\psi_2 = 0.2$ .

## 5 COMBINAZIONI DI CARICO

In linea con quanto riportati nel quadro normativo vigente, le azioni descritte nei paragrafi precedenti, sono combinate nel modo seguente:

combinazione fondamentale (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

combinazione sismica:

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

combinazione eccezionale:

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

combinazione Rara (SLE irreversibile):

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

combinazione Frequente (SLE reversibile):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

combinazione Quasi Permanente (SLE per gli effetti a lungo termine):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Si considerano i seguenti coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni agli SLU

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

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.  
<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.  
<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna  
<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

e considerando infine i seguenti coefficienti per le azioni variabili

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente $\Psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\Psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\Psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	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 (folia)	---	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento $q_3$	Vento a ponte scarico			
	SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	---	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve $q_3$	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	$T_k$	0,6	0,6	0,5

Si ottengono le combinazioni più gravose riportate nella successiva tabella

		g1	g2	q1	q5	q6
SLE	SLE (QP)	1	1	0	0	0
	SLE (FR) 1	1	1	0.75	0	0
	SLE (RARA) 1	1	1	1	0.6	0
	SLE (RARA) 2	1	1	1	0.8	0
SLU	SLU1	1.35	1.5	0	1.5	0
	SLU2	1.35	1.5	1.35	0.9	0
SLV	SLV	1	1	0.2	0	±1

La risposta della struttura alle azioni sismiche è stata valutata mediante analisi dinamica lineare, valutando gli effetti sulla struttura tramite la seguente espressione:

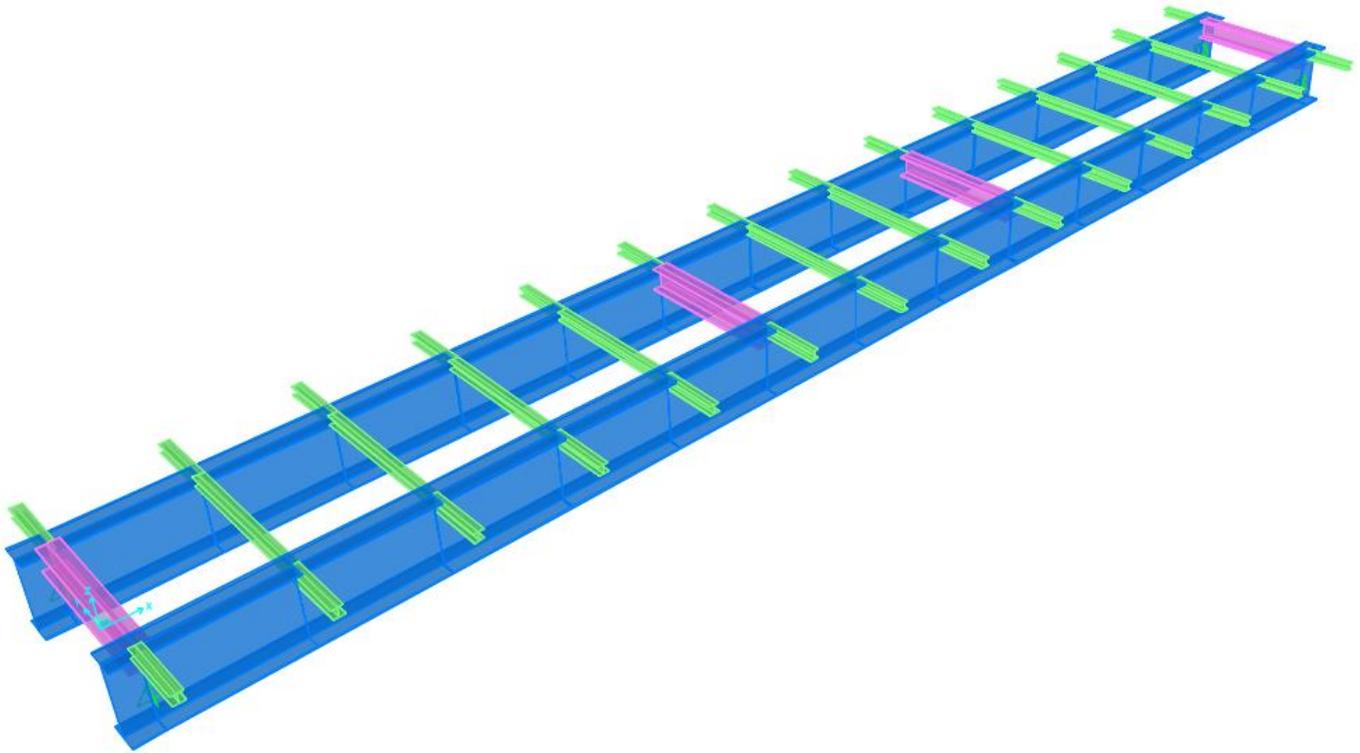
$$E_{1+} + 0.3E_t + 0.3E_v; \quad 0.3E_{1+} + E_t + 0.3E_v; \quad 0.3E_{1+} + 0.3E_t + E_v.$$

## 6 MODELLAZIONE STRUTTURALE

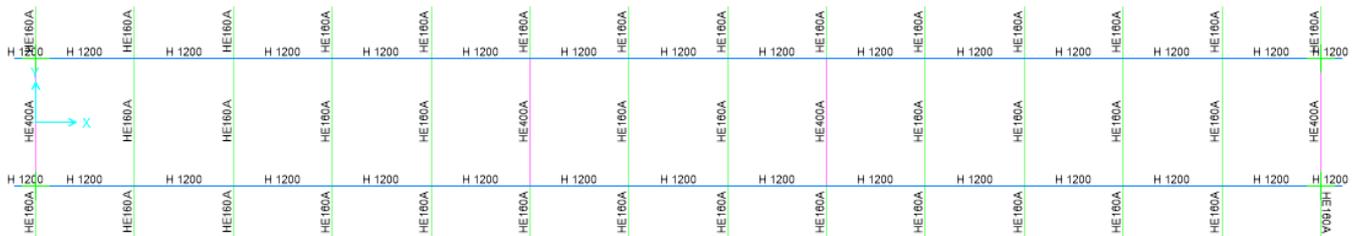
Al fine di determinare le sollecitazioni agenti è stato utilizzato il programma agli elementi finiti SAP2000. Il modello di calcolo è costituito da elementi frame, monodimensionali, rappresentativi delle travi in acciaio e dei traversi.

Il modello pertanto, consente di valutare le sollecitazioni dei diversi elementi strutturali e le sollecitazioni trasversali e longitudinali nella soletta.

Si riportano alcune illustrazioni del modello FEM adottato:

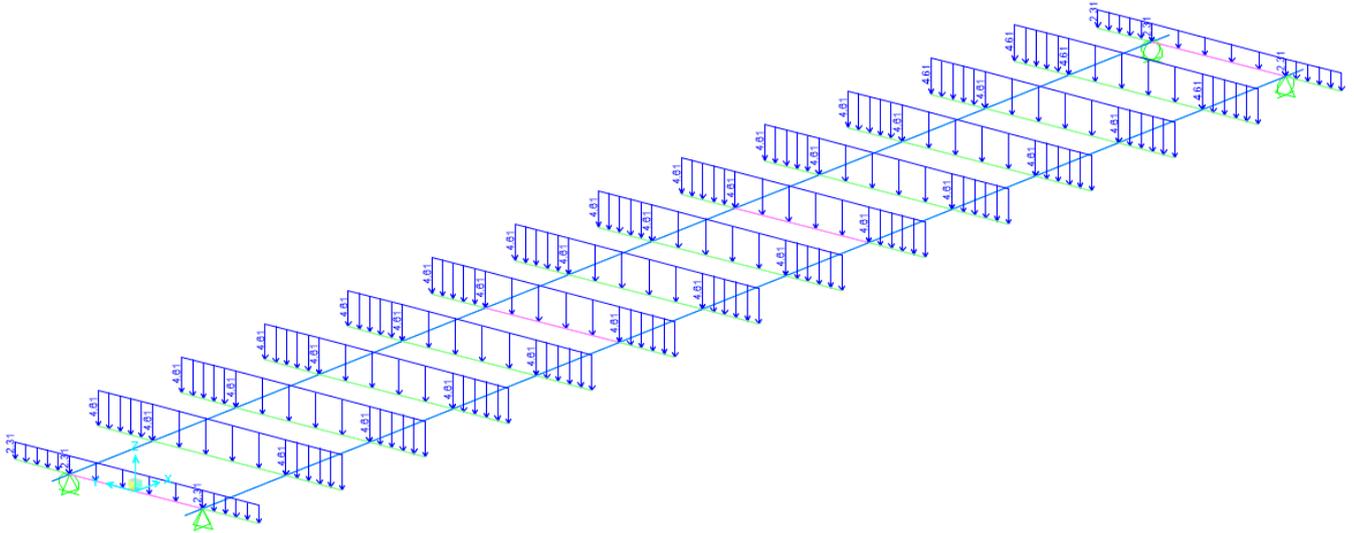


*Modello FEM tridimensionale*

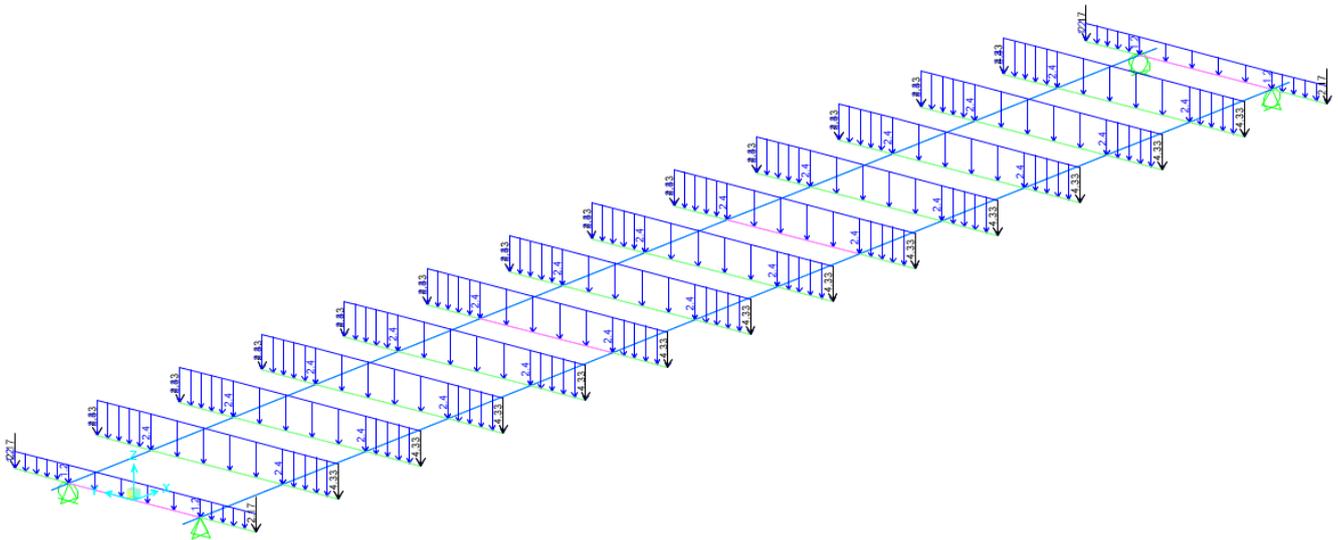


*Elementi beam wireframe*

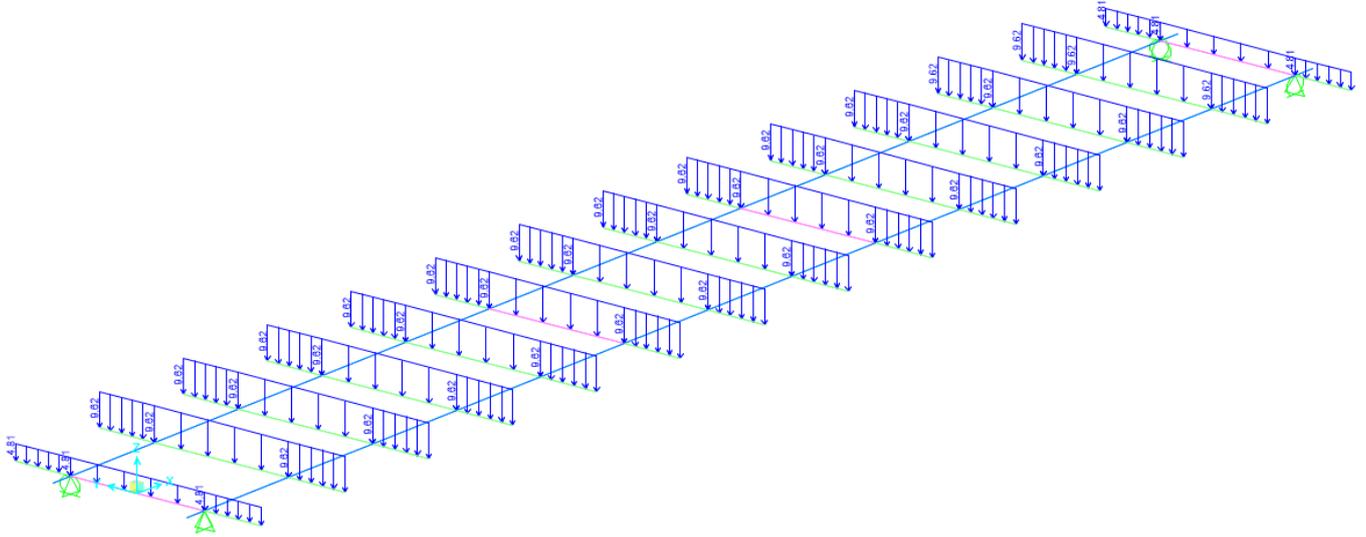
## 6.1 Carichi applicati



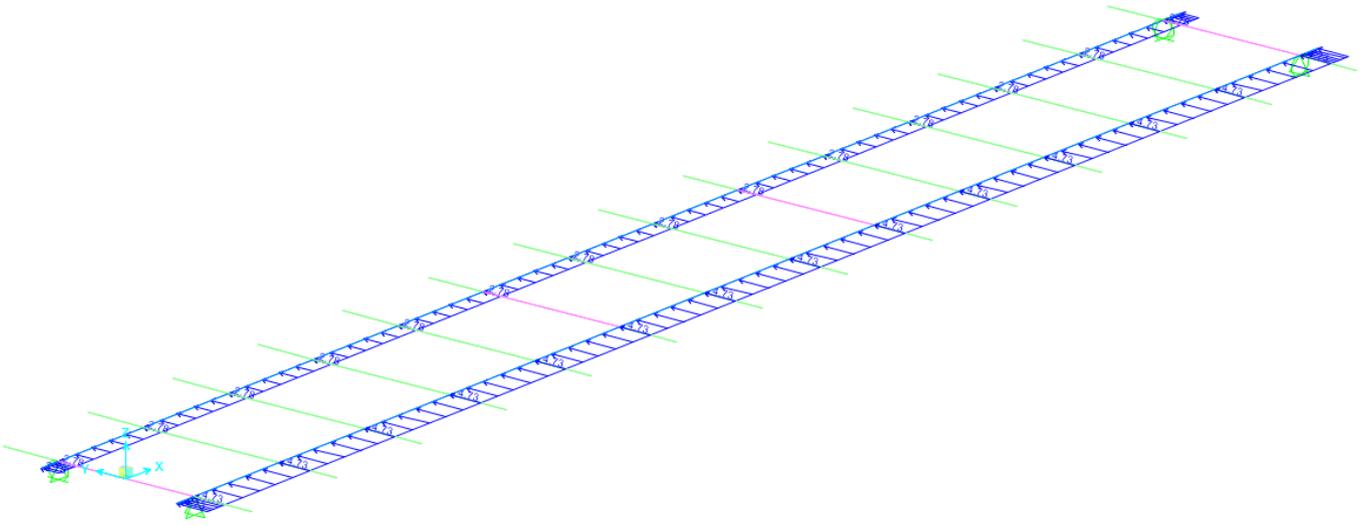
*Figura 4 Applicazione dei carichi G1*

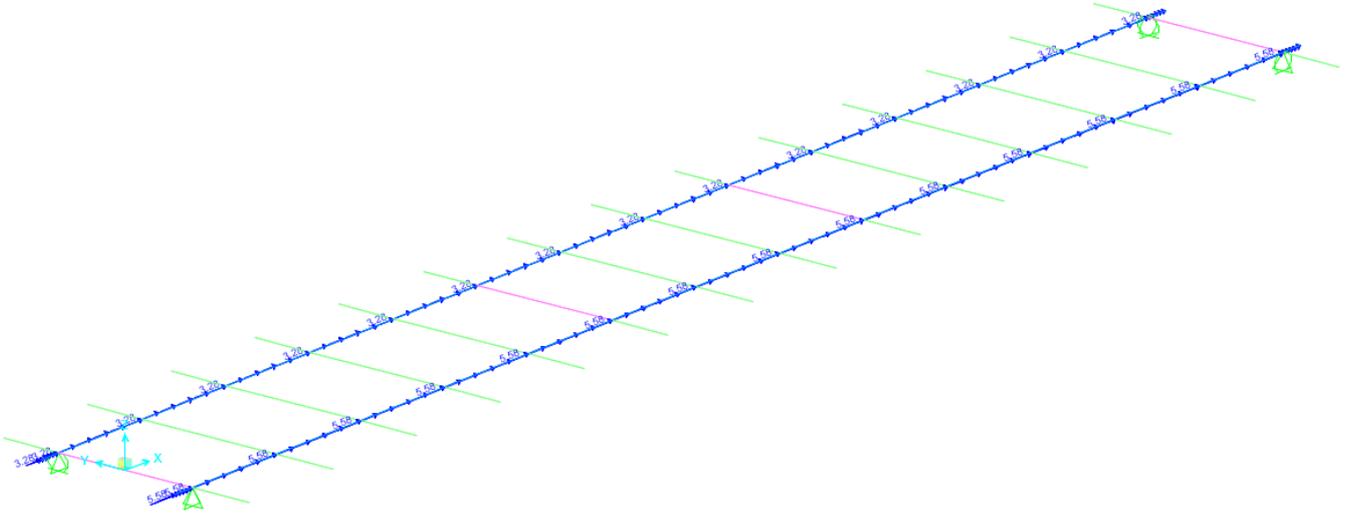


*Figura 5 Applicazione dei carichi G2*



*Figura 6 Applicazione dei carichi Q1*





*Figura 7 Applicazione dei carichi Q5*



## 8 VERIFICHE DELLE TRAVI DI IMPALCATO

Le verifiche riportate di seguito sono di tipo grafico, condotte attraverso il programma sulla base della normativa di riferimento. Dall'involuppo delle sollecitazioni scaturenti da tutte le combinazioni viene eseguita la verifica di ogni singolo elemento della struttura. Ad ognuno di essi viene associato un valore dato dal rapporto fra le sollecitazioni agenti (combinare fra loro) più limitanti e quelle resistenti. Se tale valore (coefficiente di verifica) è compreso fra 0 ed 1 il singolo elemento risulta essere verificato. Nella legenda delle immagini di verifica è riportata una mappa cromatica associata all'immagine con il relativo coefficiente di verifica

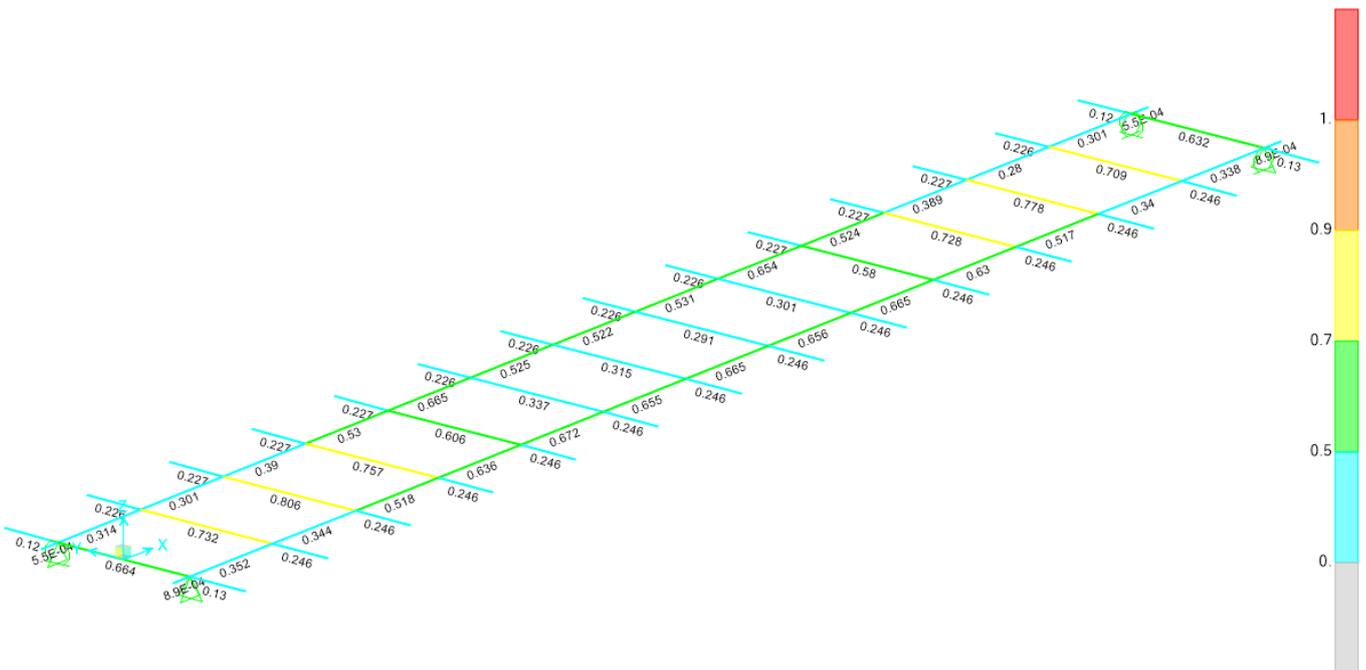
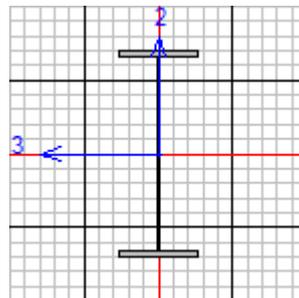


Figura 10 Verifica grafica

Come si può osservare in ogni punto la struttura risulta verificata.

Seguono, a titolo di esempio, i dettagli del calcolo delle aste maggiormente sollecitate.

### 8.1 Trave principale



IV37-Relazione di calcolo Impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 37 07 001	A	30 di 46

Frame : 52      X Mid: 16.346      Combo: ENV SLU\_SLV      Design Type: Beam  
 Length: 1.923      Y Mid: 1.250      Shape: H 1200      Frame Type: Non Dissipative  
 Loc : 0.000      Z Mid: 0.000      Class: Class 3      Rolled : No

Interaction=Method B      MultiResponse=Envelopes      P-Delta Done? No  
 Ignore Seismic Code? No      Ignore Special EQ Load? No      D/P Plug Welded? Yes

GammaM0=1.05      GammaM1=1.05      GammaM2=1.25  
 q0=1.00      Omega=1.00      GammaRd=1.10  
 An/Ag=1.00      RLLF=1.000      PLLF=0.750      D/C Lim=0.950

Aeff=0.044      eNy=0.000      eNz=0.000  
 A=0.044      Iyy=0.011      iyy=0.502      Wel,yy=0.018      Weff,yy=0.018  
 It=9.032E-06      Izz=4.559E-04      izz=0.102      Wel,zz=0.002      Weff,zz=0.002  
 Iw=1.560E-04      Iyz=0.000      h=1.200      Wpl,yy=0.021      Av,y=0.027  
 E=210000000.0      fy=355000.000      fu=510000.000      Wpl,zz=0.003      Av,z=0.017

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0.000	201.751	2308.900	185.857	118.841	35.951	4.273

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.1(7), 6.2.9.2(1))

D/C Ratio: 0.654 = 0.014 + 0.369 + 0.271 < 0.950 OK  
 = (Ned/NRd) + (My,Ed/My,Rd) + (Mz,Ed/Mz,Rd) (EC3 6.2.1(7), 6.2.9.2(1))

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd
Force	Capacity	Capacity	
Axial	201.751	14910.000	14910.000

IV37-Relazione di calcolo Impalcato

COMMESSA <b>NM25</b>	LOTTO <b>03 D 26</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>IV 37 07 001</b>	REV. <b>A</b>	FOGLIO <b>31 di 46</b>
-------------------------	-------------------------	-----------------------	----------------------------------	------------------	---------------------------

<i>Npl, Rd</i>	<i>Nu, Rd</i>	<i>Ncr, T</i>	<i>Ncr, TF</i>	<i>An/Ag</i>
14910.000	16193.520	336670.837	336670.837	1.000

	<i>Curve</i>	<i>Alpha</i>	<i>Ncr</i>	<i>LambdaBar</i>	<i>Phi</i>	<i>Chi</i>	<i>Nb, Rd</i>
Major (y-y)	b	0.340	36789.437	0.652	0.790	0.810	12076.016
MajorB(y-y)	b	0.340	36789.437	0.652	0.790	0.810	12076.016
Minor (z-z)	c	0.490	255522.035	0.248	0.542	0.976	14549.633
MinorB(z-z)	c	0.490	255522.035	0.248	0.542	0.976	14549.633
Torsional TF	c	0.490	336670.837	0.216	0.527	0.992	14791.159

MOMENT DESIGN

	<i>Med</i>	<i>Med, span</i>	<i>Mm, Ed</i>	<i>Meq, Ed</i>
	<i>Moment</i>	<i>Moment</i>	<i>Moment</i>	<i>Moment</i>
Major (y-y)	2308.900	2308.900	2190.392	2214.094
Minor (z-z)	185.857	185.857	185.857	185.857

	<i>Mc, Rd</i>	<i>Mv, Rd</i>	<i>Mn, Rd</i>	<i>Mb, Rd</i>
	<i>Capacity</i>	<i>Capacity</i>	<i>Capacity</i>	<i>Capacity</i>
Major (y-y)	6251.398	6251.398	6251.398	6251.398
Minor (z-z)	685.125	685.125	685.125	

	<i>Curve</i>	<i>AlphaLT</i>	<i>LambdaBarLT</i>	<i>PhiLT</i>	<i>ChiLT</i>	<i>psi</i>	<i>Mcr</i>
LTB	d	0.760	0.204	0.441	1.000	1.049	157510.942

	<i>kyy</i>	<i>kzy</i>	<i>kzy</i>	<i>kzz</i>
Factors	0.959	0.843	1.000	0.843

SHEAR DESIGN

	<i>Ved</i>	<i>Vc, Rd</i>	<i>Stress</i>	<i>Status</i>	<i>Ted</i>
	<i>Force</i>	<i>Capacity</i>	<i>Ratio</i>	<i>Check</i>	<i>Torsion</i>
Major (z)	118.841	3081.400	0.039	OK	4.273
Minor (y)	35.951	5270.381	0.007	OK	4.273

IV37-Relazione di calcolo Impalcato

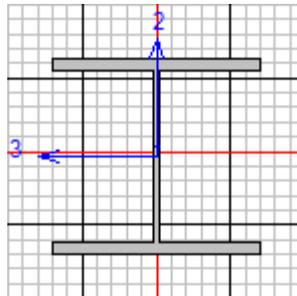
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 37 07 001	A	32 di 46

	Vpl,Rd	Eta	LambdabarW
Reduction	3337.908	1.000	0.899

**CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS**

	VMajor Left	VMajor Right
Major (V2)	118.841	127.653

**8.2 Traverso corrente HE160A**



Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : KN, m, C

Frame : 6	X Mid: 3.846	Combo: ENV SLU_SLV	Design Type: Beam
Length: 2.500	Y Mid: 0.000	Shape: HE160A	Frame Type: Non Dissipative
Loc : 2.500	Z Mid: 0.000	Class: Class 1	Rolled : Yes

Interaction=Method B	MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No
Ignore Seismic Code? No	Ignore Special EQ Load? No	D/P Plug Welded? Yes

GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25	
q0=1.00	Omega=1.00	GammaRd=1.10	
An/Ag=1.00	RLLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lim=0.950

Aeff=0.004	eNy=0.000	eNz=0.000		
A=0.004	Iyy=1.673E-05	iyy=0.066	Wel,yy=2.201E-04	Weff,yy=2.201E-04
It=0.000	Izz=6.160E-06	izz=0.040	Wel,zz=7.700E-05	Weff,zz=7.700E-05

IV37-Relazione di calcolo Impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 37 07 001	A	33 di 46

Iw=0.000      Iyz=0.000      h=0.152      Wpl,yy=2.450E-04      Av,y=0.003

E=210000000.0      fy=355000.000      fu=510000.000      Wpl,zz=1.180E-04      Av,z=0.001

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
2.500	1.079	-27.924	-23.189	11.432	-9.529	-0.013

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.38)

D/C Ratio: 0.806 = 0.000 + 0.337 + 0.469 < 0.950 OK

$$= \frac{NEd}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{(M_y, Ed+NEd e_{Ny})}{\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{(M_z, Ed+NEd e_{Nz})}{(M_z, Rk/\gamma_{M1})} \quad (\text{NTC Eq C4.2.38})$$

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd		
	Force	Capacity	Capacity		
Axial	1.079	1311.810	1311.810		
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
	1311.810	1424.736	3426.780	3426.780	1.000

Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b 0.340	5547.981	0.498	0.675	0.885	1160.928
MajorB(y-y)	b 0.340	5547.981	0.498	0.675	0.885	1160.928
Minor (z-z)	c 0.490	2042.771	0.821	0.989	0.649	851.209
MinorB(z-z)	c 0.490	2042.771	0.821	0.989	0.649	851.209
Torsional TF	c 0.490	3426.780	0.634	0.807	0.765	1003.607

MOMENT DESIGN

	Med	Med,span	Mm,Ed	Meq,Ed
	Moment	Moment	Moment	Moment
Major (y-y)	-27.924	-27.924	-27.924	-27.924
Minor (z-z)	-23.189	-23.189	-17.570	-18.694

IV37-Relazione di calcolo Impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 37 07 001	A	34 di 46

	Mc, Rd	Mv, Rd	Mn, Rd	Mb, Rd
	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)	82.833	82.833	82.833	82.833
Minor (z-z)	39.895	39.895	39.895	

	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
LTB	b	0.340	0.434	0.576	1.000	2.276	462.583

	kyy	kyz	kzy	kzz
Factors	0.400	0.484	1.000	0.806

SHEAR DESIGN

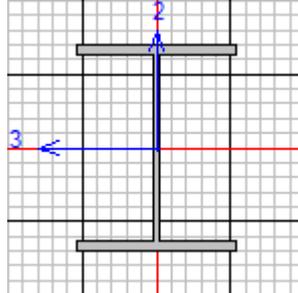
	Ved	Vc, Rd	Stress	Status	Ted
	Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion
Major (z)	35.610	258.444	0.138	OK	0.002
Minor (y)	18.433	600.433	0.031	OK	0.002

	Vpl, Rd	Eta	LambdaBarW
Reduction	258.444	1.000	0.311

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	VMajor	VMajor
	Left	Right
Major (V2)	22.425	35.610

### 8.3 Traverso su spalla HE 400A



Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : KN, m, C

Frame : 39	X Mid: 0.000	Combo: ENV SLU_SLV	Design Type: Beam
Length: 2.500	Y Mid: 0.000	Shape: HE400A	Frame Type: Non Dissipative
Loc : 2.500	Z Mid: 0.000	Class: Class 1	Rolled : Yes

Interaction=Method B	MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No
Ignore Seismic Code? No	Ignore Special EQ Load? No	D/P Plug Welded? Yes

GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25	
q0=1.00	Omega=1.00	GammaRd=1.10	
An/Ag=1.00	RLLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lim=0.950

Aeff=0.016	eNy=0.000	eNz=0.000		
A=0.016	Iyy=4.507E-04	iyy=0.168	Wel,yy=0.002	Weff,yy=0.002
It=1.930E-06	Izz=8.564E-05	izz=0.073	Wel,zz=5.709E-04	Weff,zz=5.709E-04
Iw=2.947E-06	Iyz=0.000	h=0.390	Wpl,yy=0.003	Av,y=0.012
E=210000000.0	fy=355000.000	fu=510000.000	Wpl,zz=8.730E-04	Av,z=0.006

#### STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
2.500	-33.042	-18.428	-195.930	7.120	-72.232	-0.248

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq 4.2.39)

$$D/C \text{ Ratio: } 0.664 = (0.021)^{2.000} + (0.664)^{1.000} < 0.950 \quad \text{OK}$$

$$= (M_y, E_d/M_n, y, R_d)^{\text{Alpha}} + (M_z, E_d/M_n, z, R_d)^{\text{Beta}} \quad (\text{NTC Eq 4.2.39})$$

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc, Rd	Nt, Rd		
	Force	Capacity	Capacity		
Axial	-33.042	5375.714	5375.714		
	Npl, Rd	Nu, Rd	Ncr, T	Ncr, TF	An/Ag
	5375.714	5838.480	33592.055	33592.055	1.000

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb, Rd
Major (y-y)	a	0.210	149460.552	0.194	0.518	1.000	5375.714
MajorB(y-y)	a	0.210	149460.552	0.194	0.518	1.000	5375.714
Minor (z-z)	b	0.340	28399.826	0.446	0.641	0.907	4878.284
MinorB(z-z)	b	0.340	28399.826	0.446	0.641	0.907	4878.284
Torsional TF	b	0.340	33592.055	0.410	0.620	0.922	4957.054

MOMENT DESIGN

	Med	Med, span	Mm, Ed	Meq, Ed
	Moment	Moment	Moment	Moment
Major (y-y)	-18.428	-18.428	-18.428	-18.428
Minor (z-z)	-195.930	-195.930	-144.518	-154.800

	Mc, Rd	Mv, Rd	Mn, Rd	Mb, Rd
	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)	866.200	866.200	866.200	866.200
Minor (z-z)	295.157	295.157	295.157	

	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
LTB	b	0.340	0.367	0.545	1.000	1.189	6742.548

IV37-Relazione di calcolo Impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 37 07 001	A	37 di 46

	kyy	kyz	kzy	kzz
Factors	0.814	0.475	0.999	0.792

**SHEAR DESIGN**

	Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted
	Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion
Major (z)	21.848	1119.468	0.020	OK	0.036
Minor (y)	149.942	2347.857	0.064	OK	0.036

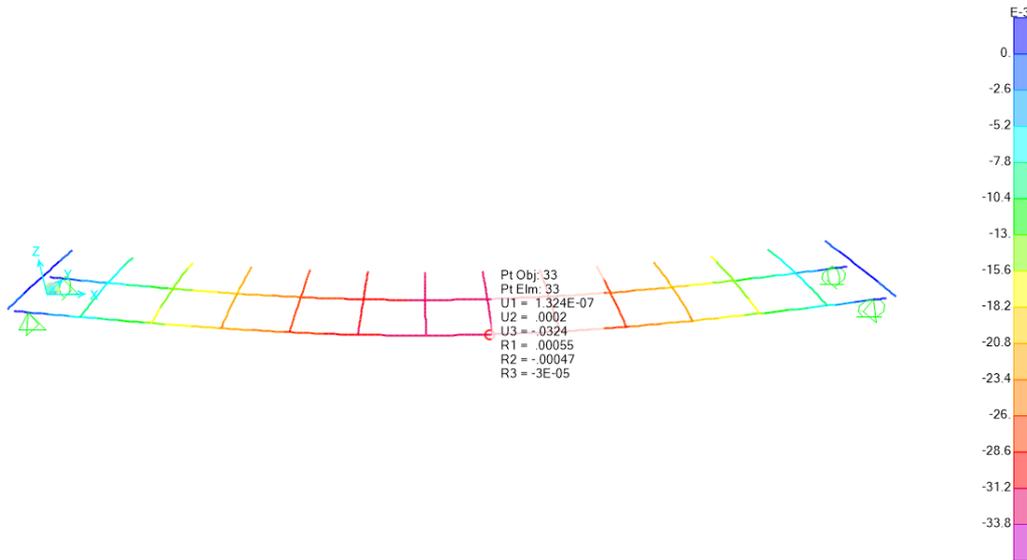
	Vpl,Rd	Eta	LambdabarW
Reduction	1119.468	1.000	0.433

**CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS**

	VMajor	VMajor
	Left	Right
Major (V2)	10.795	21.848

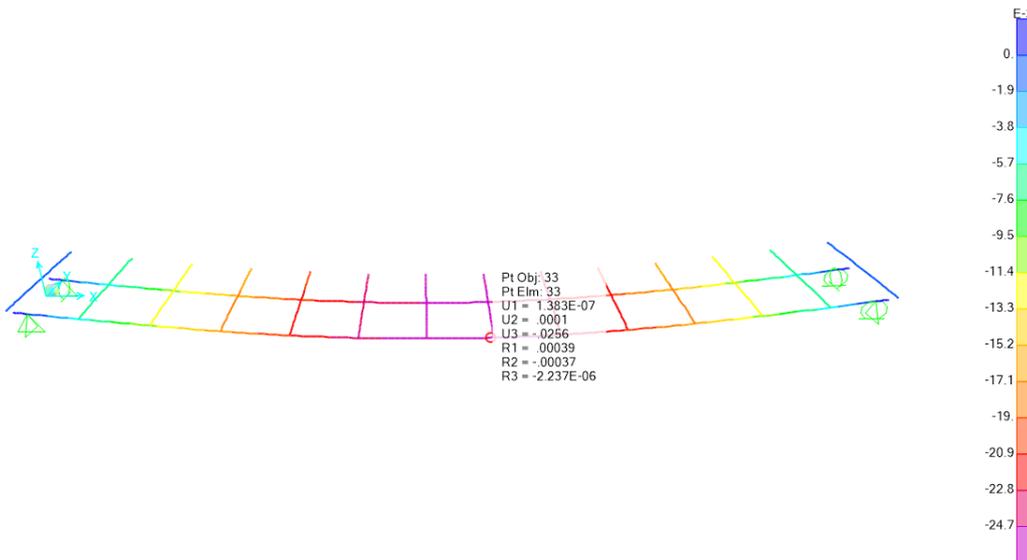
## 9 VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ

Il limite di deformabilità per carichi fissi è stato imposto pari a  $L/500$ , recuperabili tramite una controfreccia iniziale. Il limite di deformabilità per carichi mobili è invece stato imposto con un valore più restrittivo pari a  $L/700$  in quanto le deformazioni della struttura non devono arrecare disturbo al transito dei carichi mobili come indicato in §5.1.4.5 del D.M. 17.01.2018.



*Figura 11 Deformata carichi istantanei*

Il massimo valore di abbassamento è pari a  $d_{zmax}=0.0324 \text{ m} = 1/772 \text{ L}$ .



*Figura 12 Deformata carichi mobili*

Il massimo valore di abbassamento è pari a  $d_{zmax}=0.0324 \text{ m} = 1/976 \text{ L}$ .

## 10 ANALISI FREQUENZE PROPRIE DI VIBRAZIONE PASSERELLA

Al fine di evitare fenomeni di risonanza causati dalle vibrazioni prodotte dal passaggio della folla sulla passerella, si esaminano i modi propri di vibrare della struttura. Il controllo viene effettuato confrontando le frequenze proprie di vibrazione della struttura con le frequenze caratteristiche e tipiche della presenza di folla sulla passerella. In base a quanto previsto dalla Normativa ed in letteratura (v. Istruzioni NTC'18 §C5.1.8.1 e EN 1991-2'03 §5.7(2)), si possono considerare le seguenti indicazioni:

- in assenza di significativa risposta da parte del ponte, una persona che cammina eccita il ponte con un'azione periodica verticale con frequenza compresa tra 1 e 3 Hz e un'azione orizzontale simultanea con frequenza compresa tra 0,5 e 1,5 Hz.
- un gruppo di persone in leggera corsa eccita il ponte con una frequenza verticale pari a circa 3 Hz.

L'analisi dei primi 50 modi di vibrare della passerella restituisce quanto segue.

**TABLE: Modal Participating Mass Ratios**

OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequenze	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Hz	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.90	1.11	0%	0%	0%	0%	0%	0%
MODAL	Mode	2	0.90	1.11	1%	0%	0%	1%	0%	0%
MODAL	Mode	3	0.90	1.11	0%	0%	0%	1%	0%	0%
MODAL	Mode	4	0.90	1.11	2%	0%	0%	3%	0%	0%
MODAL	Mode	5	0.90	1.11	7%	0%	0%	10%	0%	0%
MODAL	Mode	6	0.90	1.11	4%	0%	0%	14%	0%	0%
MODAL	Mode	7	0.90	1.11	0%	0%	0%	14%	0%	0%
MODAL	Mode	8	0.90	1.11	0%	0%	0%	15%	0%	0%
MODAL	Mode	9	0.90	1.11	0%	0%	0%	15%	0%	0%
MODAL	Mode	10	0.90	1.11	0%	0%	0%	15%	0%	0%
MODAL	Mode	11	0.90	1.11	0%	0%	0%	15%	0%	0%
MODAL	Mode	12	0.90	1.11	0%	0%	0%	15%	0%	0%
MODAL	Mode	13	0.87	1.14	0%	0%	0%	15%	0%	0%
MODAL	Mode	14	0.87	1.14	1%	0%	0%	16%	0%	0%
MODAL	Mode	15	0.87	1.14	1%	0%	0%	16%	0%	0%
MODAL	Mode	16	0.87	1.14	4%	0%	0%	20%	0%	0%
MODAL	Mode	17	0.87	1.14	7%	0%	0%	27%	0%	0%
MODAL	Mode	18	0.87	1.14	2%	0%	0%	29%	0%	0%
MODAL	Mode	19	0.87	1.14	0%	0%	0%	29%	0%	0%
MODAL	Mode	20	0.87	1.14	0%	0%	0%	29%	0%	0%
MODAL	Mode	21	0.87	1.14	0%	0%	0%	29%	0%	0%
MODAL	Mode	22	0.87	1.14	0%	0%	0%	29%	0%	0%
MODAL	Mode	23	0.87	1.14	0%	0%	0%	29%	0%	0%
MODAL	Mode	24	0.87	1.14	0%	0%	0%	29%	0%	0%
<b>MODAL</b>	<b>Mode</b>	<b>25</b>	<b>0.65</b>	<b>1.54</b>	<b>0%</b>	<b>34%</b>	<b>0%</b>	<b>29%</b>	<b>34%</b>	<b>0%</b>
MODAL	Mode	26	0.64	1.55	1%	0%	0%	30%	34%	0%

**TABLE: Modal Participating Mass Ratios**

OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Hz	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	27	0.64	1.56	0%	40%	0%	30%	74%	0%
MODAL	Mode	28	0.62	1.60	1%	0%	0%	32%	74%	0%
MODAL	Mode	29	0.62	1.60	0%	3%	0%	32%	78%	0%
MODAL	Mode	30	0.37	2.71	0%	1%	0%	32%	78%	0%
<b>MODAL</b>	<b>Mode</b>	<b>31</b>	<b>0.29</b>	<b>3.49</b>	<b>0%</b>	<b>0%</b>	<b>85%</b>	<b>32%</b>	<b>78%</b>	<b>85%</b>
MODAL	Mode	32	0.23	4.41	0%	0%	0%	32%	78%	85%
MODAL	Mode	33	0.13	7.62	0%	0%	0%	32%	78%	85%
MODAL	Mode	34	0.13	7.89	0%	0%	1%	32%	79%	85%
MODAL	Mode	35	0.12	8.22	0%	10%	0%	32%	88%	85%
MODAL	Mode	36	0.12	8.50	0%	0%	0%	32%	88%	85%
MODAL	Mode	37	0.09	10.67	0%	0%	0%	32%	88%	86%
MODAL	Mode	38	0.09	10.78	0%	0%	0%	32%	88%	86%
MODAL	Mode	39	0.09	11.11	0%	0%	0%	32%	89%	86%
MODAL	Mode	40	0.09	11.20	0%	0%	0%	32%	89%	86%
MODAL	Mode	41	0.09	11.41	0%	0%	0%	32%	89%	86%
MODAL	Mode	42	0.09	11.55	0%	0%	0%	32%	89%	86%
MODAL	Mode	43	0.09	11.57	0%	0%	0%	32%	89%	86%
MODAL	Mode	44	0.09	11.61	0%	0%	0%	32%	89%	86%
MODAL	Mode	45	0.09	11.70	0%	0%	0%	32%	89%	86%
MODAL	Mode	46	0.09	11.70	0%	0%	0%	32%	89%	86%
MODAL	Mode	47	0.08	12.21	0%	0%	1%	32%	89%	87%
MODAL	Mode	48	0.08	12.45	0%	0%	0%	32%	89%	87%
MODAL	Mode	49	0.08	12.91	0%	0%	0%	32%	89%	87%
MODAL	Mode	50	0.08	13.02	0%	0%	0%	32%	89%	87%

Dal prospetto appena riportato si nota come le frequenze proprie di vibrazione della struttura si posizionino al di fuori delle finestre di risonanza.

## II VERIFICA SOLETTA IN DIREZIONE TRASVERSALE

### CARATTERISTICHE SOLETTA

Tipo lamiera: A55/P 600 S100

tensione ammissibile lamiera **2840** Kg/cmq

Spessore caldana **6** cm

Altezza lamiera 5.5 cm

Altezza totale soletta 11.5 cm

Classe c.l.s. **320** Kg/cmq

Peso specifico cls alleggerito 1800 Kg/mc

Luce massima tra gli appoggi **1.92** m

Schema di calcolo Travata continua

N.B. - viene condotta la verifica a soli momenti positivi pari a:

$M=q \cdot L^2/8$  nel caso di travata singola ed  $M=q \cdot L^2/10$  nel caso di travata continua

*Analisi dei carichi escluso peso proprio (per mq di soletta)*

sovraccarico permanente **240** Kg/mq

sovraccarico accidentale **500** Kg/mq

totale **740** Kg/mq

carico mezzi d'opera 1<sup>a</sup> fase **50** Kg/mq

Diametro e passo rete elettr. sup.	$\emptyset$ (mm)	p (cm)	c (cm)	Af (cmq/m)
omogeneizzazione: <b>15</b>	<b>10</b>	<b>20</b>	<b>2.5</b>	<b>3.93</b>

N.B. - p=passo della rete; c=copriferro

Coefficiente di omogeneizzazione lamiera **10**

### CALCOLO SOLLECITAZIONI

Caratteristiche geometriche della lamiera grecata:

Larghezza singolo pannello 600.0 mm

numero moduli per pannello 4

Interasse moduli 150.0 mm

larghezza sagoma superiore 61.5 mm

larghezza sagoma inferiore 61.5 mm

altezza lamiera 55.0 mm

Caratteristiche statiche lamiera grecata (al mq)

Spessore della lamiera mm 1.00

Peso della lamiera Kg/mq 13.10

Area della sezione cmq/m 16.66

Momento d'inerzia ridotto cm<sup>4</sup> 70.66

Distanza baricentro dal bordo inf. cm 2.48

Modulo di resistenza superiore cm<sup>3</sup> 21.08

Modulo di resistenza inferiore cm<sup>3</sup> 29.89

caratteristiche statiche sezione composta

Altezza complessiva soletta cm 11.50

Peso soletta Kg/mq 171.60

Coefficiente di omogeneizzazione lamiera 10

IV37-Relazione di calcolo Impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 37 07 001	A	42 di 46

Posizione asse neutro	cm	4.36
Momento d'inerzia totale della sezione	cm <sup>4</sup>	8035.35
Modulo di resistenza superiore	cm <sup>3</sup>	1843.91
Modulo di resistenza inferiore	cm <sup>3</sup>	1125.05

**VERIFICHE:**

1<sup>a</sup> fase - il c.l.s. non ha ancora fatto presa - peso proprio + mezzi d'opera

q' =	221.60 Kg/m	
Mmax =	81.95 Kgm/m	
Tmax =	213.07 Kg/m	
tens. bordo sup. lamiera	388.74 Kg/cm <sup>2</sup>	compressione
tens. bordo inf. Lamiera	274.16 Kg/cm <sup>2</sup>	trazione
abbassamento	0.159545 cm =L/1205	(max L/250)

2<sup>a</sup> fase - sezione mista- carico perm. + accidentale - mezzi d'opera

q" =	690.00 Kg/m	
Mmax =	255.16 Kgm/m	
Tmax =	663.44 Kg/m	
tens. nel cls.	13.84 Kg/cm <sup>2</sup>	
tens. bordo inf. lamiera	226.80 Kg/cm <sup>2</sup>	trazione
abbassamento	0.028491 cm =L/6749	(max L/500)
tensioni complessive:		
c.l.s.	13.84 Kg/cm <sup>2</sup>	verificato
lamiera	500.96 Kg/cm <sup>2</sup>	verificato

**SEZIONE VERIFICATA**

## 12 SINTESI SCARICHI APPOGGI

CASI DI CARICO		APPOGGIO FISSO			APPOGGIO UNI TRASV.		
Sigla	Tipologia	N	Ht	HI	N	Ht	HI
-	-	kN	kN	kN	kN	kN	kN
G1	Carichi permanenti strutturali	150	0	0	145	0	0
G2	Carichi permanenti non strutturali	65	0	0	65	0	0
Q1	Carichi mobili	145	0	0	145	0	0
Q5	Vento	45	95	0	45	0	16
EX	Sisma X	0	0	59	0	0	59
EY	Sisma Y	0	59	0	0	0	0

CASI DI CARICO		APPOGGIO MULTI			APPOGGIO UNI LONG.		
Sigla	Tipologia	N	Ht	HI	N	Ht	HI
-	-	kN	kN	kN	kN	kN	kN
G1	Carichi permanenti strutturali	145	0	0	150	0	0
G2	Carichi permanenti non strutturali	65	0	0	65	0	0
Q1	Carichi mobili	145	0	0	145	0	0
Q5	Vento	45	0	0	45	95	0
EX	Sisma X	0	0	0	0	0	0
EY	Sisma Y	0	0	0	0	59	0

## 13 GIUNTI DI DILATAZIONE

### 13.1 Spostamenti

Si riporta a seguire la valutazione dell'escursione totale dei giunti e degli apparecchi di appoggio mobili dell'impalcato in direzione longitudinale, effettuata conformemente a quanto prescritto nel par.2.5.2.1.5.1 del "Manuale di progettazione delle opere civili":

$$E_L = k_1 \cdot (E_1 + E_2 + E_3) = k_1 \cdot (2 \cdot D_t + 4 \cdot d_{Ed} \cdot k_2 + 2 \cdot d_{eg})$$

In cui:

- $E_1$  = spostamento dovuto alla variazione termica uniforme;
- $E_2$  = spostamento dovuto alla riposta della struttura all'azione sismica;
- $E_3$  = spostamento dovuto all'azione sismica fra le fondazioni di strutture non collegate;

- $k_1 = 0.45$  coefficiente che tiene conto della non contemporaneità dei valori massimi corrispondenti a ciascun evento singolo;
- $k_2 = 0.55$  coefficiente legato alla probabilità di moto in controfase di due pile adiacenti
- $d_{Ed}$  = è lo spostamento relativo totale tra le parti, pari allo spostamento  $d_E$  prodotto dall'azione sismica di progetto, calcolato come indicato nel par. 7.3.3.3 del DM 17.1.2018.
- $d_{eg}$  = è lo spostamento relativo tra le parti dovuto agli spostamenti relativi del terreno.

In particolare, gli spostamenti  $d_E$  della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore  $\mu_d$  i valori  $d_{Ee}$  ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

$$\mu_d = q \quad \text{se } T_1 \geq T_c$$

$$\mu_d = 1 + (q - 1) \times T_c / T_1 \quad \text{se } T_1 < T_c$$

In ogni caso  $\mu_d \leq 5q - 4$ .

Per quanto riguarda il valore dello spostamento assoluto orizzontale massimo del suolo ( $d_g$ ), questo può ottenersi utilizzando l'espressione seguente:

$$d_g = 0.025 a_g S T_c T_D$$

In ogni caso, dovrà risultare:

$$E_L \geq E_0 \text{ ed } E_L \geq E_i \text{ con } i = 1, 2, 3$$

In cui:

- $E_0$  = escursione valutata secondo i criteri validi nelle zone non sismiche;
- $E_i$  = il maggiore dei due termini indicati nella espressione precedente.

Nei casi in cui anche una sola delle due precedenti disuguaglianze non risultasse verificata, dovrà assumersi:

$$E_L = \max (E_0; E_i)$$

Per garantire un valore minimo di escursione, in funzione della sismicità del sito, il valore  $E_L$  dovrà essere assunto non minore di:

$$E_L \geq 3,30 \cdot \frac{L}{1000} + 0,10 \text{ e } E_L \geq 0,15m \text{ per le zone classificate sismiche con } a_g(\text{SLV}) \geq 0,25 g$$

$$E_L \geq 2,30 \cdot \frac{L}{1000} + 0,073 \text{ e } E_L \geq 0,10m \text{ per le zone classificate sismiche con } a_g(\text{SLV}) < 0,25 g$$

con  $L$  pari alla lunghezza del ponte.

Si ottiene, in definitiva, nel caso in esame:

### Spostamenti \_p.2.5.2.1.5.1 - Manuale di Progettazione RFI

#### Spostamento dovuto alla variazione termica uniforme

Lunghezza impalcato	L	25.00	m
Variazione Termica (p.2.5.1.4.4.1 - Manuale RFI)	$\Delta T$	15	
Coeff. Dilatazione termica	$\alpha$	1E-05	
Spostamento dovuto alla variazione termica uniforme	$D_t$	3.750	mm
Spostamento dovuto alla variazione termica uniforme	$E_1$	<b>7.5</b>	<b>m</b> <b>m</b>

#### Spostamento sismico in sommità spalla

Periodo di riferimento della struttura	$T_1$	0.900	s
Periodo inizio del tratto a velocità costante	$T_c$	0.350	s
Risposta in accelerazione associata al periodo della struttura (Spettro elastico)	$Se(T_1)$	0.185	g
Fattore di struttura	q	1.5	-
Fattore amplificativo	$\mu_d$	1.50	
Accelerazione sismica al suolo SLV	ag	0.091	g
Coeff, categoria del sottosuolo	S	1.500	
Periodo inizio del tratto a spostamento costante	$T_D$	1.965	s
Valore di spostamento ottenuto dall'analisi lineare (p.3.2.3.2.3 - NTC08)	$d_{Ee}$	37.26	mm
Spostamento massimo prodotto dall'azione sismica di progetto allo SLV	$d_{Ed}$	55.89	mm
Coefficiente legato alla probabilità di moto in controfase di due pile adiacenti	$k_2$	0.55	
Spostamento dovuto alla risposta della struttura all'azione sismica	$E_2$	<b>122.9</b> <b>5</b>	<b>m</b> <b>m</b>

#### Spostamento al suolo

Spostamento assoluto orizzontale del suolo in un punto	$d_g$	23.0	mm
Spostamento massimo relativo tra due punti i e j	$d_{ij,max}$	40.70	mm
Spostamento relativo tra due punti a piccola distanza	$d_{ij,0}$	0.00	mm
Distanza tra i due punti i e j	x	25	m
Velocità di propagazione delle onde di taglio	vs	180	m/s
Spostamento relativo tra punti a distanza x	$d_{ij}(x)$	11.0	mm
Spostamento dovuto all'azione sismica fra le fondazioni di strutture non collegate	$E_3$	<b>21.93</b>	<b>m</b> <b>m</b>

#### Escursione totale dei giunti e degli apparecchi di appoggio

Coefficiente che tiene conto della non contemporaneità dei valori massimi corrispondenti a ciascun evento singolo	$k_1$	0.45	-
Escursione totale dei giunti e degli apparecchi di appoggio - da calcolo	$E_{L,cal}$	68.57	mm
Max ( $E_1; E_2; E_3; E_{L,cal}$ )	Max	122.9	mm

IV37-Relazione di calcolo Impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 37 07 001	A	46 di 46

(E <sub>1</sub> ;E <sub>2</sub> ;E <sub>3</sub> ;E <sub>L_cal</sub> )	5	
Valore minimo di escursione in funzione della sismicità del sito	E <sub>L.min</sub> (a <sub>g</sub> )	130.5 0 mm
Valore minimo di escursione di progetto	E <sub>L.min_finale</sub>	130.5 0 mm
<b>Escursione totale dei giunti e degli apparecchi di appoggio di progetto</b>	<b>E<sub>L</sub></b>	<b>130.5 m</b> <b>m</b>

### 13.2 Corsa degli apparecchi di appoggio mobili

La corsa degli apparecchi d'appoggio mobili deve essere non inferiore a  $\pm(EL/2 + EL/8)$  con un minimo di  $\pm(EL/2 + 15 \text{ mm})$ . Risulta pertanto:

Corsa degli apparecchi d'appoggio mobili - p.2.5.2.1.5.2 - Manuale RFI		
Corsa apparecchi di appoggio	$\pm$	82 mm

### 13.3 Escursione dei giunti

Il giunto fra le testate di due travi adiacenti dovrà consentire una escursione totale pari a:  $\pm(EL/2 + 10\text{mm})$ . Risulta pertanto:

Escursione dei giunti - p.2.5.2.1.5.3 - Manuale RFI		
Escursione dei giunti	$\pm$	75 mm

### 13.4 Ampiezza dei varchi

Il varco da prevedere fra le testate degli impalcato adiacenti, a temperatura media ambiente, dovrà essere non inferiore a  $V \geq EL/2 + V_0$ , con  $V_0 = 20\text{mm}$ .

Ampiezza dei varchi - p.2.5.2.1.5.4 - Manuale RFI		
Ampiezza del varco	V <sub>L</sub>	85 mm