



# COMUNE DI SONDRIO

(PROVINCIA DI SONDRIO)

## PROGETTO PASSERELLA CICLOPEDONALE SULLE CASSANDRE DEL MALLERO A SONDRIO

TAVOLA

### RELAZIONE STRUTTURALE

PROGETTO DEFINITIVO

# R.06

Scala 1: -----

☐ FATTIBILITA'    ☐ PRELIMINARE    ☒ DEFINITIVO    ☐ ESECUTIVO    ☐ PARTICOLARI ARCHITETTONICI

PRESENTAZIONE

GIUGNO 2019

AGGIORNAMENTO

**FVA** \_ STUDIO  
FRANCESCO VENZI ARCHITETTO

Raggruppamento Temporaneo di Professionisti

**ARCH. FRANCESCO VENZI**

VIA GAVAZZENI 6 - 23100 SONDRIO  
e-mail: francescovenzi@fvastudio.it

**ING. PAOLO MONCECCHI**

(Studio Moncecchi Associati)

**ING. MASSIMO MAFFEIS**

(Soc. Maffeis Engineering Spa)

**GEOLOGO MAURIZIO AZZOLA**

FILE: .....dwg

DATA PRESENTAZIONE

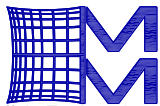
LUGLIO 2019

NOTA : TUTTE LE MISURE DEVONO ESSERE VERIFICATE IN CANTIERE PRIMA DELL'INIZIO DEI LAVORI, EVENTUALI DISCORDANZE O VARIAZIONI DEVONO ESSERE PREVENTIVAMENTE COMUNICATE CONCORDATE ED APPROVATE DALLA DIREZIONE LAVORI.

ELABORATO DI PROPRIETA' DEL PROGETTISTA, SOGGETTO A LEGGE SUI DIRITTI D'AUTORE; NON PUO' ESSERE RIPRODOTTO, ANCHE PARzialmente, O COMUNICATO A TERZI SENZA AUTORIZZAZIONE. L'ELABORATO NON E' VALIDO SE NON PRESENTA L'INTERA RIQUADRATURA E SE NON PRESENTA LA FIRMA AUTOGRAFA DEL PROGETTISTA.

# PROGETTO PASSERELLA CICLOPEDONALE SULLE CASSANDRE DEL MALLERO A SONDRIO

## DOCUMENTAZIONE TECNICA

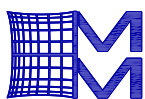


Maffei Engineering s.p.a.  
Engineering & Consulting

Via Mignano, 26 - 36020 Solagna (Vicenza) - ITALY  
Ph: 0039 0424 558361  
Fax: 0039 0424 1745104  
[www.maffei.it](http://www.maffei.it)

# 1. INDICE

1. <u>INDICE.....</u>	<u>2</u>
2. <u>DESCRIZIONE DELL'OPERA .....</u>	<u>4</u>
2.1. <u>INTRODUZIONE .....</u>	<u>4</u>
2.2. <u>NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</u>	<u>7</u>
2.3. <u>DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO .....</u>	<u>8</u>
2.4. <u>DATI CARATTERISTICI .....</u>	<u>9</u>
2.4.1. <u>UBICAZIONE .....</u>	<u>9</u>
2.4.2. <u>ZONIZZAZIONE PER AZIONI DA VENTO .....</u>	<u>9</u>
2.4.3. <u>CLASSIFICAZIONE SISMICA REGIONALE .....</u>	<u>9</u>
2.4.4. <u>INSERIMENTO NEL RETICOLO DI RIFERIMENTO .....</u>	<u>9</u>
2.4.5. <u>VITA NOMINALE .....</u>	<u>10</u>
2.4.6. <u>CLASSE D'USO .....</u>	<u>10</u>
2.4.7. <u>PERIODO DI RIFERIMENTO .....</u>	<u>10</u>
2.4.8. <u>CARATTERISTICHE DEL SUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE .....</u>	<u>10</u>
2.4.9. <u>FATTORE DI STRUTTURA .....</u>	<u>10</u>
2.4.10. <u>CONFIGURAZIONE DI FINE COSTRUZIONE DELL'IMPALCATO METALLICO .....</u>	<u>10</u>
2.4.11. <u>COMPORTAMENTO DINAMICO .....</u>	<u>10</u>
2.4.12. <u>SENSIBILITÀ ALLA FATICA .....</u>	<u>10</u>
3. <u>RELAZIONE SUI MATERIALI .....</u>	<u>11</u>
3.1. <u>CALCESTRUZZO MAGRO PER GETTI DI PULIZIA E LIVELLAMENTO .....</u>	<u>11</u>
3.2. <u>CALCESTRUZZO FONDAZIONI CONTRAFFORTI E MURO DI SOSTEGNO .....</u>	<u>11</u>
3.3. <u>CALCESTRUZZO FONDAZIONI ESPOSTE E IN PARETE .....</u>	<u>12</u>
3.4. <u>CALCESTRUZZO SOLETTA IN C.A. ....</u>	<u>12</u>
3.5. <u>ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO .....</u>	<u>13</u>
3.6. <u>ACCIAIO PER STRUTTURE METALLICHE .....</u>	<u>14</u>
3.7. <u>BULLONI .....</u>	<u>14</u>
3.8. <u>SALDATE .....</u>	<u>14</u>
4. <u>CONVENZIONI E DEFINIZIONI .....</u>	<u>15</u>
4.1. <u>SISTEMA DI RIFERIMENTO .....</u>	<u>15</u>
4.2. <u>UNITÀ DI MISURA .....</u>	<u>15</u>
5. <u>DEFINIZIONE DELLE AZIONI .....</u>	<u>16</u>
5.1. <u>PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI (<math>G_1</math>) .....</u>	<u>16</u>
5.2. <u>CARICHI PERMANENTI PORTATI (<math>G_2</math>) .....</u>	<u>16</u>
5.2.1. <u>LAMIERA GRECATI E GETTO INTEGRATIVO .....</u>	<u>16</u>
5.2.2. <u>PAVIMENTAZIONE .....</u>	<u>16</u>
5.2.3. <u>OPERE DI FINITURA .....</u>	<u>16</u>
5.3. <u>DEFORMAZIONI IMPRESSE .....</u>	<u>17</u>
5.3.1. <u>VARIAZIONI TERMICHE (<math>\epsilon_3</math>) .....</u>	<u>17</u>



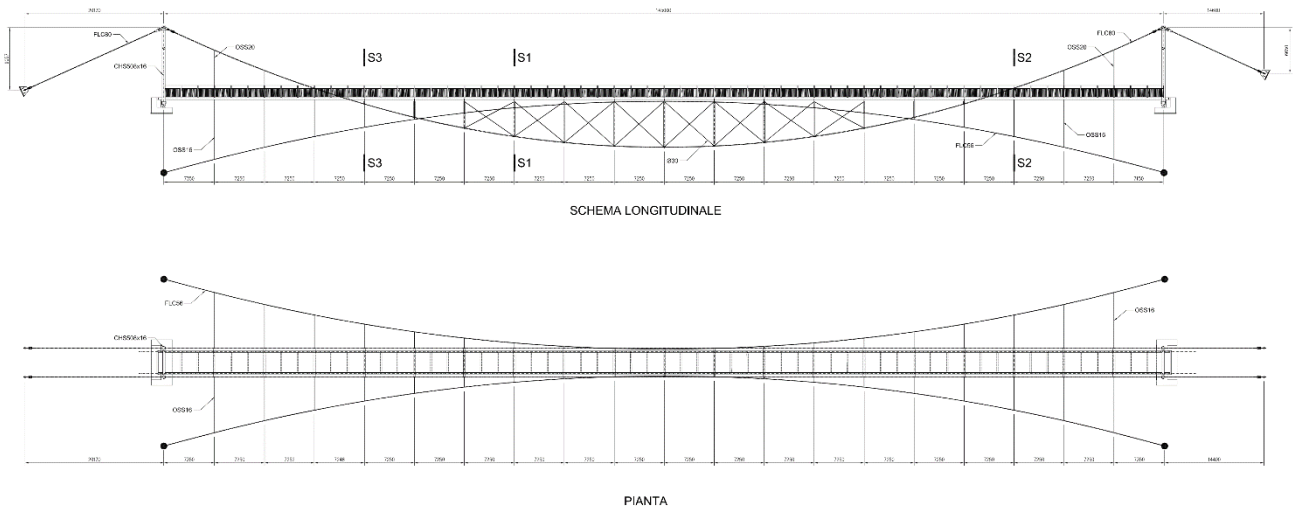
5.3.2. CEDIMENTI VINCOLARI ( $\varepsilon_4$ ) .....	17
5.4. AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (Q1) .....	18
5.5. INCREMENTO DINAMICO IN PRESENZA DI DISCONTINUITÀ STRUTTURALI (Q2).....	18
5.6. AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO (Q3).....	18
5.7. AZIONE CENTRIFUGA (Q4).....	18
5.8. AZIONI DI NEVE E VENTO (Q5) .....	19
5.8.1. AZIONE DELLA NEVE .....	19
5.8.2. AZIONE DEL VENTO .....	19
5.9. AZIONI SISMICHE (Q6) .....	20
5.9.1. VITA NOMINALE.....	20
5.9.2. CLASSE D'USO .....	20
5.9.3. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA.....	20
5.9.4. FATTORE DI STRUTTURA .....	20
5.9.5. DEFINIZIONE DEGLI SPETTRI DI PROGETTO .....	20
5.10. COMBINAZIONI.....	24
5.10.1. COMBINAZIONI SLU .....	25
5.10.2. COMBINAZIONI SLE RARA.....	25
5.11. DESCRIZIONE DEL MODELLO NUMERICO .....	26
5.11.1. PROGRAMMI DI CALCOLO .....	26
5.11.2. CONVENZIONI ADOTTATE NEI MODELLI DI CALCOLO.....	26
5.11.3. MODELLO DI CALCOLO .....	27
5.11.3.1. VISTA GENERALE E VINCOLI IMPOSTI .....	27
5.11.3.2. MATERIALI .....	27
5.12. DETERMINAZIONE DELLA CONFIGURAZIONE INIZIALE .....	28
5.12.1. DETERMINAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI DELLA STRUTTURA NELLA CONFIGURAZIONE INIZIALE .....	28
5.12.2. DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI SUI CAVI NELLA CONFIGURAZIONE INIZIALE .....	29
5.13. VERIFICHE DI RESISTENZA.....	30
5.13.1. VERIFICA DELL'IMPALCATO .....	30
5.13.1.1. VERIFICA DELLA LAMIERA GRECATA.....	30
5.13.1.2. VERIFICA DELLA SOLETTA IN C.A. ....	32
5.13.2. VERIFICA DEI TRAVERSI DI IMPALCATO .....	34
5.13.3. VERIFICA DEI CORRENTI DI IMPALCATO.....	36
5.13.4. VERIFICA DEI TELAI DI IMPALCATO .....	39
5.13.4.1. TELAIO - CHS 193.7x6.3 .....	40
5.13.4.2. DIAGONALI - CHS 139.7x5 .....	43
5.13.5. VERIFICA DEI CONTROVENTI.....	44
5.13.6. VERIFICA DEI PORTALI DI ESTREMITA' .....	45
5.13.7. DETERMINAZIONE DELLE FORZE DI TENSIONE MASSIME AGENTI SUI CAVI SUPERIORI .....	46
5.13.8. DETERMINAZIONE DELLA FORZA DI TENSIONE AGENTE SUI CAVI INFERIORI .....	47
5.13.9. DETERMINAZIONE DELLE FORZE MASSIME AGENTI SUI PENDINI INFERIORI.....	48
5.13.10. DETERMINAZIONE DELLE FORZE MASSIME AGENTI SUI PENDINI SUPERIORI.....	49
5.14. VERIFICHE SLE DI DEFORMABILITÀ .....	50
5.14.1. SPOSTAMENTI VERTICALI .....	50
5.14.2. SPOSTAMENTI TRASVERSALI .....	50
5.15. VERIFICHE A FATICA .....	51
5.16. COMPORTAMENTO DINAMICO .....	52
5.16.1. ANALISI DELLE FREQUENZE NATURALI .....	52
5.16.2. CONSIDERAZIONI PRELIMINARI SUL COMFORT.....	53
5.16.3. CONSIDERAZIONI SUGLI EFFETTI DINAMICI DEL VENTO .....	55

## 2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

### 2.1. INTRODUZIONE

La presente relazione ha come oggetto la progettazione di una passerella ciclopeditone (ponte di terza categoria) sulle Cassandre del torrente Mallero a Sondrio.

L'architettura strutturale del ponte è di tipo tensostrutturale, ovvero una passerella sospesa, con funi portanti e stabilizzanti presollecitate a curvature contrapposte.

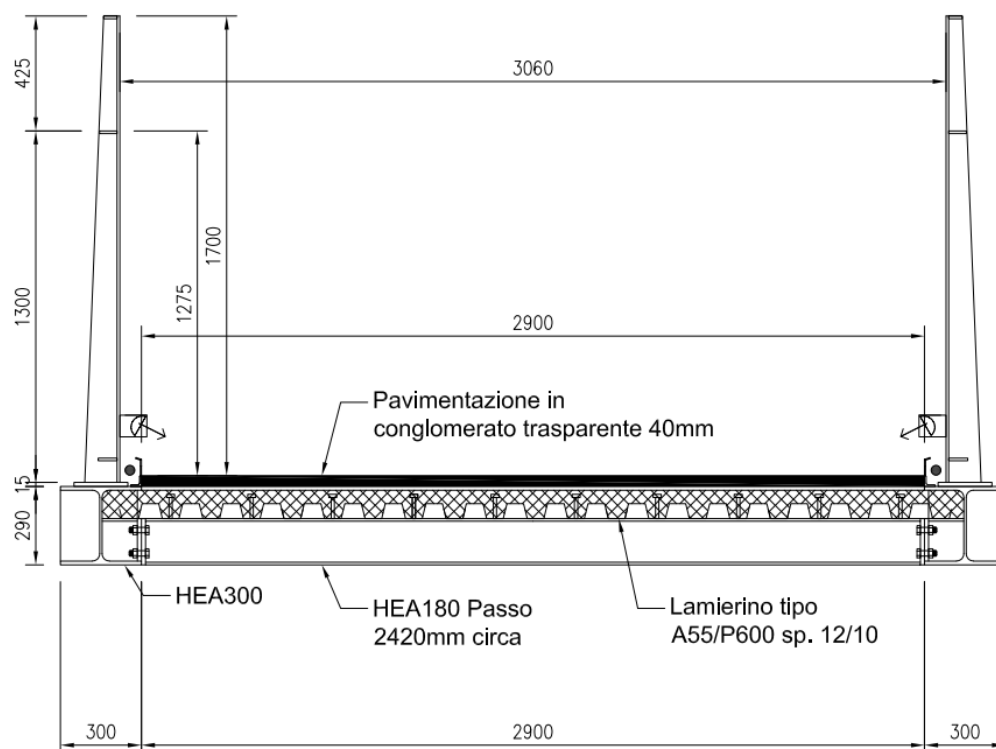


La passerella appare da lontano sospesa su una luce libera di 145 metri. La struttura portante si sviluppa come un sistema sospeso di funi stabilizzanti ad alta resistenza con curvatura contrapposta e due portali (torri) di ancoraggio.

Al fine di ottenere un sistema stabile anche per le azioni trasversali dovute al vento, le funi sono disposte secondo una configurazione spaziale, inizialmente in equilibrio sotto le azioni di tensione iniziali (stato 0) e carichi permanenti. Lo schema tenso-strutturale permette di ridurre al minimo le strutture di impalcato con rigidezza flessionale nel piano verticale e minimizzare l'impatto visivo sull'ambiente circostante.

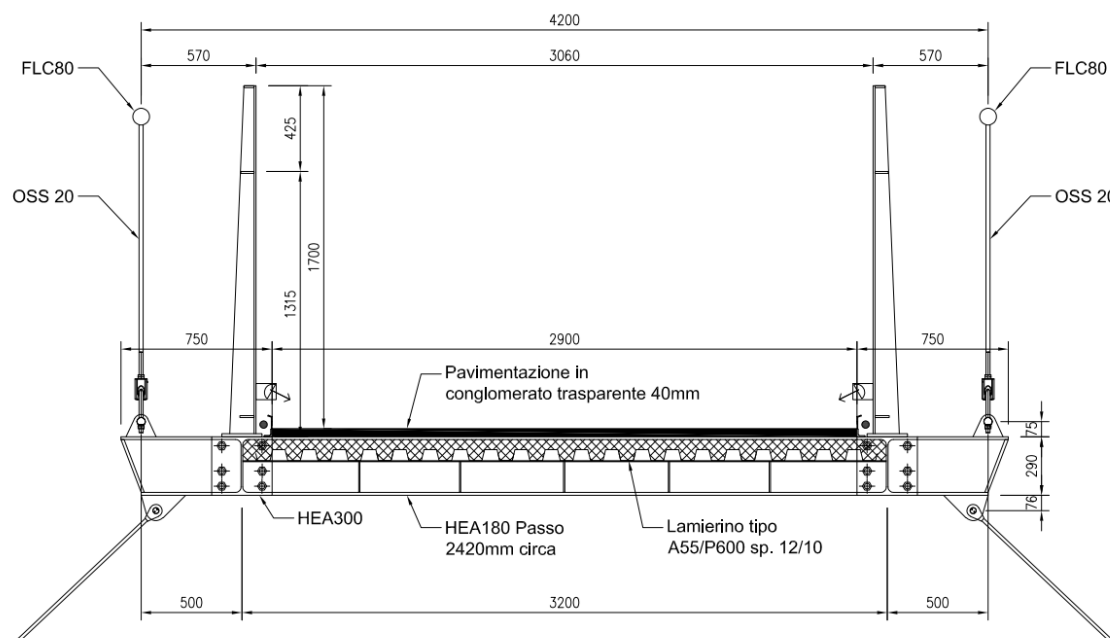
Le funi portanti hanno una freccia totale di 17.4 m e valenza non solo strutturale ma anche estetica. L'impalcato è a via intermedia tra le due orditure di cavi (i cavi superiori portanti e i cavi contrapposti inferiori) ed è sostenuto da pendini tesi nel tratto iniziale e portali compressi nel tratto di mezzzeria. La configurazione finale assunta dai cavi è quella che si ottiene dal naturale equilibrio con i carichi esterni agenti (la forza di gravità e il carico di esercizio, trasmessi ai cavi dai pendini tesi e dai portali compressi) e con i vincoli esterni.

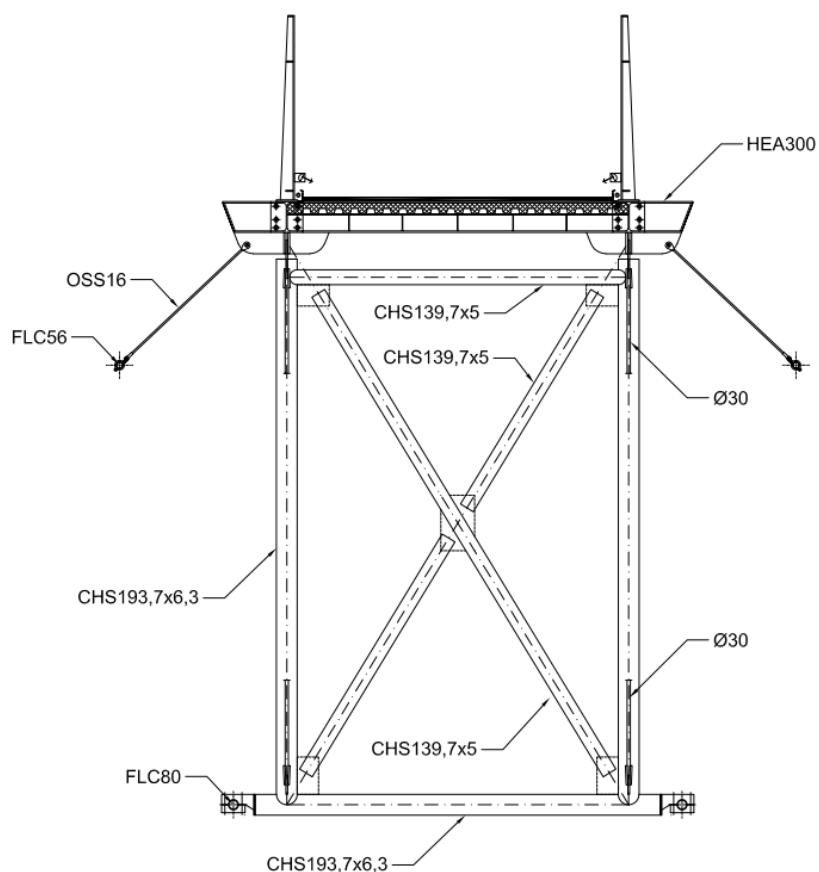
L'impalcato è costituito da una lamiera grecata con cappa di cls sp. 50 mm che funge da controventamento orizzontale. La lamiera è ordita in senso longitudinale, continua su 4 appoggi e sostenuta da traversi intermedi HEA 180 passo 2.42 m e traversi principali HEA 300 passo 7.25 m.



Le travi correnti longitudinali, sulle quali poggiano i traversi intermedi sono anch'esse profili laminati HEA 300 in acciaio S355.

Le sezioni trasversali in corrispondenza dei traversi principali, nei due tratti iniziale (impalcato sospeso dai pendini) e centrale (con impalcato supportato da portale compresso sostenuto) sono di seguito rappresentate.





Il sistema stabilizzante la passerella è costituito dalle funi a curvatura contrapposta di 80 mm (funi superiori) e 56 mm (funi inferiori). Il loro impiego ha permesso di ottenere un sistema verticale a doppio effetto, che si distingue dalla classica stabilizzazione per gravità dei ponti sospesi.

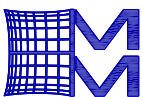
Le funi stabilizzanti sono caratterizzate da curvature nei piani verticali e orizzontali in modo da ottenere una risposta efficace contro le azioni dei carichi gravitazionali e le azioni di sollevamento e trascinamento indotte dal vento.

Sono stati inoltre previsti una serie di controventi nella parte centrale della passerella, dove la fune principale passa sotto l'impalcato e sono presenti i portali compressi, in modo da stabilizzare la fune centrale nei confronti dei carichi sbilanciati.

## 2.2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Di seguito si riporta la normativa tecnica cui si è fatto riferimento.

- NTC2018 – *Norme tecniche per le costruzioni DM 2018*
- Circolare applicativa alle NTC2018
- EC 3 – *Progettazione delle strutture in acciaio* - UNI ENV 1993-1-1:2005 PARTE 1-1 – *Regole generali e regole per gli edifici*
- EC 3 – *Progettazione delle strutture in acciaio* – UNI ENV 1993-1-5:2006 PARTE 1-5 – *Elementi strutturali a lastra*
- EC 3 – *Progettazione delle strutture in acciaio* – UNI ENV 1993-1-8:2005 PARTE 1-8 – *Progettazione dei collegamenti*
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale – Presidenza del Consiglio dei Lavori Pubblici – Servizio Tecnico Centrale
- Technical guide – Footbridges – Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading – SETRA – *Service d'Etudes techniques des routes et autoroutes*





## 2.3. DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

Si fa riferimento alla seguente documentazione:

- R01 – RELAZIONE TECNICA
- R02 – RELAZIONE PAESAGGISTICA
- R03 – INDAGINE GEOLOGICA E SISMICA
- R04 – RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA
- R05 – RELAZIONE GEOTECNICA
- R06 – RELAZIONE STRUTTURALE
- R07 – RELAZIONE FORESTALE

Si fa riferimento ai seguenti elaborati grafici:

- D01 – INQUADRAMENTO TERRITORIALE
- D02 – RILIEVO TOPOGRAFICO AREA DI INTERVENTO
- D03 – INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E RELAZIONE PERCORSI
- D04 – PROGETTO GENERALE
- D05 – STRUTTURE DI FONDAZIONE
- D06 – ANCORAGGIO CAVI ALLE FONDAZIONI
- D07 – VISTE GENERALI – STRUTTURA E PARAPETTO
- D08 – STRUTTURA – DETTAGLI
- D09 – STRUTTURA UNIFILARE E RENDER
- D10 – FOTOINSERIMENTI E FASI DI MONTAGGIO
- D11 – PIANO PARTICELLARE DI ESPROPRIO

## 2.4. DATI CARATTERISTICI

I dati caratteristici dell'opera sono di seguito riportati.

### 2.4.1. UBICAZIONE

L'opera è individuabile mediante le coordinate geografiche decimali:

Latitudine .....46.178649 ° Nord

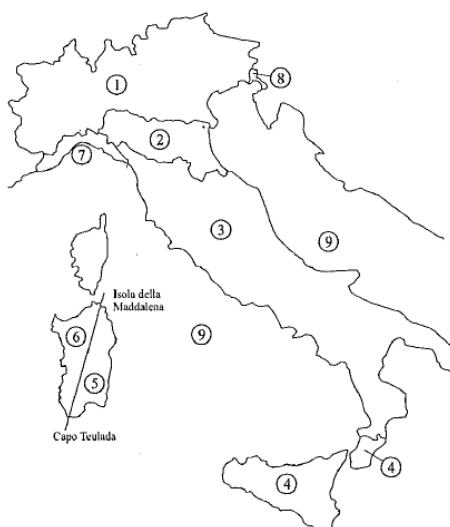
Longitudine .....9.867115 ° Est

La quota sul livello del mare dell'area oggetto dell'intervento è pari a circa 409 m.s.l.m.

La distanza dalla costa è pari a circa 200 km.

### 2.4.2. ZONIZZAZIONE PER AZIONI DA VENTO

Al fine della determinazione dell'azione da vento, l'area in oggetto ricade nella zona 1.



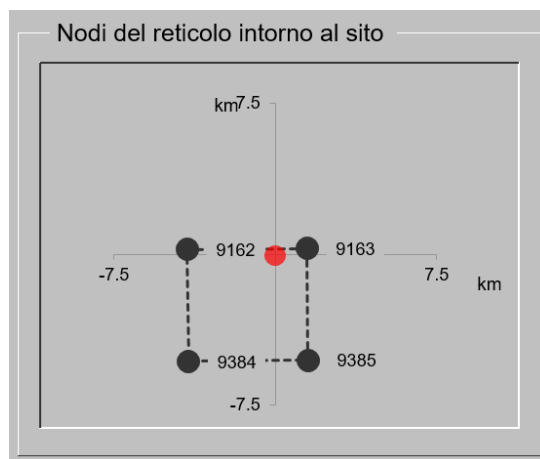
### 2.4.3. CLASSIFICAZIONE SISMICA REGIONALE

In base all'attuale classificazione sismica del territorio regionale, l'area oggetto dell'intervento ricade in zona 4.

### 2.4.4. INSERIMENTO NEL RETICOLO DI RIFERIMENTO

La pericolosità sismica del sito è stata valutata mediante i valori dell'accelerazione orizzontale massima,  $a_g$ , e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta.

I nodi del reticolo che definiscono la maglia all'interno della quale ricade il sito in oggetto sono i seguenti:



#### 2.4.5. VITA NOMINALE

La vita nominale dell'opera in questione,  $V_N$ , ovvero il numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta a manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata, è stata assunta pari a:

$V_N$  Vita nominale (NTC08 tabella 2.4.I) ..... 50 anni

#### 2.4.6. CLASSE D'USO

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso prodotto da azioni sismiche, il ponte oggetto della presente relazione rientra tra le costruzioni di classe III, così definita dalla normativa: "costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti varie 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".

Il coefficiente d'uso vale:

$C_U$  coefficiente d'uso relativo alla classe d'uso III (NTC08 tabella 2.4.II) ..... 1.5 -

#### 2.4.7. PERIODO DI RIFERIMENTO

L'azione sismica sulla struttura è stata valutata sulla base del periodo di riferimento,  $V_R$ , ottenuto moltiplicando la vita nominale dell'opera,  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$  (NTC08 §2.4.3).

$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1.5 =$  ..... 75 anni

#### 2.4.8. CARATTERISTICHE DEL SUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Le caratteristiche del sito ove andrà ad essere realizzata la struttura in progetto permettono di considerare una categoria di sottosuolo tipo B in sponda destra e tipo A in sponda sinistra.

#### 2.4.9. FATTORE DI STRUTTURA

Per quanto riguarda la struttura, il fattore di struttura (rif. NTC08, §7.9.2.1 e §7.9.5.3) per le azioni sismiche orizzontali e verticali è assunto sistematicamente uguale a uno a favore di sicurezza.

#### 2.4.10. CONFIGURAZIONE DI FINE COSTRUZIONE DELL'IMPALCATO METALLICO

Gli spostamenti in condizioni quasi permanenti sono annullati mediante opportuna messa in forma della passerella ottenuta con il tensionamento dei cavi superiori e inferiori.

#### 2.4.11. COMPORTAMENTO DINAMICO

Le analisi delle frequenze naturali di seguito riportate indicano una possibilità non nulla di risonanza in esercizio associata al transito dei pedoni, come è tipico per le passerelle pedonali di questo tipo. Questa possibilità dovrà essere indagata con specifiche analisi dinamiche secondo le indicazioni riportate da "Technical guide – Footbridges – Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading – SETRA – Service d'Etudes techniques des routes et autoroutes" tenendo in conto anche dell'effetto benefico smorzante della pavimentazione superiore in conglomerato e della lamiera grecata con getto in cls superiore. È stata comunque prevista la possibilità di predisporre dispositivi tipo TMD la cui effettiva necessità e utilità potrebbe rivelarsi solo ad opera conclusa e con l'esecuzione di specifiche prove dinamiche. Maggiori investigazioni su questo aspetto e sugli effetti dinamici causati dal vento sono riportate al **§5.16 COMPORTAMENTO DINAMICO**.

#### 2.4.12. SENSIBILITÀ ALLA FATICA

La passerella pedonale in oggetto è classificata secondo NTC08 come ponte di terza categoria. Il passaggio di veicoli è limitato al solo mezzo di soccorso descritto in dettaglio nella relazione di calcolo. Nonostante la tipologia della struttura realizzata in acciaio la renda sensibile al problema della fatica, le condizioni di carico a cui è sottoposta (passerella ad uso ciclo-pedonale) rendono il problema del danneggiamento per fatica non rilevante per l'opera.

### 3. RELAZIONE SUI MATERIALI

#### 3.1. CALCESTRUZZO MAGRO PER GETTI DI PULIZIA E LIVELLAMENTO

Il calcestruzzo è conforme alla norma UNI EN 13670-1:2001 ed ha le seguenti caratteristiche meccaniche:

• Classe di resistenza minima .....	C	12/15	-
• Resistenza cubica a compressione caratteristica .....	$R_{ck}$	15	MPa
• Resistenza cilindrica a compressione caratteristica a 28 giorni .....	$f_{ck}$	12.45	MPa
• Resistenza cilindrica a compressione media .....	$f_{cm}$	20.45	MPa
• Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo .....	$f_{cd}$	7.06	MPa
• Resistenza media a trazione semplice .....	$f_{ctm}$	1.61	MPa
• Resistenza a trazione caratteristica, frattile 5% .....	$f_{ctk,5\%}$	1.13	MPa
• Resistenza a trazione caratteristica, frattile 95% .....	$f_{ctk,95\%}$	2.09	MPa
• Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo .....	$f_{ctd}$	0.75	MPa
• Modulo elastico .....	$E_{cm}$	27267	MPa
• Rapporto di Poisson .....	$\nu$	0.2	-
• Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata .....	$\alpha_{cc}$	0.85	-
• Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo .....	$\gamma_c$	1.5	-

#### 3.2. CALCESTRUZZO FONDAZIONI CONTRAFFORTI E MURO DI SOSTEGNO

Il calcestruzzo è conforme alla norma UNI EN 13670-1:2001 ed ha le seguenti caratteristiche meccaniche:

• Classe di resistenza minima .....	C	30/37	-
• Resistenza cubica a compressione caratteristica .....	$R_{ck}$	37.0	MPa
• Resistenza cilindrica a compressione caratteristica a 28 giorni .....	$f_{ck}$	30.0	MPa
• Resistenza cilindrica a compressione media .....	$f_{cm}$	38.0	MPa
• Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo .....	$f_{cd}$	17.0	MPa
• Resistenza media a trazione semplice .....	$f_{ctm}$	2.83	MPa
• Resistenza a trazione caratteristica, frattile 5% .....	$f_{ctk,5\%}$	2.0	MPa
• Resistenza a trazione caratteristica, frattile 95% .....	$f_{ctk,95\%}$	3.68	MPa
• Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo .....	$f_{ctd}$	1.32	MPa
• Modulo elastico .....	$E_{cm}$	33000	MPa
• Rapporto di Poisson .....	$\nu$	0.2	-

Dove sono stati assunti i seguenti coefficienti:

• Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata .....	$\alpha_{cc}$	0.85	-
• Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo .....	$\gamma_c$	1.5	-

Inoltre, si assume:

• Classe di esposizione .....	XC2
• Diametro massimo degli inerti .....	32 mm
• Copriferro minimo .....	50 mm
• Rapporto max. acqua/cemento .....	0.60
• Classe di consistenza .....	S3/S4
• Cemento tipo .....	CEM 42.5R

Si assume nel calcolo il seguente valore del peso specifico:

• Peso specifico .....	$\gamma$	25 kN/m <sup>3</sup>
------------------------	----------	----------------------

### 3.3. CALCESTRUZZO FONDAZIONI ESPOSTE E IN PARETE

Il calcestruzzo è conforme alla norma UNI EN 13670-1:2001 ed ha le seguenti caratteristiche meccaniche:

• Classe di resistenza minima .....	C	35/45	-
• Resistenza cubica a compressione caratteristica .....	$R_{ck}$	45	MPa
• Resistenza cilindrica a compressione caratteristica a 28 giorni .....	$f_{ck}$	35	MPa
• Resistenza cilindrica a compressione media .....	$f_{cm}$	43	MPa
• Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo .....	$f_{cd}$	19.8	MPa
• Resistenza media a trazione semplice .....	$f_{ctm}$	3.20	MPa
• Resistenza a trazione caratteristica, frattile 5% .....	$f_{ctk,5\%}$	2.20	MPa
• Resistenza a trazione caratteristica, frattile 95% .....	$f_{ctk,95\%}$	4.20	MPa
• Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo .....	$f_{ctd}$	1.47	MPa
• Modulo elastico .....	$E_{cm}$	34000	MPa
• Rapporto di Poisson .....	$\nu$	0.2	-

Dove sono stati assunti i seguenti coefficienti:

• Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata .....	$\alpha_{cc}$	0.85	-
• Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo .....	$\gamma_c$	1.5	-

Inoltre, si assume:

• Classe di esposizione .....	XC4
• Diametro massimo degli inerti .....	32 mm
• Copriferro minimo .....	50 mm
• Rapporto max. acqua/cemento .....	0.50
• Classe di consistenza .....	S3/S4
• Cemento tipo .....	CEM 42.5R

Si assume nel calcolo il seguente valore del peso specifico:

• Peso specifico .....	$\gamma$	25	kN/m <sup>3</sup>
------------------------	----------	----	-------------------

### 3.4. CALCESTRUZZO SOLETTA IN C.A.

Il calcestruzzo è conforme alla norma UNI EN 13670-1:2001 ed ha le seguenti caratteristiche meccaniche:

• Classe di resistenza minima .....	C	30/37	-
• Resistenza cubica a compressione caratteristica .....	$R_{ck}$	37.0	MPa
• Resistenza cilindrica a compressione caratteristica a 28 giorni .....	$f_{ck}$	30.0	MPa
• Resistenza cilindrica a compressione media .....	$f_{cm}$	38.0	MPa
• Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo .....	$f_{cd}$	17.0	MPa
• Resistenza media a trazione semplice .....	$f_{ctm}$	2.83	MPa
• Resistenza a trazione caratteristica, frattile 5% .....	$f_{ctk,5\%}$	2.0	MPa
• Resistenza a trazione caratteristica, frattile 95% .....	$f_{ctk,95\%}$	3.68	MPa
• Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo .....	$f_{ctd}$	1.32	MPa
• Modulo elastico .....	$E_{cm}$	33000	MPa
• Rapporto di Poisson .....	$\nu$	0.2	-

Dove sono stati assunti i seguenti coefficienti:

• Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata .....	$\alpha_{cc}$	0.85	-
• Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo .....	$\gamma_c$	1.5	-

Inoltre, si assume:

• Classe di esposizione .....	XC4
-------------------------------	-----

- Diametro massimo degli inerti .....20 mm
- Copriferro minimo (netto) .....30 mm
- Rapporto max. acqua/cemento.....0.50
- Classe di consistenza ..... S5
- Cemento tipo ..... CEM 42.5R

Si assume nel calcolo il seguente valore del peso specifico:

- Peso specifico .....  $\gamma$  25 kN/m<sup>3</sup>

### 3.5. ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Si utilizza acciaio tipo B450C con le seguenti caratteristiche meccaniche:

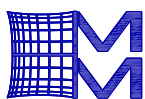
- Tensione di snervamento caratteristica .....  $f_{yk}$  450 MPa
- Resistenza di calcolo dell'acciaio .....  $f_{yd}$  391.3 MPa
- Tensione a rottura caratteristica .....  $f_{tk}$  540 MPa

Dove sono stati assunti i seguenti coefficienti:

- Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio .....  $\gamma_s$  1.15 -

Si assume nel calcolo il seguente valore del peso specifico:

- Peso specifico .....  $\gamma$  78.5 kN/m<sup>3</sup>



### 3.6. ACCIAIO PER STRUTTURE METALLICHE

Si utilizza acciaio tipo S355J2 aventi le seguenti caratteristiche meccaniche:

• Tensione di snervamento caratteristica ( $t < 40$ mm) .....	$f_{yk}$	355	MPa
• Resistenza di calcolo dell'acciaio ( $t < 40$ mm) .....	$f_{yd}$	338	MPa
• Tensione a rottura caratteristica ( $t < 40$ mm) .....	$f_{tk}$	510	MPa
• Tensione di snervamento caratteristica ( $40 < t < 80$ mm) .....	$f_{yk}$	335	MPa
• Resistenza di calcolo dell'acciaio ( $40 < t < 80$ mm) .....	$f_{yd}$	319	MPa
• Tensione a rottura caratteristica ( $40 < t < 80$ mm) .....	$f_{tk}$	470	MPa
• Modulo elastico .....	E	210000	MPa
• Rapporto di Poisson.....	$\nu$	0.3	-

Sono definiti i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:

• Resistenza delle sezioni di classe 1, 2 o 3 .....	$\gamma_{M0}$	1.05	-
• Resistenza delle sezioni di classe 4 .....	$\gamma_{M0}$	1.05	-
• Resistenza delle membrature all'instabilità .....	$\gamma_{M1}$	1.05	-
• Resistenza delle sezioni nette in corrispondenza delle forature.....	$\gamma_{M2}$	1.25	-

Si assume nel calcolo il seguente valore del peso specifico:

• Peso specifico .....	$\gamma$	78.5	kN/m <sup>3</sup>
------------------------	----------	------	-------------------

### 3.7. BULLONI

Si utilizzano bulloni ad alta resistenza classe 10.9:

• Tensione di snervamento .....	$f_{yb}$	900	MPa
• Tensione di rottura .....	$f_{tb}$	1000	MPa

Sono definiti i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:

• Resistenza dei bulloni .....	$\gamma_{M2}$	1.25	-
--------------------------------	---------------	------	---

### 3.8. SALDATURE

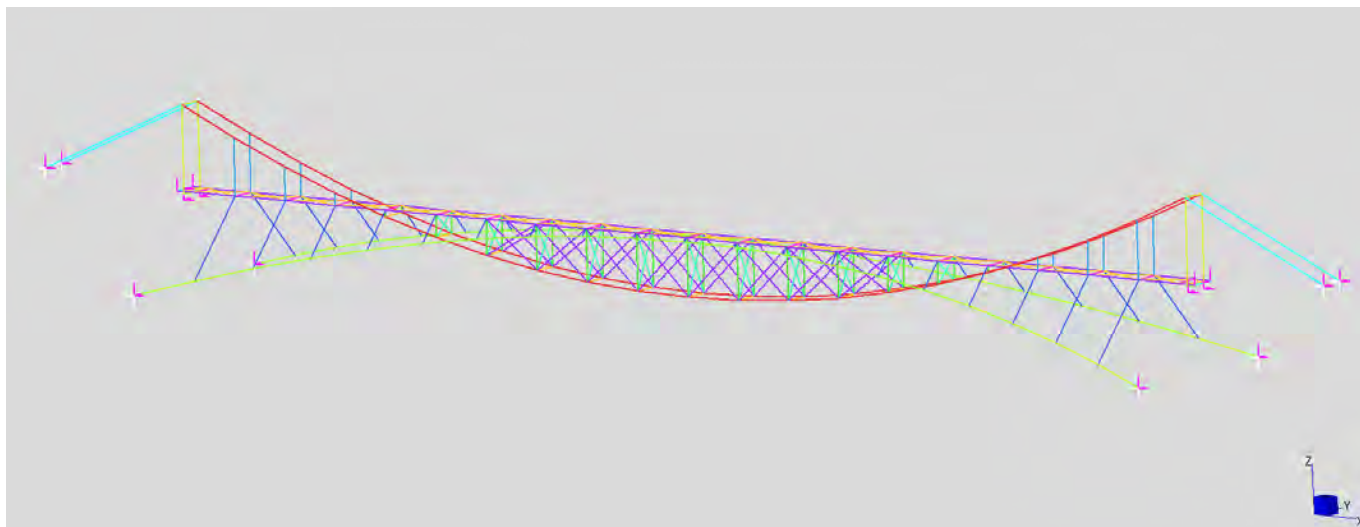
Le tensioni di snervamento e di rottura, così come le caratteristiche di allungamento e di resilienza del materiale di apporto, dovranno essere equivalenti o migliori rispetto a quelle riferite al materiale base.

Tutte le saldature, se non diversamente specificato, dovranno essere di tipo a completa penetrazione.

## 4. CONVENZIONI E DEFINIZIONI

### 4.1. SISTEMA DI RIFERIMENTO

Il sistema di riferimento adottato nel seguito per il calcolo strutturale è riportato nell'immagine seguente. L'asse X è longitudinale lungo l'asse del ponte, l'asse Y è trasversale, l'asse z è verticale diretto verso l'alto.



### 4.2. UNITÀ DI MISURA

Dove non diversamente specificato, nelle procedure di calcolo e di verifica si adottano le seguenti unità di misura:

- Lunghezza .....mm
- Forza ..... N
- Massa ..... t
- Tempo ..... s
- Tensioni..... MPa



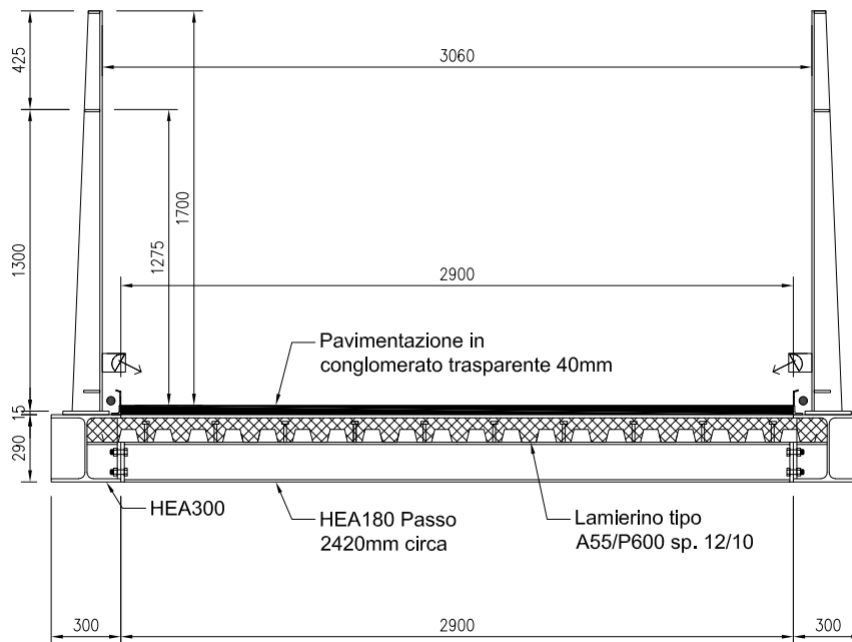
## 5. DEFINIZIONE DELLE AZIONI

### 5.1. PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI (G<sub>1</sub>)

Il peso proprio degli elementi strutturali è computato considerando il peso specifico dei materiali dichiarati al paragrafo §3 **RELAZIONE SUI MATERIALI**.

Si considera ai fini del calcolo una maggiorazione del 20% per tenere in conto di saldature, bullonature, piatti, piastre, etc.... non direttamente schematizzati nel modello di calcolo; anche ai cavi è stata applicata una maggiorazione per tener conto dei dettagli.

### 5.2. CARICHI PERMANENTI PORTATI (G<sub>2</sub>)



#### 5.2.1. LAMIERA GRECATI E GETTO INTEGRATIVO

Per la lamiera grecata e getto integrativo riportati nell'immagine sopra, si considera il seguente carico permanente portato (agente su tutta la larghezza della sede stradale):

$$\begin{aligned} g_{2,\text{lamiera}} &= \dots\dots\dots 0.15 \text{ kN/m}^2 \\ g_{2,\text{cls}} &= \dots\dots\dots 2.30 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

#### 5.2.2. PAVIMENTAZIONE

Per la pavimentazione della sede ciclo-pedonale, si considera il seguente carico permanente portato (agente su una larghezza ridotta pari a 2900mm):

$$\begin{aligned} \rho_{\text{pav}} &= \dots\dots\dots 20 \text{ kN/m}^3 \\ h_{\text{pav}} &= \dots\dots\dots 40 \text{ mm} \\ g_{2,\text{pav}} &= \rho_{\text{pav}} \cdot h_{\text{pav}} = 20 \cdot 0.04 = \dots\dots\dots 0.80 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

#### 5.2.3. OPERE DI FINITURA

$$\begin{aligned} g_{2,\text{corrimano}} &= \text{ringhiere e corrimano (comprensivo di entrambi i lati)} \dots\dots\dots 1.00 \text{ kN/m} \\ g_{2,\text{altro}} &= \text{servizi vari} \dots\dots\dots 1.00 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

### 5.3. DEFORMAZIONI IMPRESSE

#### 5.3.1. VARIAZIONI TERMICHE ( $\epsilon_3$ )

##### Variazione termica uniforme

Si considera un'escursione termica contraddistinta dai seguenti valori limite:

$T_{\min}$  = .....-15 °C

$T_{\max}$  = .....+45 °C

Si assume una temperatura iniziale di riferimento:

$T_0$  = .....+15 °C

Si assumono pertanto le seguenti variazioni di temperatura uniformi sull'impalcato:

$\Delta T_{\min}$  = .....-30 °C

$\Delta T_{\max}$  = .....+30 °C

##### Variazione termica differenziale

Si considerano le seguenti variazioni di temperatura (lineari sulla sezione):

$\Delta T_{\text{estr,caldo}}$  = variazione di temperatura all'estradosso (variazione nulla all'intradosso).....+10 °C

$\Delta T_{\text{intr,freddo}}$  = variazione di temperatura all'intradosso (variazione nulla all'estradosso).....-10 °C

#### 5.3.2. CEDIMENTI VINCOLARI ( $\epsilon_4$ )

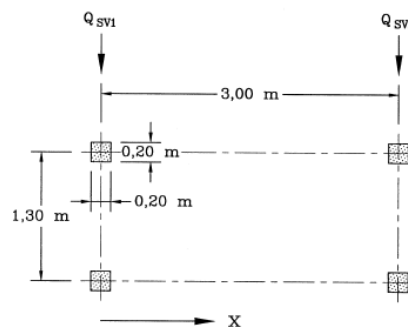
La possibilità che vengano maturati cedimenti vincolari in corrispondenza della pila e/o delle spalle è stata tenuta in conto nella presente relazione di calcolo e gli effetti dei cedimenti vincolari sono stati verificati come trascurabili.

## 5.4. AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (Q1)

La passerella pedonale, in accordo alle NTC08 §5.1.3.3 è classificata come ponte di 3ª categoria associato al solo transito dei carichi relativi allo schema di carico 5, costituito da folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di  $5.0 \text{ kN/m}^2$ .

Il carico si considera applicato con la disposizione più gravosa per le singole verifiche (in particolar modo si considera anche il caso che massimizza l'azione torcente dell'impalcato e relativo alla folla compatta eccentrica, per tutta la lunghezza dell'impalcato, su metà sezione).

Si considera altresì la presenza di un mezzo di soccorso secondo lo schema di figura seguente, costituito da due assi di peso  $Q_{sv1} = 40 \text{ kN}$  e  $Q_{sv2} = 80 \text{ kN}$ , comprensivi di effetti dinamici. A questo schema si associa una forza orizzontale di frenamento pari al 60% del carico verticale.



I carichi concentrati descritti si assumono diffusi secondo un angolo di  $45^\circ$  fino al piano medio della lamiera superiore dell'impalcato.

## 5.5. INCREMENTO DINAMICO IN PRESENZA DI DISCONTINUITÀ STRUTTURALI (Q2)

I carichi mobili includono anche gli effetti dinamici. Non è necessario includere effetti dinamici addizionali.

## 5.6. AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO ( $Q_3$ )

La forza di frenamento o di accelerazione si assume un carico pari al 10% di quello relativo alla folla compatta supposta su tutta la passerella, orientato nella direzione longitudinale della struttura.

## 5.7. AZIONE CENTRIFUGA ( $Q_4$ )

Il ponte ha asse rettilineo e pertanto non sono presenti azioni centrifughe.

## 5.8. AZIONI DI NEVE E VENTO ( $Q_5$ )

### 5.8.1. AZIONE DELLA NEVE

Il carico da neve non si considera concomitante col carico da traffico (il ponte non è coperto) ed è quindi trascurabile in quanto di entità molto inferiore ai carichi da traffico.

### 5.8.2. AZIONE DEL VENTO

L'azione del vento è schematizzata con un carico orizzontale statico diretto ortogonalmente all'asse del ponte.

$\rho$	= densità dell'aria .....	1.25	kg/m <sup>3</sup>
$v_b$	= velocità di riferimento (Lombardia, zona 1, altitudine < 500 m.s.l.m.) .....	25.0	m/s
$T_R$	= Tempo di ritorno di progetto.....	75	anni
$C_R$	= coefficiente di ritorno .....	1.023	-
$v_R$	= velocità di riferimento riferita al tempo di ritorno di progetto.....	25.58	m/s
$q_b$	= $0.5 \cdot \rho \cdot v_R^2$ (pressione cinetica di riferimento) = $0.5 \cdot 1.25 \cdot 25.58^2 =$ .....	409	Pa
$z$	= altezza sul suolo del punto considerato .....	100.0	m
$k_r$	= classe di rugosità B, distanza dalla costa 200 km, categoria di esposizione IV .....	0.22	-
$z_0$	= .....	0.30	m
$z_{min}$	= .....	8.00	m
$c_t$	= coefficiente di topografia .....	1.00	-
$c_e$	= $k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot (7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)) =$ .....	3.60	-
$c_p$	= coefficiente di forma .....	1.20	-
$c_d$	= coefficiente dinamico .....	1.00	-
$p$	= $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$ (pressione del vento) = $0.409 \cdot 3.60 \cdot 1.20 \cdot 1.00 =$ .....	1.77	kN/m <sup>2</sup>

L'azione si considera a favore di sicurezza applicata su una superficie esposta al vento di altezza costante pari a 3.00 m. Pertanto, risulta:

$$q_5 = p \cdot h_{\text{esposta}} \text{ (carico lineare distribuito agente in asse)} = 1.77 \cdot 3.00 = \dots\dots\dots 5.30 \text{ kN/m}$$

## 5.9. AZIONI SISMICHE ( $Q_6$ )

Di seguito si riportano le ipotesi e i parametri impiegati nella progettazione sismica del ponte.

### 5.9.1. VITA NOMINALE

Per la passerella in esame si assume vita nominale pari a:

$V_N$  vita nominale (NTC08 §2.4.1.) ..... 50 anni

### 5.9.2. CLASSE D'USO

Per la passerella in esame, appartenente alla classe d'uso III, si assume:

$C_U$  coefficiente d'uso (NTC08 §2.4.3.) ..... 1.5 -

### 5.9.3. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Il periodo di riferimento per l'azione sismica è assunto pari a:

$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1.5 =$  ..... 75 anni

### 5.9.4. FATTORE DI STRUTTURA

Sia per azioni sismiche orizzontali che per azioni sismiche verticali si assume a favore di sicurezza:

$q$  fattore di struttura..... 1.0 -

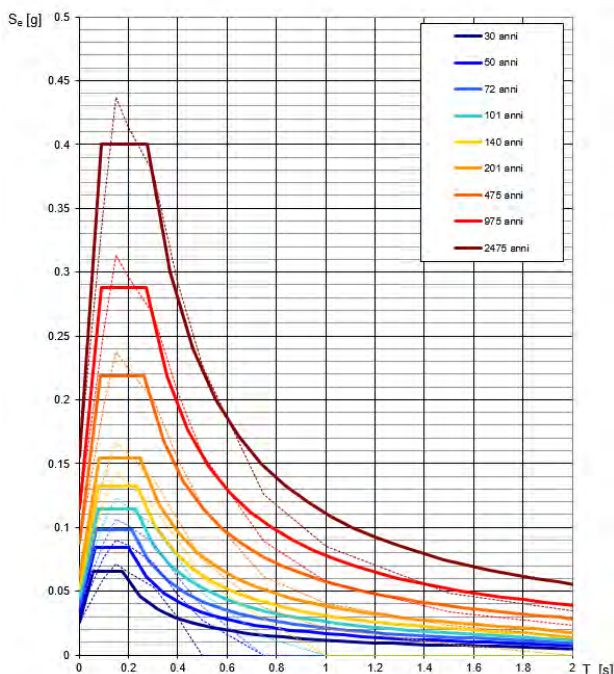
### 5.9.5. DEFINIZIONE DEGLI SPETTRI DI PROGETTO

L'opera è sita nel comune di Sondrio (SO), ed è individuabile mediante le coordinate geografiche decimali:

Latitudine ..... 46.17865 ° Nord

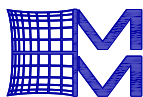
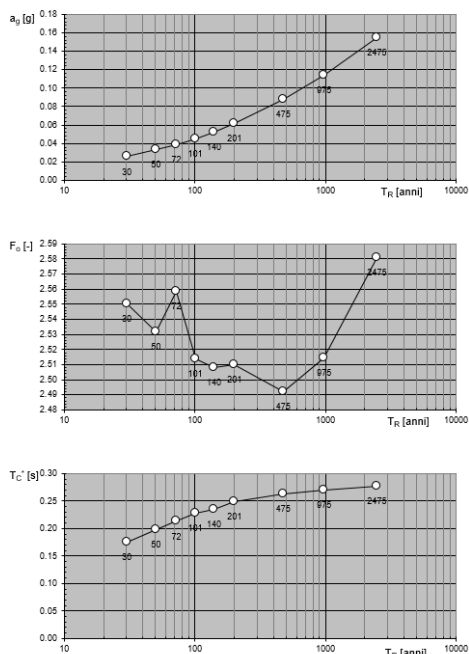
Longitudine ..... 9.86712 ° Est

Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno  $T_R$  di riferimento



NOTA:  
Con linea continua si rappresentano gli spettri di Normativa, con linea tratteggiata gli spettri del progetto S1-INGV da cui sono derivati.

Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C$ : variabilità col periodo di ritorno  $T_R$



Maffei Engineering s.p.a.

Engineering & Consulting

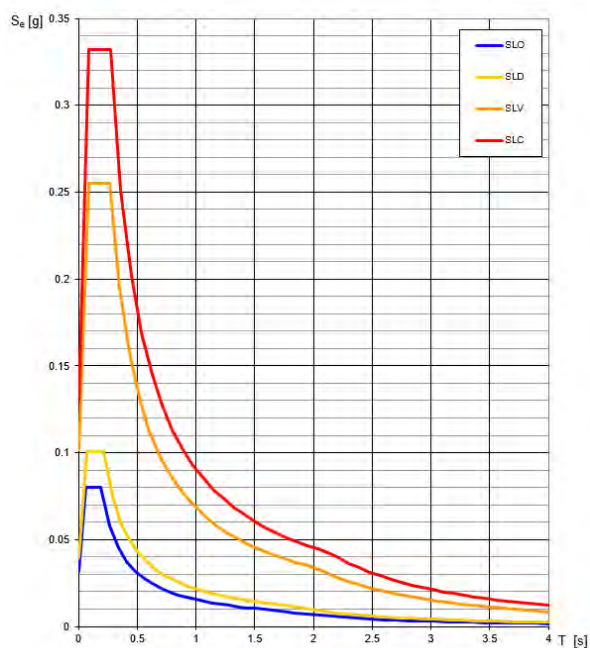
Via Mignano, 26 - 36020 Solagna (Vicenza) - ITALY

Ph: 0444 6424 558361

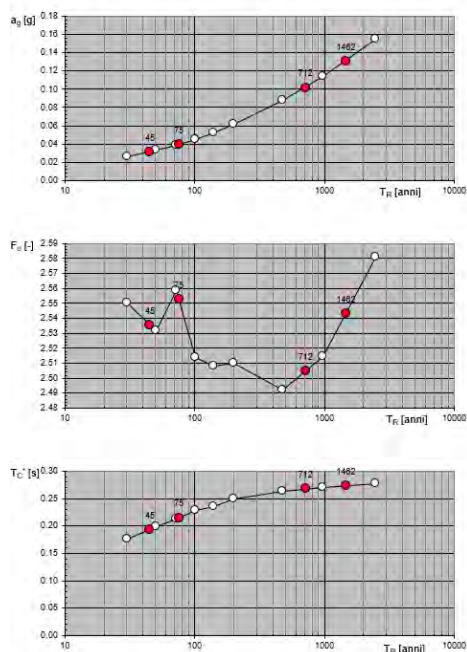
Si definiscono i periodi di ritorno dell'azione sismica:

SLO	Stato limite di esercizio SLE – $P_{Vr} = 81\%$ .....	45	anni
SLD	Stato limite di esercizio SLE – $P_{Vr} = 63\%$ .....	75	anni
SLV	Stato limite di esercizio SLU – $P_{Vr} = 10\%$ .....	712	anni
SLC	Stato limite di esercizio SLU – $P_{Vr} = 5\%$ .....	1462	anni

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



Valori di progetto dei parametri  $a_g$ ,  $F_a$ ,  $T_C$  in funzione del periodo di ritorno



Si definiscono i seguenti parametri che caratterizzano la risposta sismica locale:

Categoria di sottosuolo .....	B	-
Categoria topografica .....	T1	-
$S_T$ - Coefficiente di amplificazione topografica .....	1.0	-

## STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV)

### Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.102 g
$F_a$	2.505
$T_a$	0.268 s
$S_a$	1.200
$C_a$	1.432
$S_T$	1.000
$q$	1.000

#### Parametri dipendenti

$S$	1.200
$\eta$	1.000
$T_B$	0.128 s
$T_C$	0.383 s
$T_D$	2.007 s

#### Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = \sqrt{10 \cdot (5 + \xi)} \geq 0.55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

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

$$T_C = C_a \cdot T_a \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4.0 \cdot a_g / \xi + 1.6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$$

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

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

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  $\eta q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

#### Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0.000	0.122
0.128	0.306
0.383	0.306
0.460	0.255
0.538	0.218
0.615	0.191
0.692	0.169
0.770	0.152
0.847	0.139
0.924	0.127
1.002	0.117
1.079	0.109
1.157	0.101
1.234	0.095
1.311	0.089
1.389	0.084
1.466	0.080
1.543	0.076
1.621	0.072
1.698	0.069
1.775	0.066
1.853	0.063
1.930	0.061
2.007	0.058
2.102	0.053
2.197	0.049
2.292	0.045
2.387	0.041
2.482	0.038
2.577	0.035
2.672	0.033
2.766	0.031
2.861	0.029
2.956	0.027
3.051	0.025
3.146	0.024
3.241	0.022
3.336	0.021
3.431	0.020
3.526	0.020
3.620	0.020
3.715	0.020
3.810	0.020
3.905	0.020
4.000	0.020

### Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato SLV

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_{gv}$	0.044 g
$S_{av}$	1.000
$S_{Tv}$	1.000
$q_v$	1.500
$T_{Bv}$	0.050 s
$T_{Cv}$	0.150 s
$T_{Dv}$	1.000 s

#### Parametri dipendenti

$F_v$	1.079
$S$	1.000
$\eta$	0.667

#### Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1.35 \cdot F_a \cdot \left( \frac{a_g}{\xi} \right)^{0.5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

#### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_{Bv} \quad S_d(T) = a_{gv} \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_{Bv}} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left( 1 - \frac{T}{T_{Bv}} \right) \right]$$

$$T_{Bv} \leq T < T_{Cv} \quad S_d(T) = a_{gv} \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

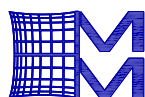
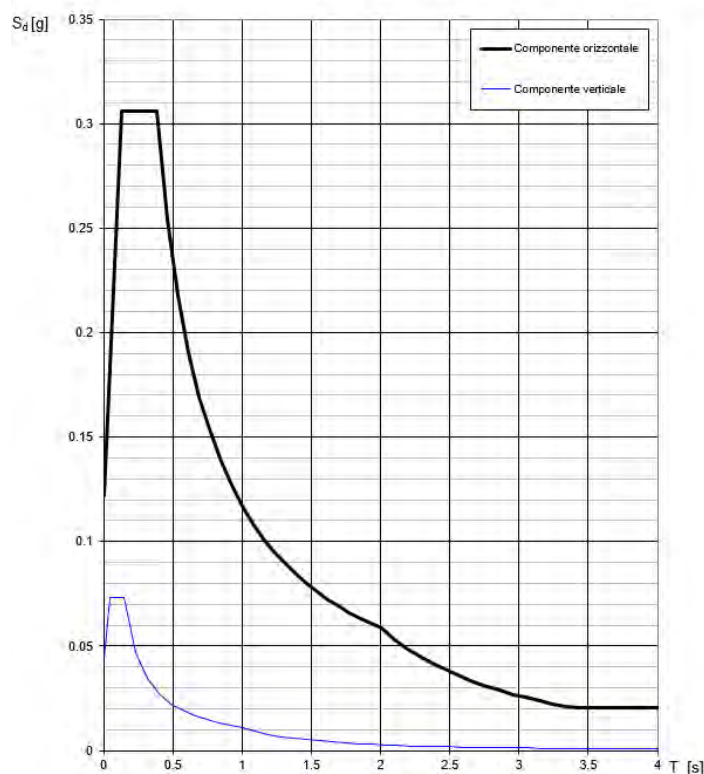
$$T_{Cv} \leq T < T_{Dv} \quad S_d(T) = a_{gv} \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_{Cv}}{T} \right)$$

$$T_{Dv} \leq T \quad S_d(T) = a_{gv} \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_{Cv} \cdot T_{Dv}}{T} \right)$$

#### Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0.000	0.044
0.050	0.073
0.150	0.073
0.235	0.047
0.320	0.034
0.405	0.027
0.490	0.022
0.575	0.019
0.660	0.017
0.745	0.015
0.830	0.013
0.915	0.012
1.000	0.011
1.094	0.009
1.188	0.008
1.281	0.007
1.375	0.006
1.469	0.005
1.563	0.005
1.656	0.004
1.750	0.004
1.844	0.003
1.938	0.003
2.031	0.003
2.125	0.002
2.219	0.002
2.313	0.002
2.406	0.002
2.500	0.002
2.594	0.002
2.688	0.002
2.781	0.001
2.875	0.001
2.969	0.001
3.063	0.001
3.156	0.001
3.250	0.001
3.344	0.001
3.438	0.001
3.531	0.001
3.625	0.001
3.719	0.001
3.813	0.001
3.906	0.001
4.000	0.001

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







## 5.10. COMBINAZIONI

Di seguito si riportano le tabelle utilizzate per la definizione delle principali combinazioni adottate nel calcolo. Le combinazioni sono definite in accordo alle NTC18.

- 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 caratteristica (rara), SLE:

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

- Combinazione sismica:

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

I coefficienti parziali di sicurezza, per i ponti sono stati estrapolati dalla Tab. 5.1.V:

		Coefficiente	EQU <sup>(a)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti $g_1$ e $g_3$	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup> $g_2$	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_Q$	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90 1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 1,00 <sup>(4)</sup>	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}$ , $\gamma_{\epsilon 3}$ , $\gamma_{\epsilon 4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

Stesso discorso per i coefficienti di combinazione, estrapolati dalla Tab. 5.1.VI:

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 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 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Di seguito si riportano le combinazioni maggiormente critiche, allo Stato Limite Ultimo (SLU) ed allo Stato Limite di Esercizio (SLE).

#### 5.10.1. COMBINAZIONI SLU

<b>CMB</b>	<b>G<sub>1</sub></b>	<b>G<sub>2</sub></b>	<b>Q<sub>1</sub> - Traffico</b>	<b>Q<sub>5</sub> - Vento</b>
SLU_1_G	1.35	1.35		
SLU_2_Q	1.35	1.35	1.35	
SLU_3_Q	1.35	1.35	1.35	0.9
SLU_4_W	1.35	1.35		1.5
SLU_5_W	1.0	1.0		1.5

#### 5.10.2. COMBINAZIONI SLE RARA

<b>CMB</b>	<b>G<sub>1</sub></b>	<b>G<sub>2</sub></b>	<b>Q<sub>1</sub> - Traffico</b>	<b>Q<sub>5</sub> - Vento</b>
SLE_1_G	1.0	1.0		
SLE_2_Q	1.0	1.0	1.0	
SLE_3_Q	1.0	1.0	1.0	0.6
SLE_4_W	1.0	1.0		1.0

## 5.11. DESCRIZIONE DEL MODELLO NUMERICO

### 5.11.1. PROGRAMMI DI CALCOLO

Per il calcolo si utilizza il software Straus7 Release 2.4.6 sviluppato da G+D Computing Pty Ltd - STRAUS7 Release 2.4.6 sviluppato da G+D Computing.

I risultati delle analisi eseguite mediante elaboratore sono sistematicamente confrontati con quelli forniti da analisi semplificate.

### 5.11.2. CONVENZIONI ADOTTATE NEI MODELLI DI CALCOLO

Le lettere maiuscole X, Y, Z identificano i tre assi del sistema di riferimento globale, definiti al paragrafo §4.1.

Le unità di misura adottate sono definite al paragrafo §4.2.

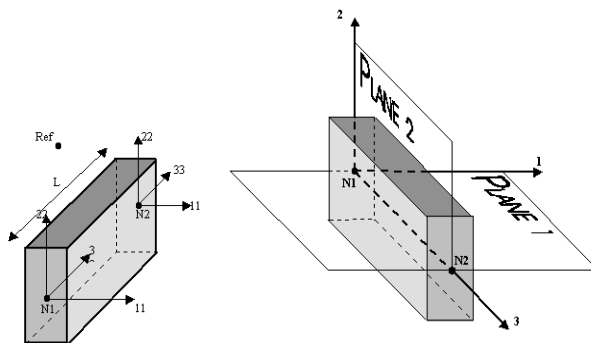
Gli elementi *trave* (o *beam*) impiegati sono elementi dotati di rigidità assiale, flessionale e torsionale e sono dotati di 6 gradi di libertà attivi per ciascun nodo: DX, DY, DZ (spostamenti nodali) ed RX, RY, RZ (rotazioni nodali).

Le caratteristiche delle sollecitazioni sono di seguito descritte:

- Sforzo assiale ..... N
- Sforzo di taglio nel piano 1 ..... SF1
- Sforzo di taglio nel piano 2 ..... SF2
- Momento flettente nel piano 1 ..... BM1
- Momento flettente nel piano 2 ..... BM2
- Momento torcente ..... T

Le caratteristiche geometriche e meccaniche sono di seguito descritte:

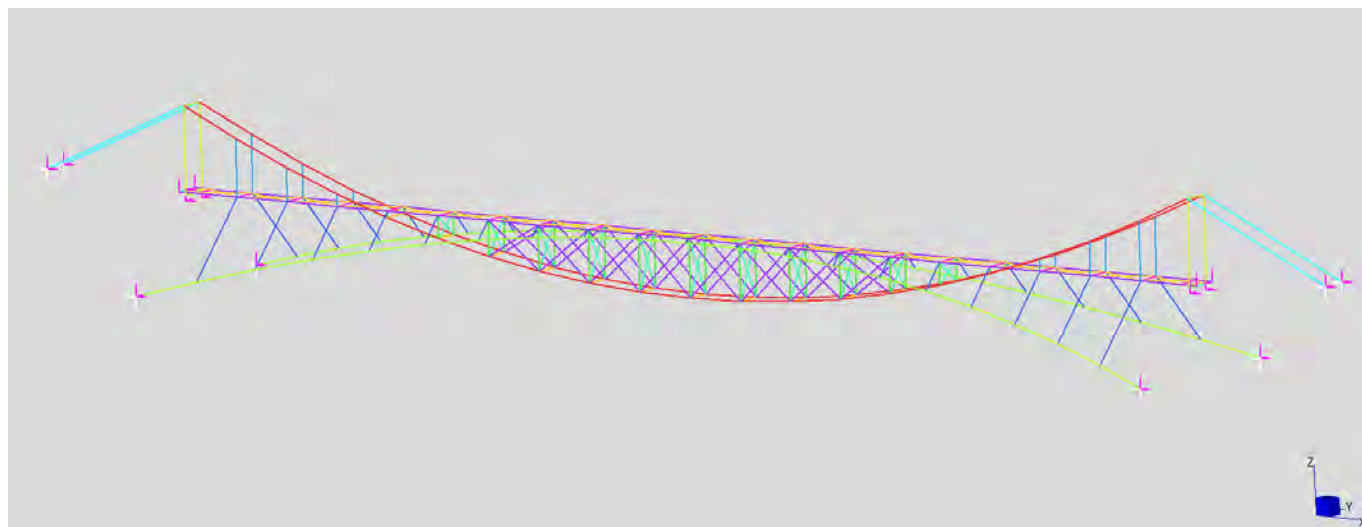
- Area ..... A
- Inerzia attorno asse 1 ..... I11
- Inerzia attorno asse 2 ..... I22
- Inerzia torsionale ..... J



### 5.11.3. MODELLO DI CALCOLO

#### 5.11.3.1. VISTA GENERALE E VINCOLI IMPOSTI

Di seguito si riporta una immagine del modello di calcolo adottato e dei vincoli applicati.



In particolare, tutte le funi si vincolate in maniera fissa mentre nell'impalcato è stato previsto uno schema di vincolo isostatico in modo da evitare coazioni a causa dell'azione termica:

- In senso longitudinale l'impalcato è vincolato solo ad un estremo, quello lato Ovest, in mezeria;
- In senso trasversale l'impalcato è vincolato su entrambi gli estremi in corrispondenza della mezeria;
- In senso verticale gli estremi dell'impalcato sono sostenuti direttamente dalla fondazione in quanto non vi è connessione con i portali di estremità. I vincoli sono in corrispondenza delle travi di estremità.

#### 5.11.3.2. MATERIALI

I materiali sono definiti coerentemente con quanto descritto nella relazione sui materiali (**§3 RELAZIONE SUI MATERIALI**).

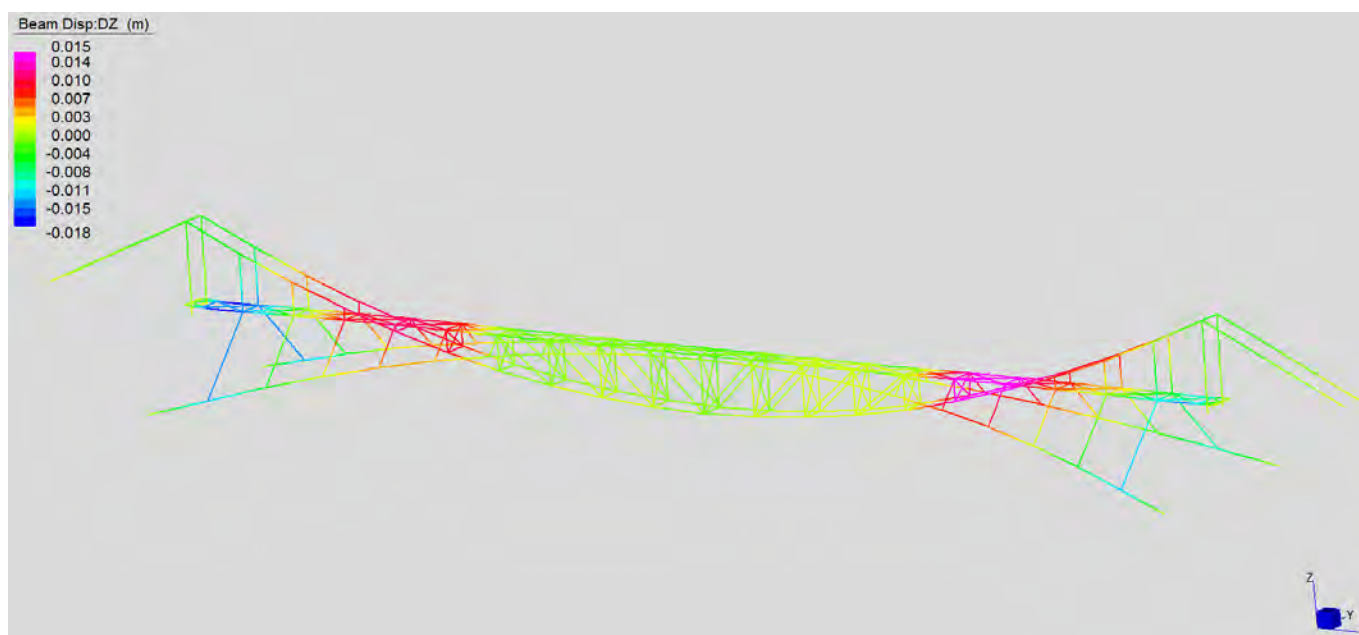
## 5.12. DETERMINAZIONE DELLA CONFIGURAZIONE INIZIALE

Al fine di ottenere un sistema stabile anche per le azioni trasversali dovute al vento, le funi sono disposte secondo una configurazione spaziale, inizialmente in equilibrio sotto le azioni di tensione iniziali (stato 0) e carichi permanenti. Lo schema tenso-strutturale permette di ridurre al minimo le strutture di impalcato.

La messa in forma della struttura avviene secondo una procedura iterativa con la quale viene determinata la corretta pretensione iniziale sui cavi superiori e inferiori e la corretta forma spaziale dei cavi.

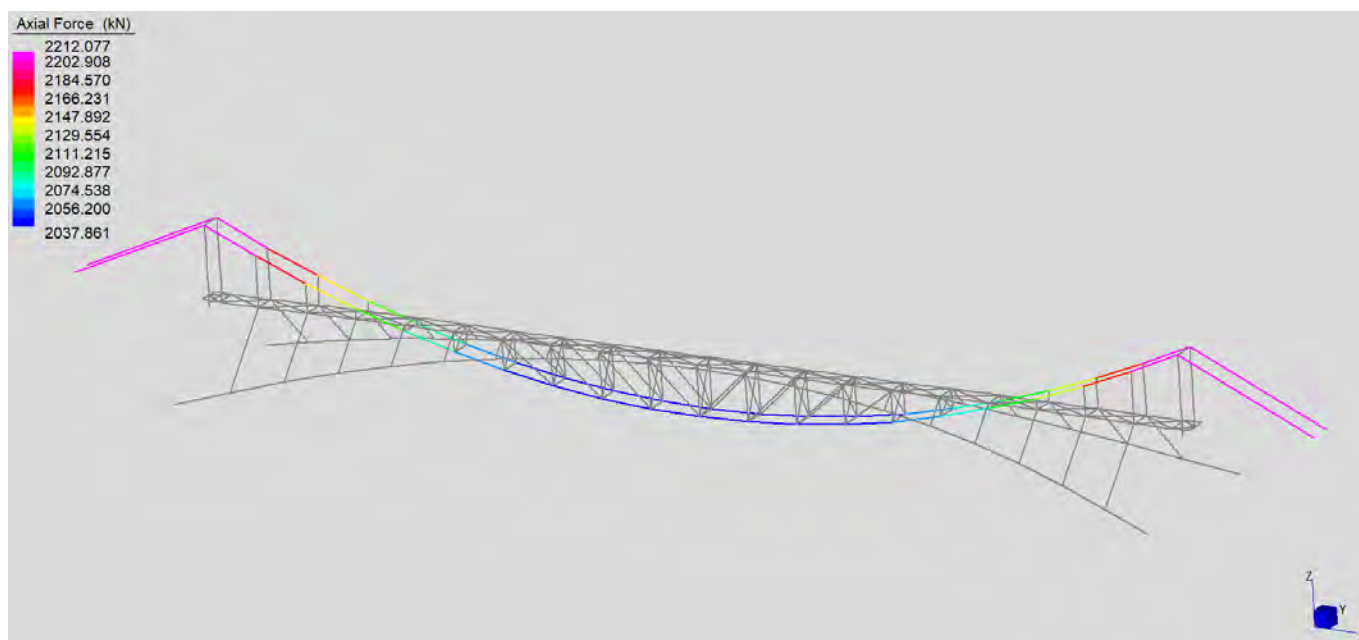
### 5.12.1. DETERMINAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI DELLA STRUTTURA NELLA CONFIGURAZIONE INIZIALE

Di seguito si riportano le deformate, prossime a zero, della struttura sottoposta alle azioni quasi permanenti.

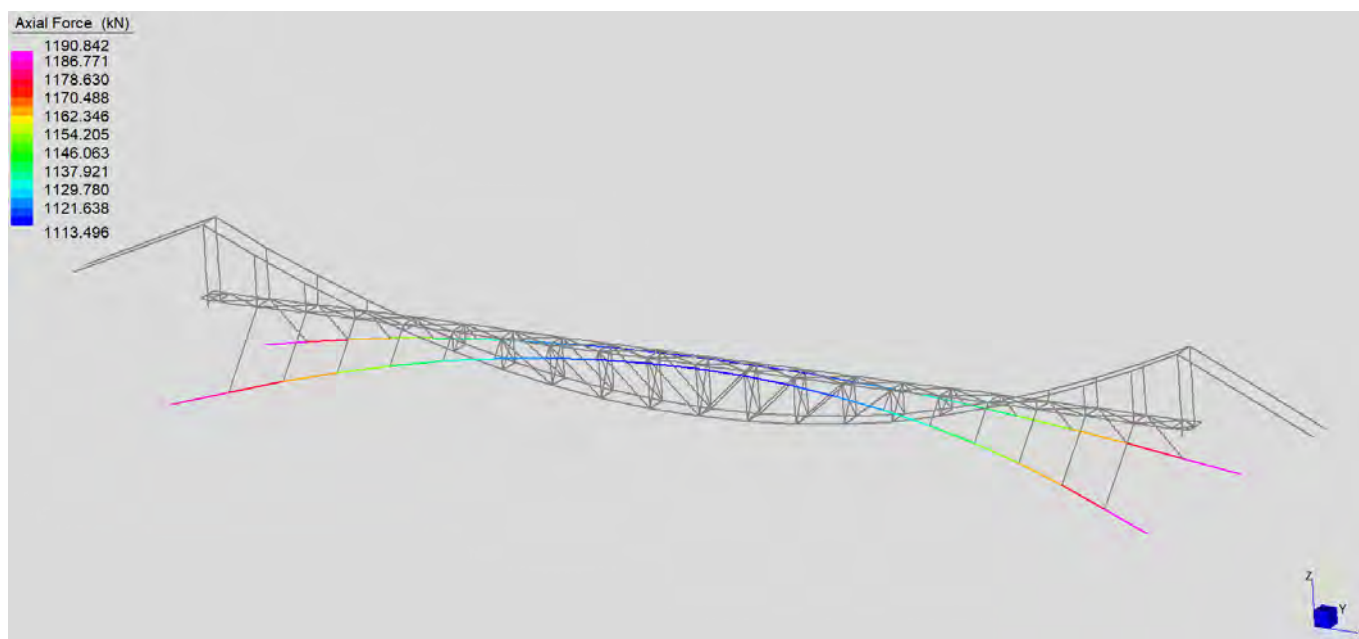


### 5.12.2. DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI SUI CAVI NELLA CONFIGURAZIONE INIZIALE

Di seguito si riportano le corrispondenti forze di tensione sui cavi superiori.

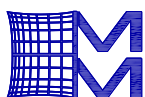


Di seguito si riportano le corrispondenti forze di tensione sui cavi inferiori.





Le verifiche sono soddisfatte.



Maffei Engineering s.p.a.  
Engineering & Consulting

Via Mignano, 26 - 36020 Solagna (Vicenza) - ITALY  
P. 0444/474.555361



### 5.13.1.2. VERIFICA DELLA SOLETTA IN C.A.

La lamiera è di tipo collaborante, verrà quindi verificata la sezione composta.

- AZIONI

Le azioni a cui è sottoposta la soletta sono il peso della soletta in calcestruzzo e lamiera più il carico accidentale della folla ed il carico del mezzo di soccorso. Nella condizione maggiormente critica si considera il carico concentrato dato dalla presenza del mezzo di soccorso, nella posizione maggiormente sfavorevole.

I carichi sono:

- G1 – Soletta in c.a: 2.30 kPa;
- G1 – Lamiera grecata: 0.10 kPa;
- Q1 – Folla: 5 kPa;
- Q2 – Mezzo di soccorso: tandem di 80kN complessivi (40 kN per ruota) su un'impronta 200x200mm.

Per il momento flettente si considera il carico concentrato applicato in mezzzeria ed una diffusione sulla soletta efficace con un angolo pari a 45° ( $B_{eff,M} = 2 \cdot \tan(45^\circ) \cdot 2420\text{mm} / 2 = 2420\text{mm}$ ).

Il momento flettente per unità di lunghezza allo Stato Limite Ultimo sarà pari a:

$$M_{Ed} = [1.35 \cdot (2.30 \text{ kPa} + 0.15 \text{ kPa}) \cdot (2.42\text{m})^2 / 8] + [1.35 \cdot 40\text{kN} \cdot 2.42\text{m} / (4 \cdot 2.42\text{m})] = 15.9 \text{ kNm/m}.$$

Per il taglio invece si considera il carico applicato in prossimità del supporto, con una diffusione a 45° nella sezione trasversale dal punto di applicazione del carico al baricentro della sezione resistente ( $B_{eff,V} = 200\text{mm} + 2 \cdot \tan(45^\circ) \cdot 117\text{mm} = 434\text{mm}$ ).

Mentre il taglio è pari a:

$$V_{Ed} = [1.35 \cdot (2.30 \text{ kPa} + 0.15 \text{ kPa}) \cdot (2.42\text{m}) / 2] + [1.35 \cdot 40 \text{ kN} / 0.434\text{m}] = 128.4 \text{ kN/m}.$$

Riassumendo, le azioni considerate per le verifiche sono:

$M_{Ed}$  momento flettente nella combinazione dimensionante..... 15.9 kNm/m

$V_{Ed}$  taglio nella combinazione dimensionante..... 128.4 kN/m

- VERIFICA A FLESSIONE

Le verifica a resistenza flessionale della soletta mista è stata svolta con l'ausilio del software VCASlu sviluppato dal Prof. Piero Gelfi considerando la capacità flessionale di una nervatura tipica, come mostrata di seguito.

**Titolo :** Soletta 50 + A55/P600 / Momento positivo

N° Vertici  Zoom N° barre  Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	3.08	0
3	4.43	-5.5
4	10.58	-5.5
5	11.94	0
6	15.01	0

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0.50	7.5	2.5
2	.37	1.54	0
3	.68	3.75	-2.75
4	.74	7.5	-5.5
5	.68	11.26	-2.75
6	.37	13.48	0

**Sollecitazioni**  
☒ S.L.U. ☐ Metodo n  
 N<sub>Ed</sub>  kN  
 M<sub>Ed</sub>  kNm  
 M<sub>yEd</sub>  kNm

**P.to applicazione N**  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN  yN

**Tipo rottura**  
☒ Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
**B450C** **C30/37**  
 $\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm²  $\epsilon_{cu}$   ‰  
 $E_s$   N/mm²  $f_{cd}$   N/mm²  
 $E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ?  
 $\epsilon_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$   N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm²  $\tau_{co}$   N/mm²  
 $\tau_{c1}$   N/mm²

**M<sub>xRd</sub>**  kNm

**Metodo di calcolo**  
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-  
☒ Metodo n

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.   
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub>  cm Col. modello  
☐ Precompresso

$\sigma_c$   N/mm²  
 $\sigma_s$   N/mm²  
 $\epsilon_c$   ‰  
 $\epsilon_s$   ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 $\delta$

M <sub>Rd</sub>	momento flettente resistente, nervatura tipica .....	6.13	kNm
p <sub>1</sub>	passo nervature .....	150.0	mm
M <sub>Rd</sub>	momento flettente resistente per unità di lunghezza .....	40.8	kNm/m
E <sub>d</sub> /R <sub>d</sub>	(M <sub>Ed</sub> / M <sub>Rd</sub> ) .....	0.39	-

- VERIFICA A TAGLIO

La verifica a taglio è stata condotta considerando come contributo resistente solamente quello fornito dalla lamiera grecata con le anime verticali.

A <sub>v,sing</sub>	area di taglio singola anima .....	66.0	mm²
p <sub>2</sub>	passo anime verticali .....	75.0	mm
A <sub>v</sub>	area di taglio per unità di lunghezza.....	880.0	mm²/m
V <sub>Rd</sub>	taglio resistente per unità di lunghezza .....	135.5	kN/m
E <sub>d</sub> /R <sub>d</sub>	(V <sub>Ed,1</sub> / V <sub>Rd,1</sub> ).....	0.94	-

Le verifiche sono soddisfatte.

### 5.13.2. VERIFICA DEI TRAVERSI DI IMPALCATO

Nel presente paragrafo sono riportate le verifiche strutturali dei traversi HEA180.

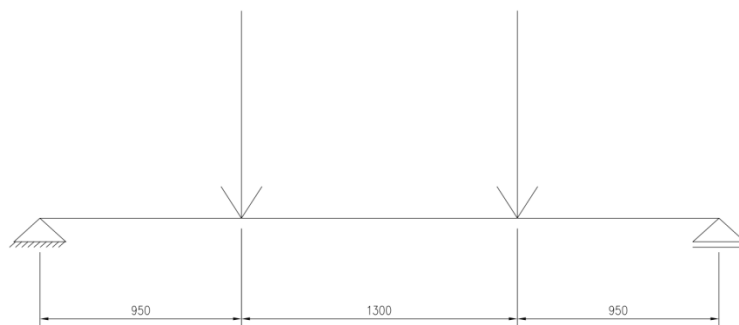
- AZIONI

Il traverso è sottoposto al peso della soletta in calcestruzzo e lamiera più il carico accidentale della folla ed il carico del mezzo di soccorso. Nella condizione maggiormente critica si considera il carico concentrato dato dalla presenza del mezzo di soccorso, nella posizione maggiormente sfavorevole.

I carichi sono:

- G1 – Soletta in c.a: 2.30 kPa;
- G1 – Lamiera grecata: 0.10 kPa;
- Q1 – Folla: 5 kPa;
- Q2 – Mezzo di soccorso: tandem di 80kN complessivi (40 kN per ruota) su un'impronta 200x200mm, distanziate 1300mm.

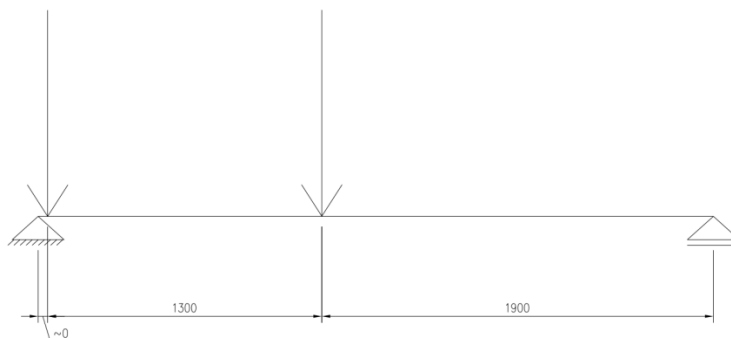
Per il momento flettente si considerano i carichi concentrati applicati in modo da massimizzarlo in mezzeria, a cui andrà sommato anche il contributo dei carichi permanenti, uniformemente distribuiti. La disposizione dei soli carichi concentrati è mostrata di seguito.



Il momento flettente allo Stato Limite Ultimo sarà pari a:

$$- M_{Ed} = [1.35 * (2.30 \text{ kPa} + 0.15 \text{ kPa}) * 2.42\text{m} * (3.2\text{m})^2 / 8] + [1.35 * 40\text{kN} * 0.95\text{m}] = 61.6 \text{ kNm}.$$

La disposizione dei soli carichi concentrati per la definizione del taglio massimo è mostrata di seguito.



Il taglio massimo è pari a:

$$- V_{Ed} = [1.35 * (2.30 \text{ kPa} + 0.15 \text{ kPa}) * 2.42\text{m} * 3.2\text{m} / 2] + [1.35 * (40 \text{ kN} + 40 \text{ kN} * 1.9\text{m} / 3.2\text{m})] = 98.9 \text{ kN}.$$

Riassumendo, le azioni considerate per le verifiche sono:

$V_{Ed}$	taglio nel piano verticale nella combinazione dimensionante .....	98.9	kN
$M_{Ed}$	momento flettente nel piano verticale nella combinazione dimensionante .....	61.6	kNm

- VERIFICA A FLESSIONE

PRO	profilo .....	HEA180
$W_{El}$	modulo di resistenza elastico nel piano verticale .....	293600 mm <sup>3</sup>
$M_{Rd}$	momento flettente resistente nel piano verticale .....	99.3 kNm
$E_d/R_d$	$(M_{Ed} / M_{Rd})$ .....	0.62 -

- VERIFICA A TAGLIO

PRO	profilo .....	HEA180
$A_v$	area di taglio nel piano verticale .....	1447 mm <sup>2</sup>
$V_{Rd}$	taglio resistente nel piano verticale .....	282.5 kN
$E_d/R_d$	$(V_{Ed} / V_{Rd})$ .....	0.35 -

Il taglio è inferiore al 50% di quello resistente, nessuna interazione con la flessione.

Le verifiche sono soddisfatte.

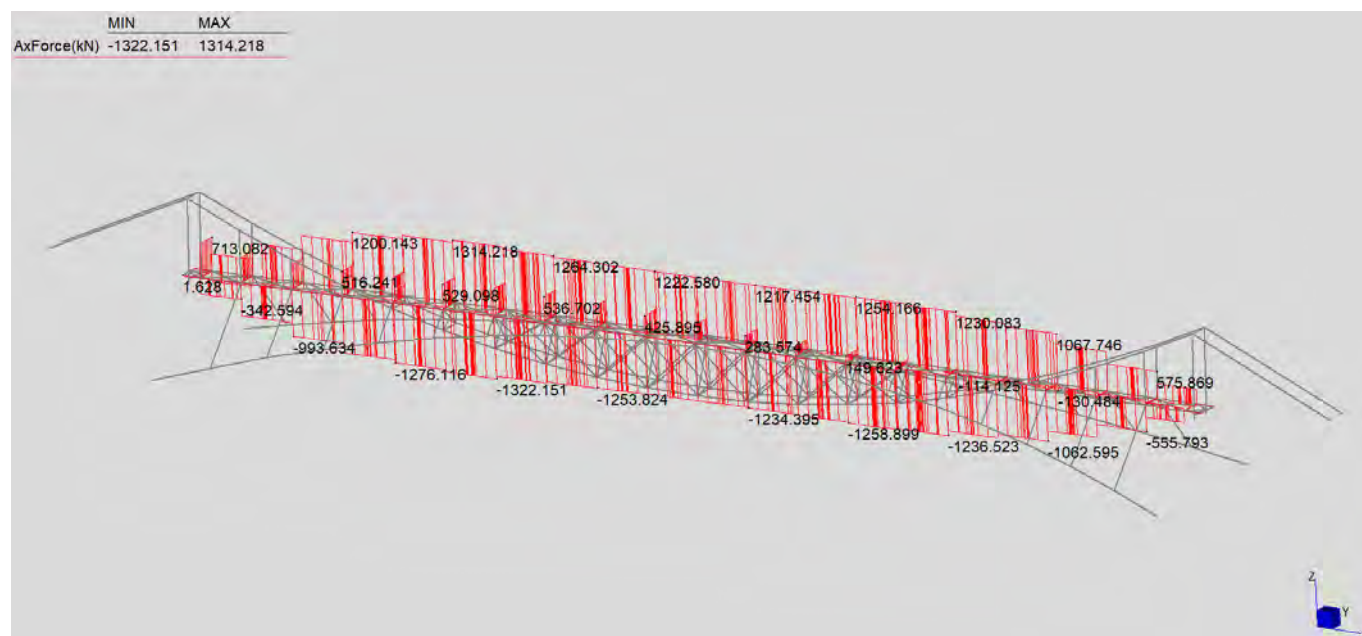
### 5.13.3. VERIFICA DEI CORRENTI DI IMPALCATO

Nel presente paragrafo sono riportate le verifiche strutturali dei correnti HEA300.

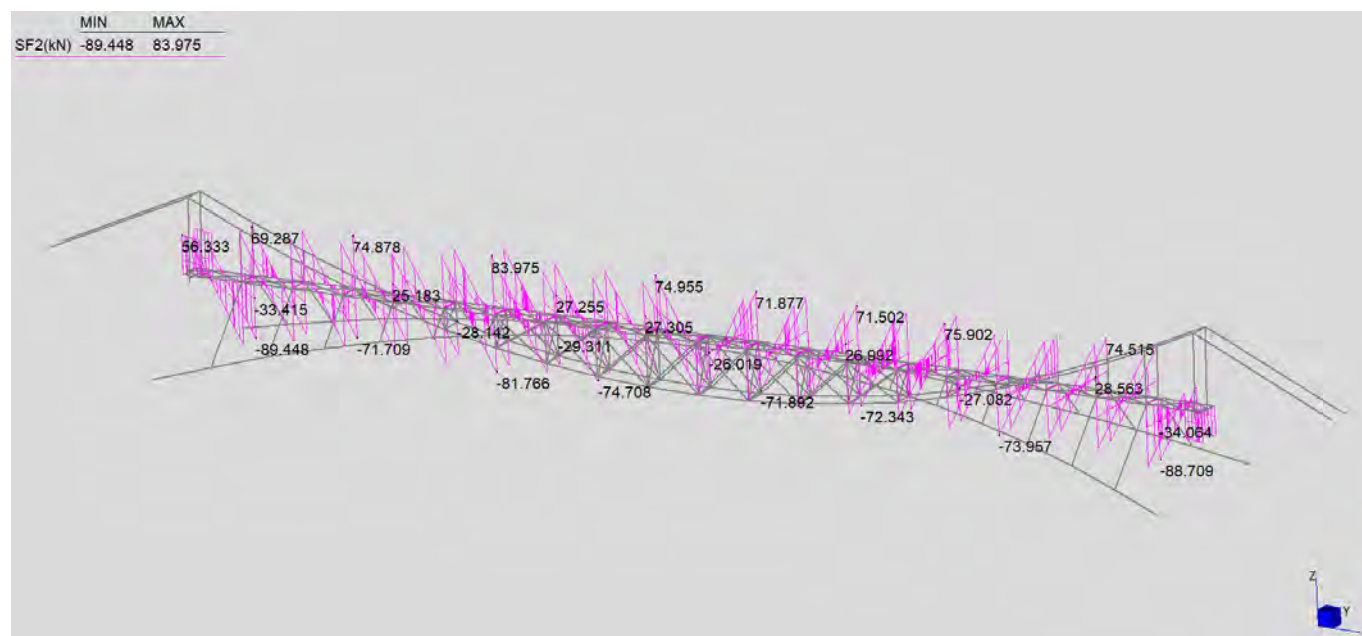
- AZIONI

Le azioni maggiormente critiche per le veriche dell'elemento sono state estrapolate dal modello globale, come mostrato di seguito.

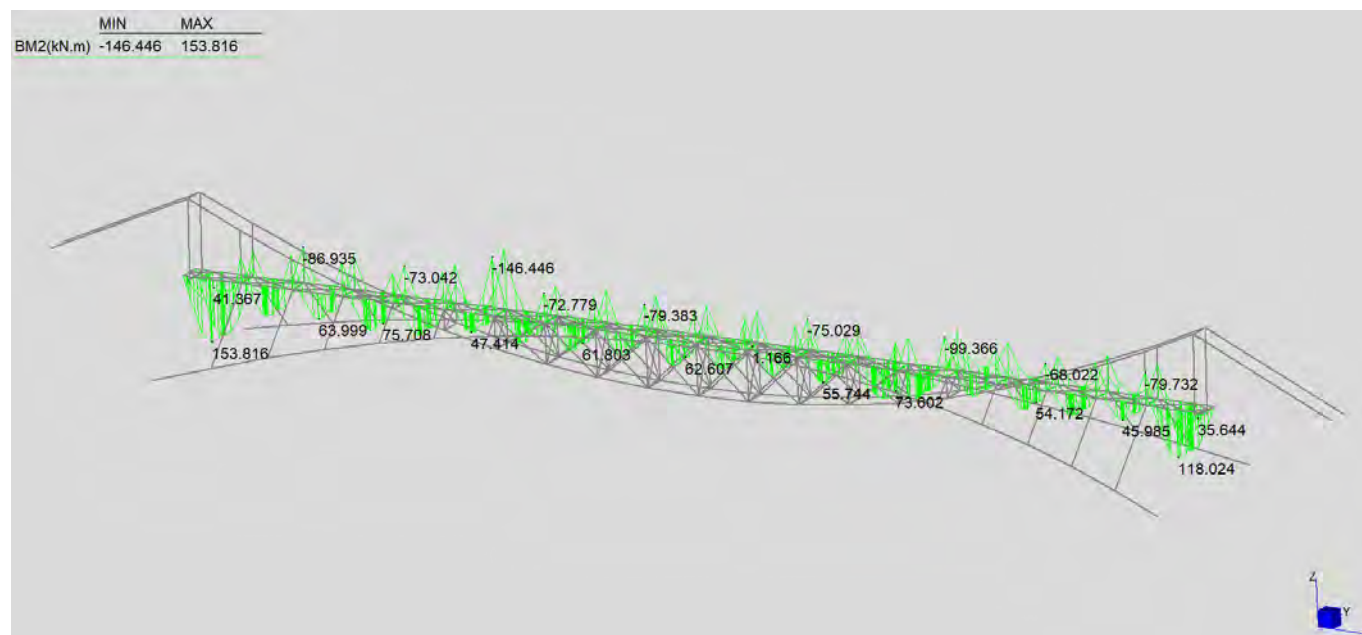
Azione assiale, inviluppo (Unità: kN).



Taglio nel piano 2, inviluppo (Unità: kN).



Momento flettente nel piano 2, involucro (Unità: kNm).



Riassumendo, le azioni considerate per le verifiche sono:

$N_{Ed}$	sforzo assiale nella combinazione dimensionante .....	-1322.2	kN
$V_{Ed,2}$	taglio nel piano 2 nella combinazione dimensionante .....	89.4	kN
$M_{Ed,2}$	momento flettente nel piano 2 nella combinazione dimensionante .....	153.8	kNm

- VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE

PRO	profilo .....	HEA300	
A	area della sezione .....	11250	mm <sup>2</sup>
$L_{cr,1}$	lunghezza libera di inflessione nel piano 1 .....	0	mm
$L_{cr,2}$	lunghezza libera di inflessione nel piano 2 .....	7250	mm
$\alpha$	fattore di imperfezione .....	0.34	-
$\lambda_1$	snellezza relativa nel piano 1 .....	0.000	-
$\lambda_2$	snellezza relativa nel piano 2 .....	0.745	-
$\phi$	parametro .....	0.870	-
$\chi$	coefficiente riduttivo .....	0.758	-
$N_{Rd,b}$	resistenza di progetto all'instabilità .....	2883.1	kN
$W_{El,2}$	modulo di resistenza elastico nel piano 2 .....	1260000	mm <sup>3</sup>
$M_{Rd,2}$	momento flettente resistente nel piano 2 .....	426.0	kNm
$E_d/R_d$	$(N_{Ed}/N_{b,Rd}) + (M_{Ed,1}/M_{Rd,1})$ .....	0.82	-

- VERIFICA A TAGLIO

PRO	profilo .....	HEA300
$A_{v,2}$	area di taglio nel piano 2 .....	3728 mm <sup>2</sup>
$V_{Rd,2}$	taglio resistente nel piano 2 .....	727.7 kN
$E_d/R_d$	$(V_{Ed,1} / V_{Rd,1})$ .....	0.12 -

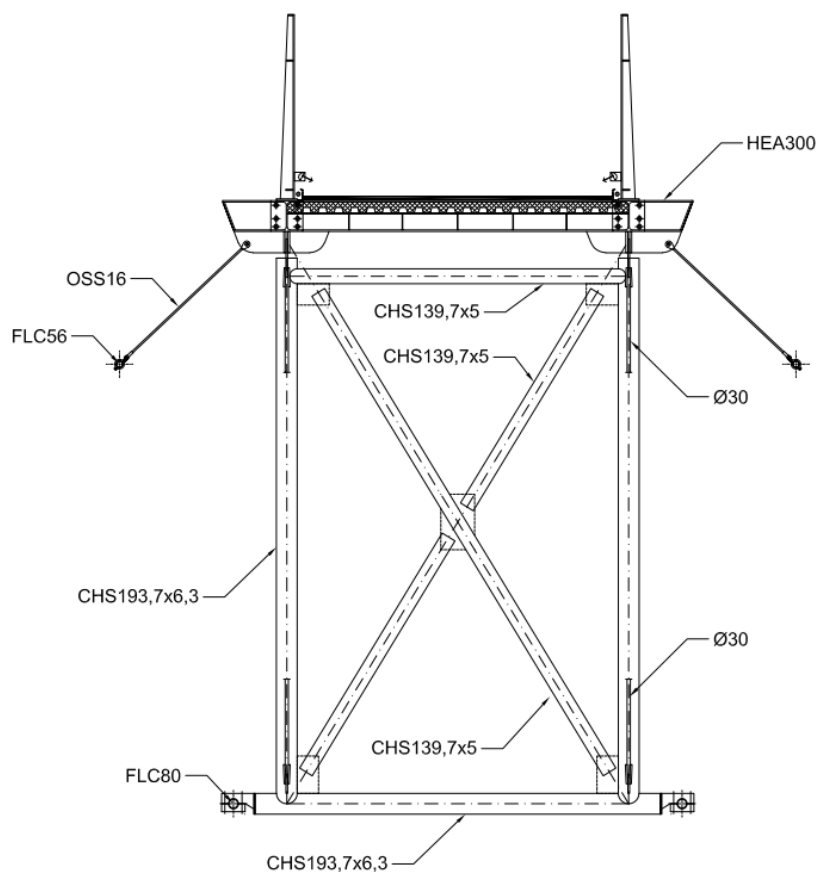
Il taglio è inferiore al 50% di quello resistente, nessuna interazione con la flessione.

Le verifiche sono soddisfatte.

#### 5.13.4. VERIFICA DEI TELAI DI IMPALCATO

Nel presente paragrafo sono riportate le verifiche strutturali degli elementi che compongono i telai compressi presenti quando la fune principale si trova al di sotto dell'impalcato. Sono state impiegate due diverse sezioni:

- Telai: CHS 193.7x6.3;
- Diagonali: CHS 139.7x5.



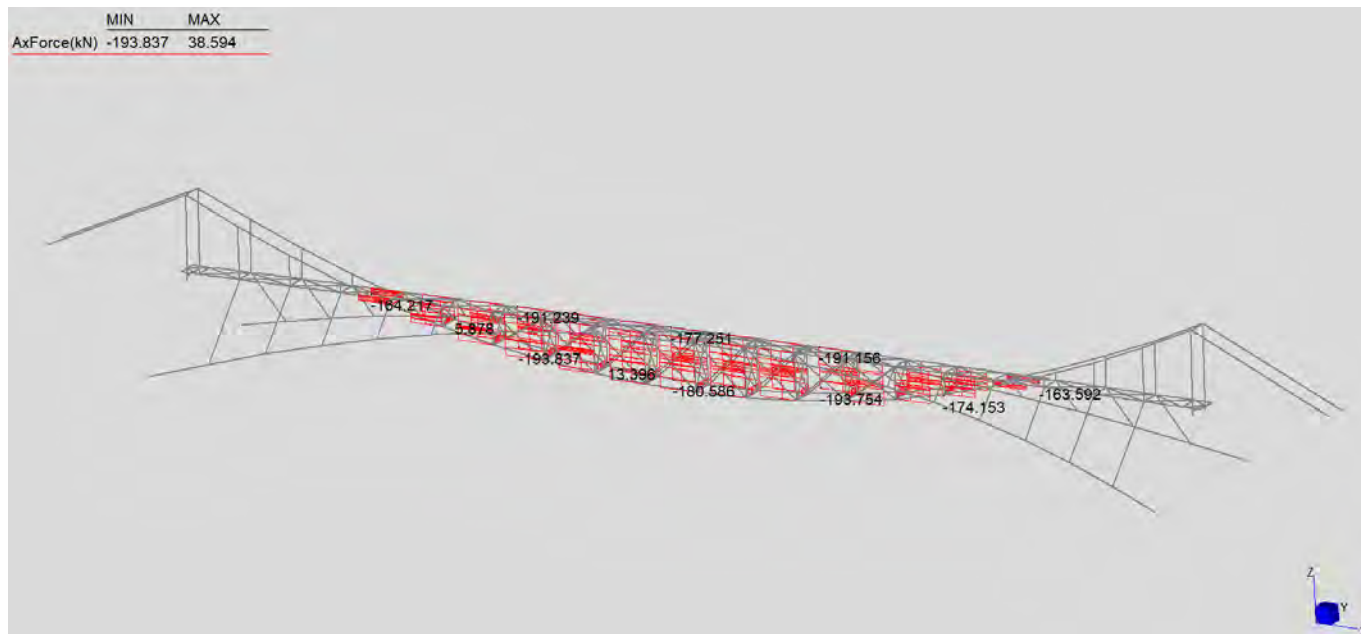


#### 5.13.4.1. TELAIO - CHS 193.7x6.3

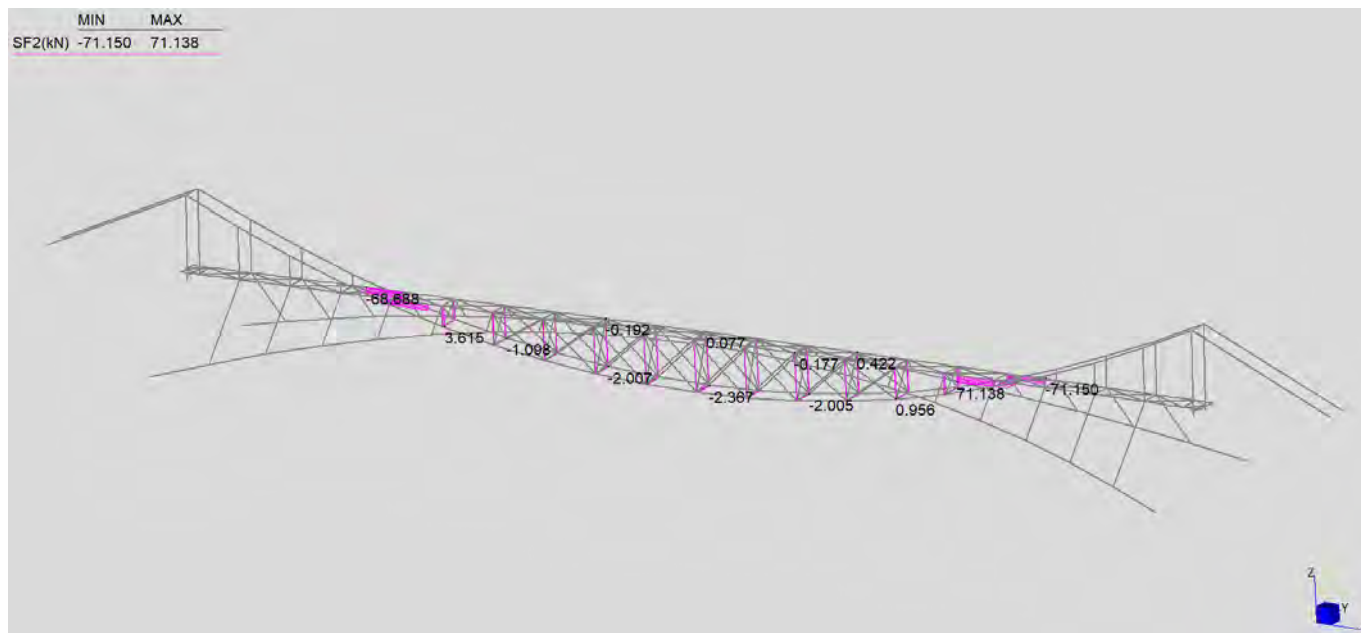
- AZIONI

Le azioni maggiormente critiche per le verifiche dell'elemento sono mostrate di seguito.

Azione assiale, involucro (Unità: kN).



Taglio nel piano 2, involucro (Unità: kN).



Momento flettente nel piano 2, involucro (Unità: kNm).



Riassumendo, le azioni considerate per le verifiche sono:

$N_{Ed}$	sforzo assiale nella combinazione dimensionante .....	-193.8	kN
$V_{Ed,2}$	taglio nel piano 2 nella combinazione dimensionante .....	71.2	kN
$M_{Ed,2}$	momento flettente nel piano 2 nella combinazione dimensionante .....	9.9	kNm

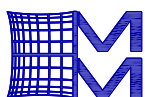
- VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE

PRO	profilo .....	CHS 193.7x6.3	
A	area della sezione .....	3709	mm <sup>2</sup>
$L_{cr}$	lunghezza libera di inflessione .....	7070	mm
$\alpha$	fattore di imperfezione .....	0.49	-
$\lambda_1$	snellezza relativa .....	1.40	-
$\Phi$	parametro .....	1.77	-
$\chi$	coefficiente riduttivo .....	0.35	-
$N_{Rd,b}$	resistenza di progetto all'instabilità .....	438.9	kN
$W_{El,2}$	modulo di resistenza elastico nel piano 2 .....	168306	mm <sup>3</sup>
$M_{Rd,2}$	momento flettente resistente nel piano 2 .....	56.9	kNm
$E_d/R_d$	$(N_{Ed}/N_{b,Rd}) + (M_{Ed,1} / M_{Rd,1})$ .....	0.62	-

- VERIFICA A TAGLIO

PRO	profilo .....	CHS 193.7x6.3
$A_{v,2}$	area di taglio nel piano 2 .....	2361 mm <sup>2</sup>
$V_{Rd,2}$	taglio resistente nel piano 2 .....	460.9 kN
$E_d/R_d$	$(V_{Ed,1} / V_{Rd,1})$ .....	0.15 -

Le verifiche sono soddisfatte.

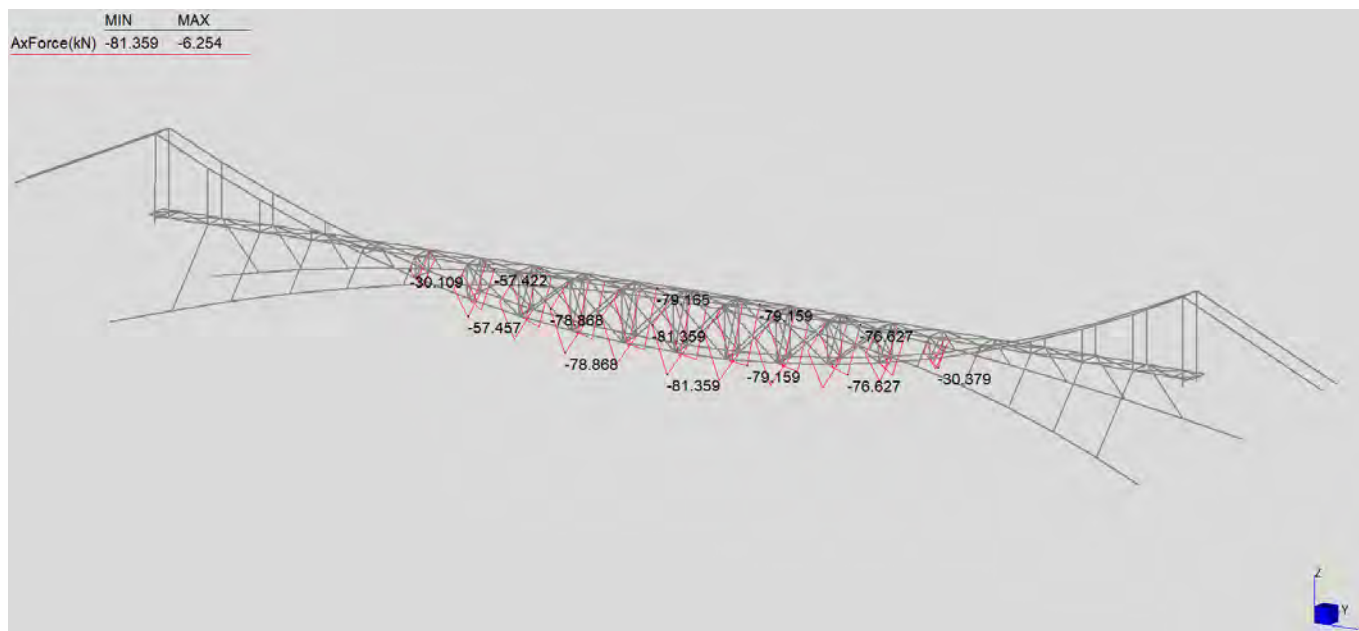


#### 5.13.4.2. DIAGONALI - CHS 139.7x5

- AZIONI

Le azioni maggiormente critiche per le verifiche dell'elemento sono mostrate di seguito.

Azione assiale, involucro (Unità: kN).



Riassumendo, le azioni considerate per le verifiche sono:

$N_{Ed}$       sforzo assiale nella combinazione dimensionante .....-81.4      kN

- VERIFICA A COMPRESSIONE

PRO	profilo .....	CHS 139.7x5
A	area della sezione .....	2116    mm <sup>2</sup>
$L_{cr}$	lunghezza libera di inflessione.....	7760    mm
$\alpha$	fattore di imperfezione.....	0.49    -
$\lambda_1$	snellezza relativa.....	2.13    -
$\phi$	parametro.....	3.24    -
$\chi$	coefficiente riduttivo .....	0.18    -
$N_{Rd,b}$	resistenza di progetto all'instabilità .....	128.8    kN
$E_d/R_d$	$(N_{Ed}/N_{b,Rd})$ .....	0.63    -

La verifica è soddisfatta.

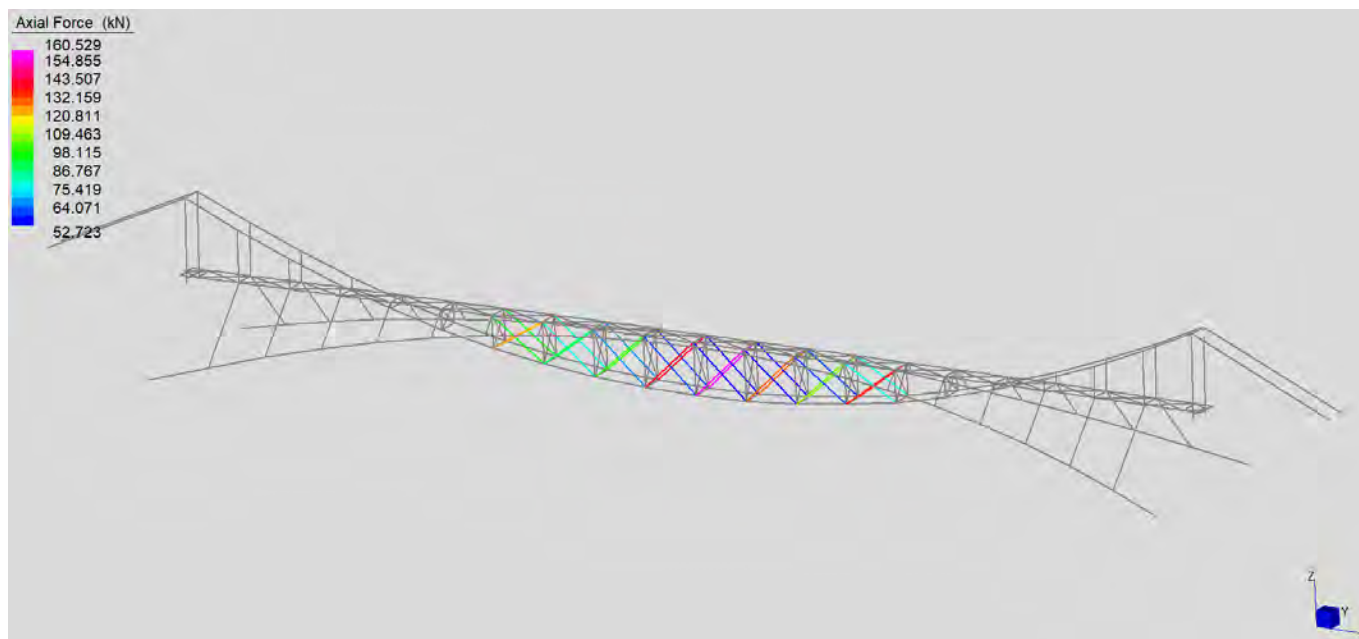
### 5.13.5. VERIFICA DEI CONTROVENTI

Nel presente paragrafo sono riportate le verifiche strutturali dei controventi verticali tra impalcato e fune principale realizzati con tondino diametro 30mm. Data l'elevata snellezza del profilo si considera solamente il diagonale teso come reagente.

- AZIONI

Le azioni maggiormente critiche per le verifiche dell'elemento sono state estrapolate dal modello globale, come mostrato di seguito.

Azione assiale, involucro (Unità: kN).



Riassumendo, le azioni considerate per le verifiche sono:

$N_{Ed}$       sforzo assiale nella combinazione dimensionante ..... 160.5      kN

- VERIFICA A TRAZIONE

PRO      profilo .....  $\Phi 30$

A      area della sezione ..... 706.8      mm<sup>2</sup>

$N_{Rd}$       resistenza di progetto a trazione ..... 239.0      kN

$E_d/R_d$        $(N_{Ed}/N_{Rd})$  ..... 0.67      -

La verifica è soddisfatta.

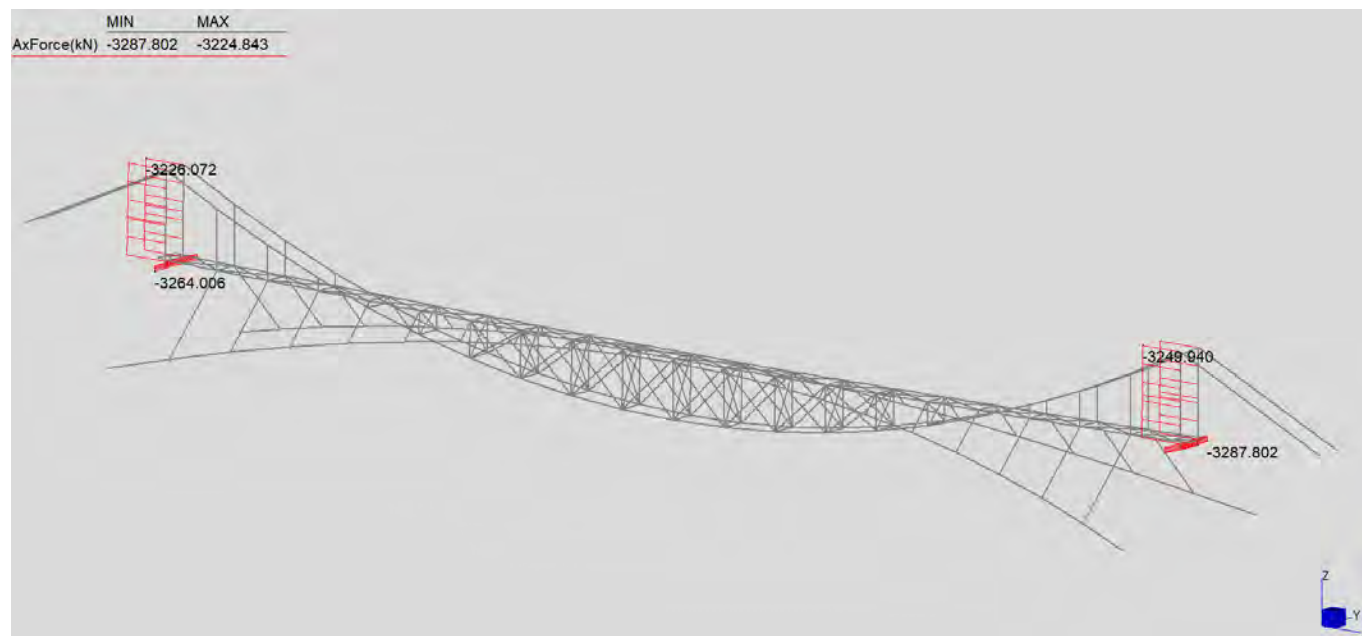
### 5.13.6. VERIFICA DEI PORTALI DI ESTREMITA'

Nel presente paragrafo sono riportate le verifiche strutturali dei portali di estremità CHS 508x16.

- AZIONI

Le azioni maggiormente critiche per le veriche dell'elemento sono state estrapolate dal modello globale, come mostrato di seguito.

Azione assiale, inviluppo (Unità: kN).



Riassumendo, le azioni considerate per le verifiche sono:

$N_{Ed}$  sforzo assiale nella combinazione dimensionante ..... -3287.8 kN

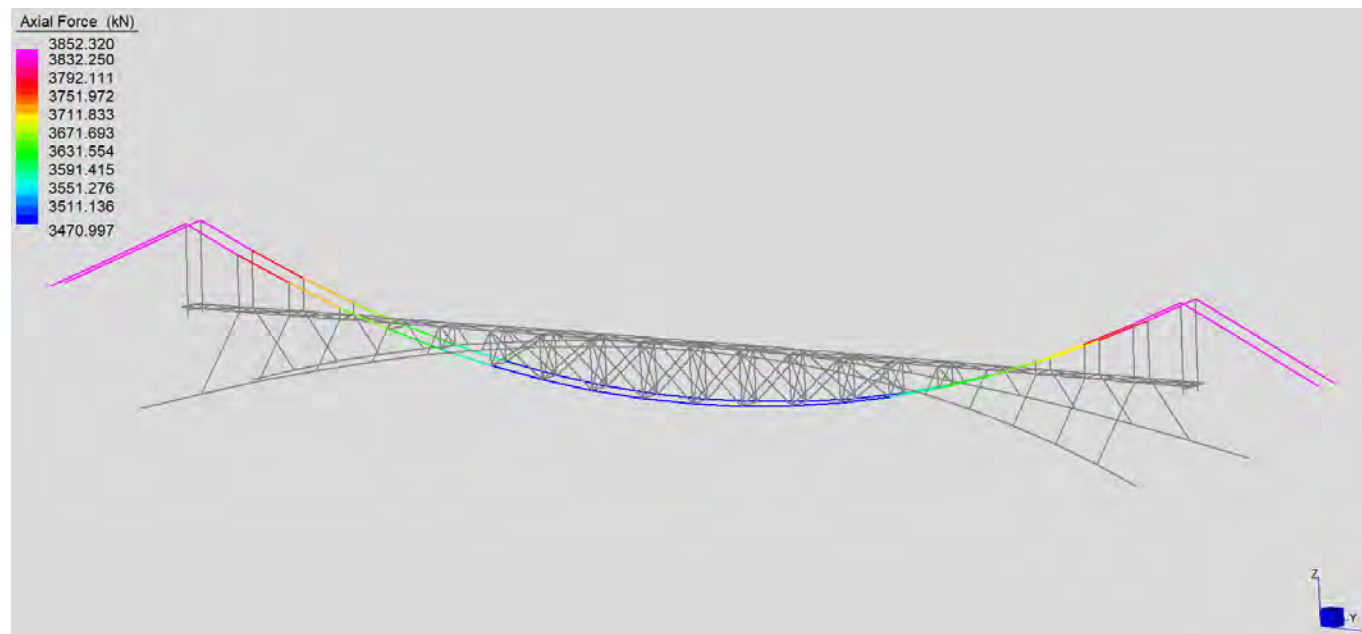
- VERIFICA A COMPRESSIONE

PRO	profilo .....	CHS 508x16
A	area della sezione .....	24731 mm <sup>2</sup>
$L_{cr,1}$	lunghezza libera di inflessione nel piano 1 .....	11300 mm
$L_{cr,2}$	lunghezza libera di inflessione nel piano 2 .....	14153 mm
$\alpha$	fattore di imperfezione.....	0.49 -
$\lambda_1$	snellezza relativa nel piano 1.....	0.850 -
$\lambda_2$	snellezza relativa nel piano 2.....	1.064 -
$\Phi$	parametro.....	1.278 -
$\chi$	coefficiente riduttivo .....	0.504 -
$N_{Rd,b}$	resistenza di progetto all'instabilità .....	4214.2 kN
$E_d/R_d$	$(N_{Ed}/N_{b,Rd})$ .....	0.78 -

Le verifiche sono soddisfatte.

### 5.13.7. DETERMINAZIONE DELLE FORZE DI TENSIONE MASSIME AGENTI SUI CAVI SUPERIORI

Le trazioni massime sui cavi superiori si ottengono con carico da folla. Nella condizione SLU di stato limite ultimo si ottengono le seguenti sollecitazioni.



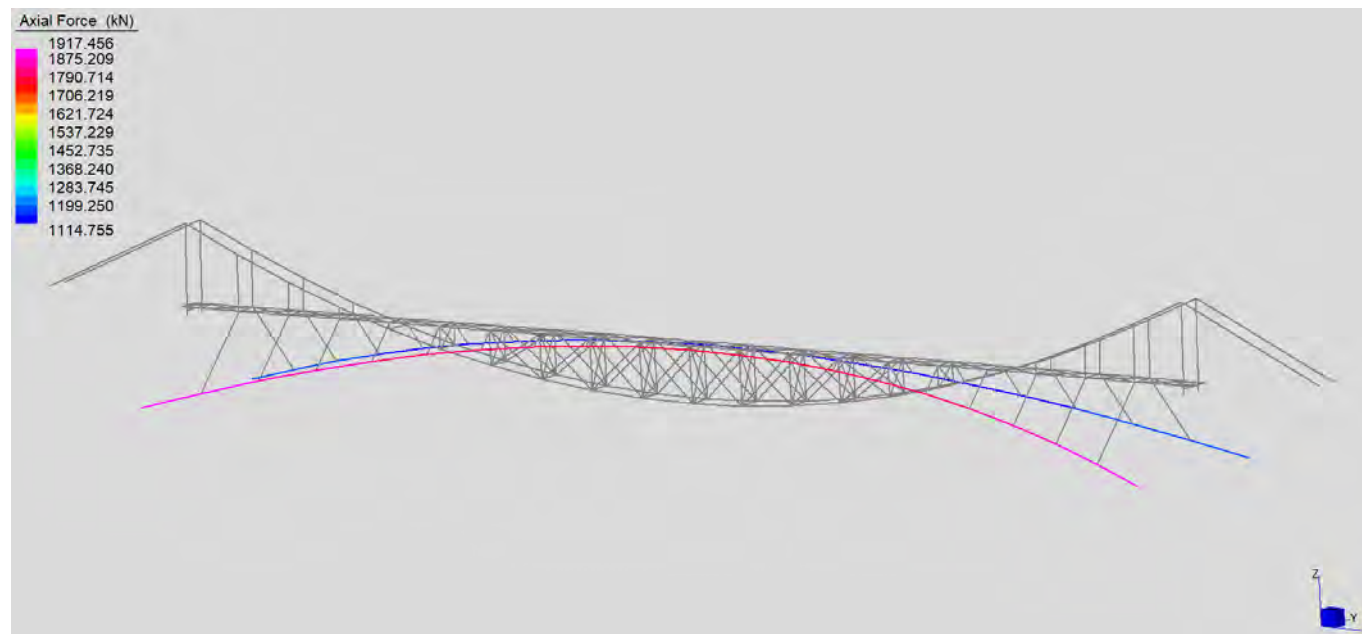
Le azioni massime sono compatibili con le funi tipo FLC 80 o equivalenti come si evince dalla tabella relativa al prodotto.

Product code	d (mm)	$F_{u,k}^{(1)}$ (kN)	$F_{R,d}^{(2)}$ (kN)	A (mm <sup>2</sup> )	EA (MN)	Mass (kg/m)
FLC 16	16	250	152	170	28.1	1.4
FLC 20	20	395	239	266	43.9	2.2
FLC 24	24	570	345	383	63.2	3.2
FLC 28	28	775	470	521	86.0	4.3
FLC 32	32	1015	615	681	112	5.7
FLC 36	36	1285	779	862	142	7.2
FLC 40	40	1605	973	1077	178	9.0
FLC 44	44	1945	1179	1303	215	10.8
FLC 48	48	2315	1403	1551	256	12.9
FLC 52	52	2750	1667	1841	304	15.3
FLC 56	56	3190	1933	2136	352	17.8
FLC 60	60	3660	2218	2452	405	20.4
FLC 64	64	4165	2524	2789	460	23.2
FLC 68	68	4700	2848	3149	513	26.2
FLC 72	72	5210	3158	3530	575	29.4
FLC 76	76	5790	3509	3933	641	32.7
<b>FLC 80</b>	<b>80</b>	<b>6405</b>	<b>3882</b>	<b>4358</b>	<b>710</b>	<b>36.3</b>
FLC 84	84	7045	4270	4805	783	40.0
FLC 88	88	7720	4679	5274	860	43.9
FLC 92	92	8430	5109	5764	940	48.0
FLC 96	96	9165	5555	6276	1023	52.2
FLC 100	100	10050	6091	6890	1123	57.3



### 5.13.8. DETERMINAZIONE DELLA FORZA DI TENSIONE AGENTE SUI CAVI INFERIORI

Le trazioni massime sui cavi superiori si ottengono con carico da vento. Nella condizione SLU di stato limite ultimo si ottengono le seguenti sollecitazioni.



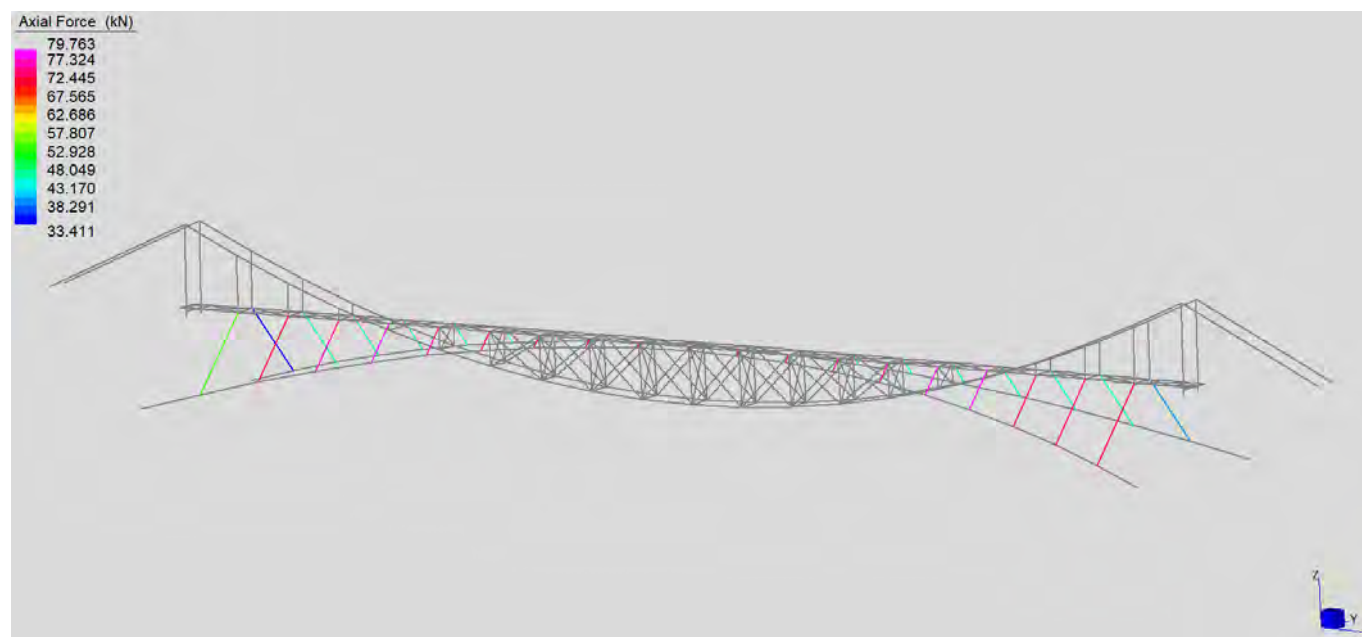
Le azioni massime sono compatibili con le funi tipo FLC 56 o equivalenti come si evince dalla tabella relativa al prodotto.

Product code	d (mm)	$F_{u,k}^{(1)}$ (kN)	$F_{R,d}^{(2)}$ (kN)	A (mm <sup>2</sup> )	EA (MN)	Mass (kg/m)
FLC 16	16	250	152	170	28.1	1.4
FLC 20	20	395	239	266	43.9	2.2
FLC 24	24	570	345	383	63.2	3.2
FLC 28	28	775	470	521	86.0	4.3
FLC 32	32	1015	615	681	112	5.7
FLC 36	36	1285	779	862	142	7.2
FLC 40	40	1605	973	1077	178	9.0
FLC 44	44	1945	1179	1303	215	10.8
FLC 48	48	2315	1403	1551	256	12.9
FLC 52	52	2750	1667	1841	304	15.3
<b>FLC 56</b>	<b>56</b>	<b>3190</b>	<b>1933</b>	<b>2136</b>	<b>352</b>	<b>17.8</b>
FLC 60	60	3660	2218	2452	405	20.4
FLC 64	64	4165	2524	2789	460	23.2
FLC 68	68	4700	2848	3149	513	26.2
FLC 72	72	5210	3158	3530	575	29.4
FLC 76	76	5790	3509	3933	641	32.7
FLC 80	80	6405	3882	4358	710	36.3
FLC 84	84	7045	4270	4805	783	40.0
FLC 88	88	7720	4679	5274	860	43.9
FLC 92	92	8430	5109	5764	940	48.0
FLC 96	96	9165	5555	6276	1023	52.2
FLC 100	100	10050	6091	6890	1123	57.3



### 5.13.9. DETERMINAZIONE DELLE FORZE MASSIME AGENTI SUI PENDINI INFERIORI

Le trazioni massime agenti sui pendini inferiori in combinazione SLU sono riportate nell'immagine seguente.

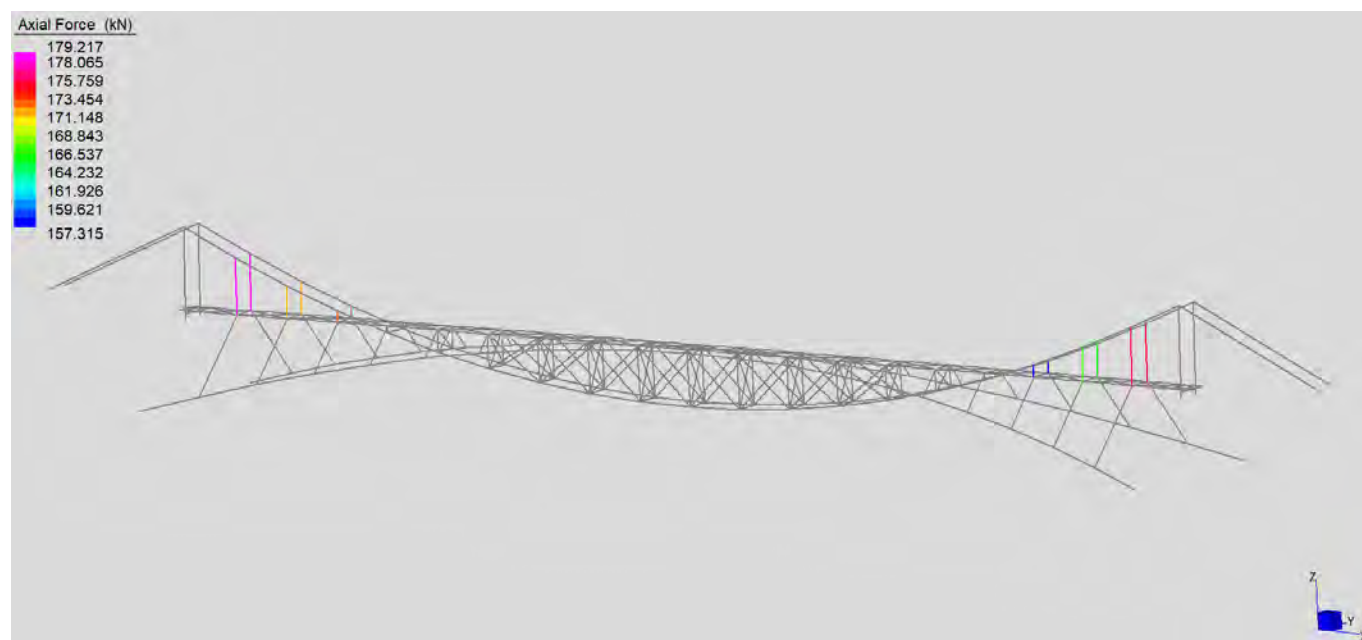


Le azioni massime sono compatibili con i pendini OSS 16 o equivalenti come si evince dalla tabella.

Product code	d (mm)	$F_{u,k}^{(1)}$ (kN)	$F_{R,d}^{(2)}$ (kN)	A (mm <sup>2</sup> )	EA (MN)	Mass (kg/m)
OSS 8	8	60	36	39	6.5	0.3
OSS 12	12	135	82	88	14.6	0.7
<b>OSS 16</b>	<b>16</b>	<b>240</b>	<b>145</b>	<b>157</b>	<b>25.9</b>	<b>1.3</b>
OSS 20	20	380	230	245	40.4	2.0
OSS 24	24	545	330	353	58.2	2.9
OSS 28	28	745	452	480	79.3	4.0
OSS 32	32	970	588	628	104	5.2
OSS 36	36	1230	745	794	131	6.5
OSS 40	40	1520	921	981	162	8.1
OSS 44	44	1840	1115	1186	196	9.8
OSS 48	48	2190	1327	1412	233	11.6
OSS 52	52	2570	1558	1657	273	13.7
OSS 56	56	2980	1806	1922	317	15.8
OSS 60	60	3425	2076	2206	364	18.2
OSS 64	64	3815	2312	2477	404	20.4
OSS 68	68	4290	2600	2796	456	23.0
OSS 72	72	4795	2906	3135	511	25.8
OSS 76	76	5325	3227	3493	569	28.8

### 5.13.10. DETERMINAZIONE DELLE FORZE MASSIME AGENTI SUI PENDINI SUPERIORI

Le trazioni massime agenti sui pendini inferiori in combinazione SLU sono riportate nell'immagine seguente.



Le azioni massime sono compatibili con i pendini OSS 20 o equivalenti come si evince dalla tabella.

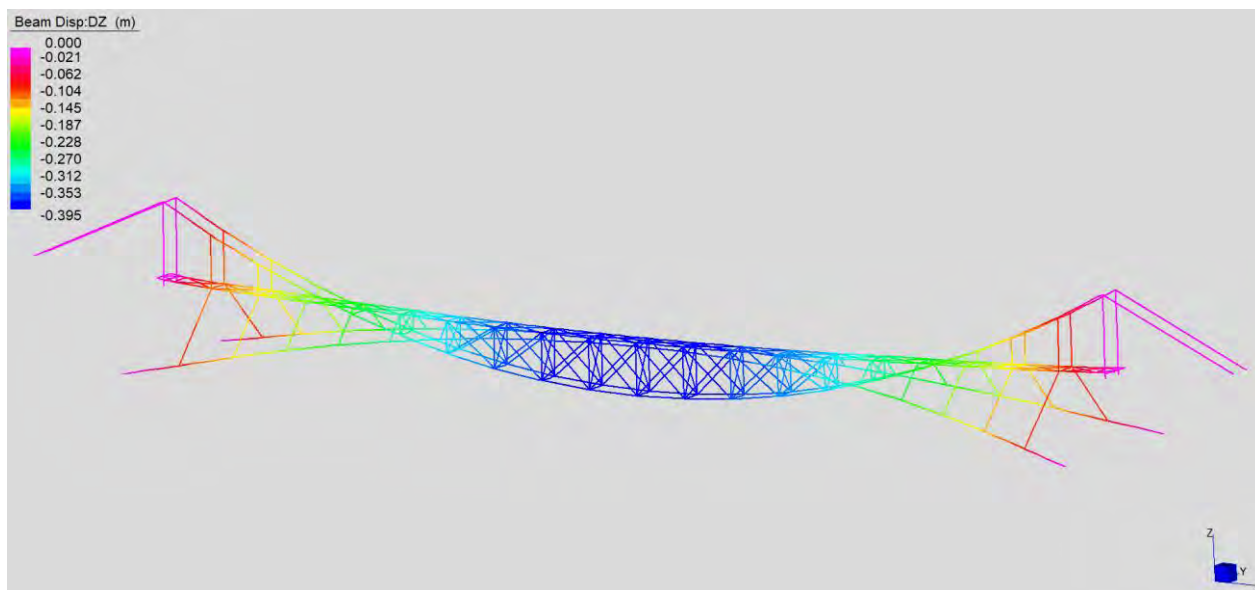
Product code	d (mm)	$F_{u,k}^{(1)}$ (kN)	$F_{R,d}^{(2)}$ (kN)	A (mm <sup>2</sup> )	EA (MN)	Mass (kg/m)
OSS 8	8	60	36	39	6.5	0.3
OSS 12	12	135	82	88	14.6	0.7
OSS 16	16	240	145	157	25.9	1.3
<b>OSS 20</b>	<b>20</b>	<b>380</b>	<b>230</b>	<b>245</b>	<b>40.4</b>	<b>2.0</b>
OSS 24	24	545	330	353	58.2	2.9
OSS 28	28	745	452	480	79.3	4.0
OSS 32	32	970	588	628	104	5.2
OSS 36	36	1230	745	794	131	6.5
OSS 40	40	1520	921	981	162	8.1
OSS 44	44	1840	1115	1186	196	9.8
OSS 48	48	2190	1327	1412	233	11.6
OSS 52	52	2570	1558	1657	273	13.7
OSS 56	56	2980	1806	1922	317	15.8
OSS 60	60	3425	2076	2206	364	18.2
OSS 64	64	3815	2312	2477	404	20.4
OSS 68	68	4290	2600	2796	456	23.0
OSS 72	72	4795	2906	3135	511	25.8
OSS 76	76	5325	3227	3493	569	28.8

## 5.14. VERIFICHE SLE DI DEFORMABILITÀ

Si riportano le verifiche allo stato limite di esercizio dell'impalcato.

### 5.14.1. SPOSTAMENTI VERTICALI

Si riportano gli spostamenti verticali in combinazione SLE rara con carico da folla.

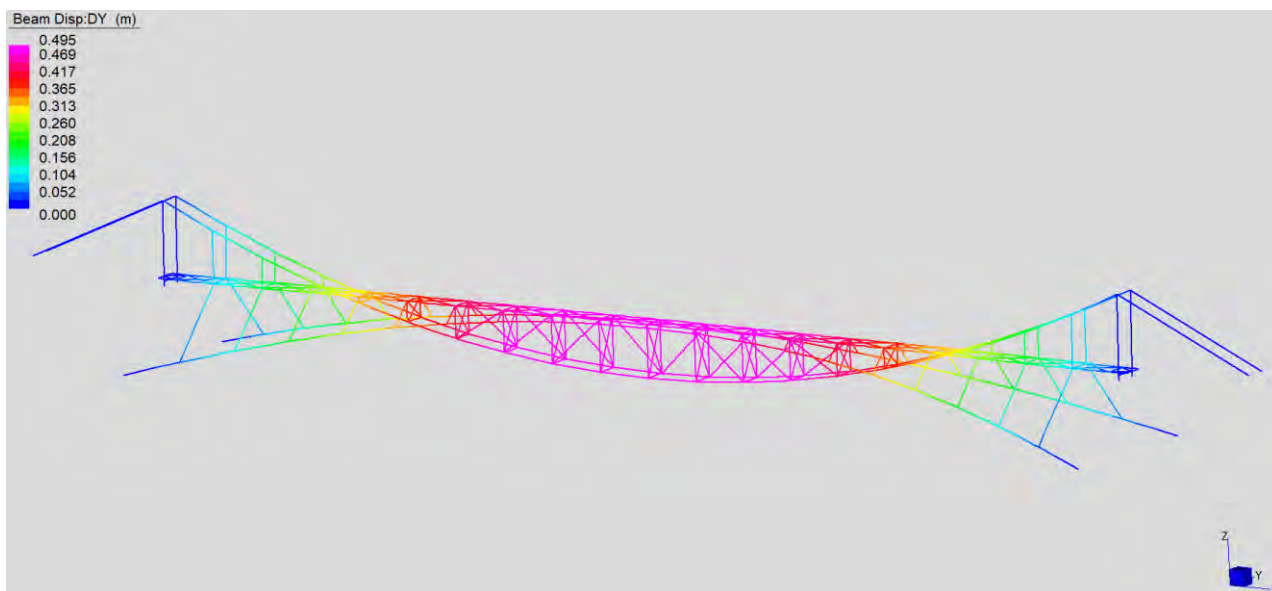


Si ottiene un abbassamento massimo, nella campata avente lunghezza  $L = 145.0$  m, pari a  $D_z = 395$  mm.

Essendo  $L/D_z = 145000/395 = 367$  si ritengono gli spostamenti congruenti con le prestazioni richieste alla struttura, con riferimento alle esigenze statiche, funzionali ed estetiche.

### 5.14.2. SPOSTAMENTI TRASVERSALI

Si riportano gli spostamenti trasversali massimi assoluti (quindi da intendersi agenti con entrambi i segni). Gli spostamenti si intendono in esercizio, riferiti alle combinazioni SLE RARA e dovuti all'azione del vento.

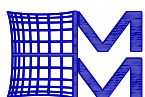


Si ottiene uno spostamento trasversale massimo, nella campata avente lunghezza  $L = 145.0$  m, pari a  $D_y = \pm 495$  mm.

Essendo  $L/D_y = 145000/495 = 293$  si ritengono gli spostamenti congruenti con le prestazioni richieste alla struttura, con riferimento alle esigenze statiche, funzionali ed estetiche.

## 5.15. VERIFICHE A FATICA

La passerella pedonale in oggetto è classificata secondo NTC08 come ponte di terza categoria. Il passaggio di veicoli è limitato al solo mezzo di soccorso descritto al paragrafo §5.4. Nonostante la tipologia della struttura realizzata in acciaio la renda sensibile al problema della fatica, le condizioni di carico a cui è sottoposta (passerella ad uso ciclo-pedonale) rendono il problema del danneggiamento per fatica non rilevante per l'opera. Si omettono pertanto le verifiche sicuramente soddisfatte.



## 5.16. COMPORTAMENTO DINAMICO

Si analizza il comportamento dinamico della passerella al fine di valutarne il comfort in fase di esercizio.

### 5.16.1. ANALISI DELLE FREQUENZE NATURALI

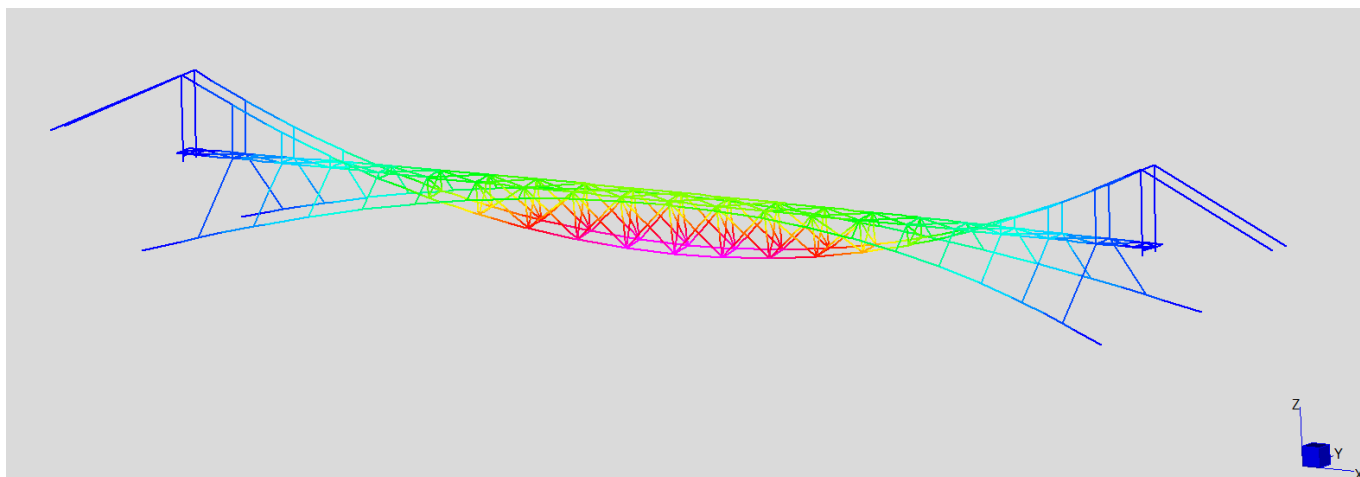
Si riportano di seguito le frequenze associate ai modi di vibrare principali della struttura in esame, assieme alla percentuale di massa partecipante.

MODE PARTICIPATION FOR TRANSLATIONAL EXCITATION						
Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Eng)	Modal Stiff (Eng)	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	4.1384E-01	4.0559E+04	2.7422E+05	0.000	71.068	0.000
2	5.7889E-01	2.3072E+04	3.0523E+05	0.000	6.495	0.000
3	6.7003E-01	1.2367E+05	2.1919E+06	0.000	0.000	24.654
4	8.5780E-01	6.5621E+04	1.9062E+06	0.042	0.000	0.056
5	8.6795E-01	1.2625E+05	3.7549E+06	0.000	0.000	0.001
6	9.5091E-01	6.8848E+04	2.4577E+06	0.001	0.000	61.485
7	1.1060E+00	4.5006E+04	2.1735E+06	0.000	0.003	0.001
8	1.1364E+00	4.4564E+04	2.2718E+06	0.000	0.060	0.001
9	1.2657E+00	7.8355E+04	4.9556E+06	0.001	0.000	0.003
10	1.3318E+00	3.1706E+04	2.2202E+06	0.000	0.000	0.000
11	1.5173E+00	7.9803E+04	7.2535E+06	0.014	0.000	3.069
12	1.6973E+00	4.8670E+04	5.5355E+06	0.000	2.020	0.000
13	1.7388E+00	8.9099E+04	1.0635E+07	0.019	0.001	0.009
14	1.8353E+00	8.9435E+04	1.1893E+07	0.000	6.246	0.000
15	1.9598E+00	5.0159E+03	7.6058E+05	0.000	0.004	0.010
16	1.9614E+00	4.5268E+03	6.8751E+05	0.000	0.405	0.000
17	1.9681E+00	4.1268E+04	6.3105E+06	0.000	0.010	0.000
18	2.0042E+00	2.9430E+03	4.6667E+05	0.000	0.000	0.000
19	2.0050E+00	2.7589E+03	4.3785E+05	0.000	0.001	0.000
20	2.3713E+00	6.4245E+04	1.4261E+07	0.000	0.000	2.231
TOTAL TRANSLATIONAL MASS PARTICIPATION FACTORS				0.078	86.312	91.521

MODE PARTICIPATION FOR ROTATIONAL EXCITATION						
Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Eng)	Modal Stiff (Eng)	PF-RX (%)	PF-RY (%)	PF-RZ (%)
1	4.1384E-01	4.0559E+04	2.7422E+05	0.000	0.000	49.493
2	5.7889E-01	2.3072E+04	3.0523E+05	0.000	0.000	4.523
3	6.7003E-01	1.2367E+05	2.1919E+06	24.655	24.646	0.000
4	8.5780E-01	6.5621E+04	1.9062E+06	0.056	0.017	0.013
5	8.6795E-01	1.2625E+05	3.7549E+06	0.001	0.001	0.010
6	9.5091E-01	6.8848E+04	2.4577E+06	61.486	61.520	0.000
7	1.1060E+00	4.5006E+04	2.1735E+06	0.001	0.001	0.002
8	1.1364E+00	4.4564E+04	2.2718E+06	0.001	0.001	0.042
9	1.2657E+00	7.8355E+04	4.9556E+06	0.003	0.000	0.000
10	1.3318E+00	3.1706E+04	2.2202E+06	0.000	0.000	0.000
11	1.5173E+00	7.9803E+04	7.2535E+06	3.069	3.063	0.005
12	1.6973E+00	4.8670E+04	5.5355E+06	0.000	0.000	1.403
13	1.7388E+00	8.9099E+04	1.0635E+07	0.009	0.024	0.009
14	1.8353E+00	8.9435E+04	1.1893E+07	0.000	0.000	4.351
15	1.9598E+00	5.0159E+03	7.6058E+05	0.011	0.010	0.003
16	1.9614E+00	4.5268E+03	6.8751E+05	0.000	0.000	0.282
17	1.9681E+00	4.1268E+04	6.3105E+06	0.000	0.000	0.006
18	2.0042E+00	2.9430E+03	4.6667E+05	0.000	0.000	0.000
19	2.0050E+00	2.7589E+03	4.3785E+05	0.000	0.000	0.001
20	2.3713E+00	6.4245E+04	1.4261E+07	2.231	2.228	0.000
TOTAL ROTATIONAL MASS PARTICIPATION FACTORS				91.521	91.512	60.143

Di seguito una immagine del primo modo di vibrare trasversale.





### 5.16.2. CONSIDERAZIONI PRELIMINARI SUL COMFORT

La guida tecnica del Sétra fornisce una indicazione sul rischio di risonanza e conseguente perdita di comfort connesso al traffico pedonale. I valori di riferimento per le vibrazioni trasversali e verticali sono riportate nelle immagini seguenti. Nelle stesse sono anche riportate le principali frequenze della passerella per le quali è maggiormente sensibile il problema dinamico in esame.

In both vertical and horizontal directions, there are four frequency ranges, corresponding to a decreasing risk of resonance:

**Range 1:** maximum risk of resonance.

**Range 2:** medium risk of resonance.

**Range 3:** low risk of resonance for standard loading situations.

**Range 4:** negligible risk of resonance.

Table 2.3 defines the frequency ranges for vertical vibrations and for longitudinal horizontal vibrations. Table 2.4 concerns transverse horizontal vibrations.

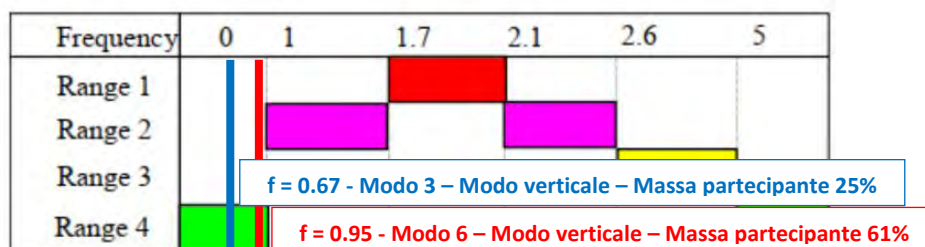


Table 2.3: Frequency ranges (Hz) of the vertical and longitudinal vibrations

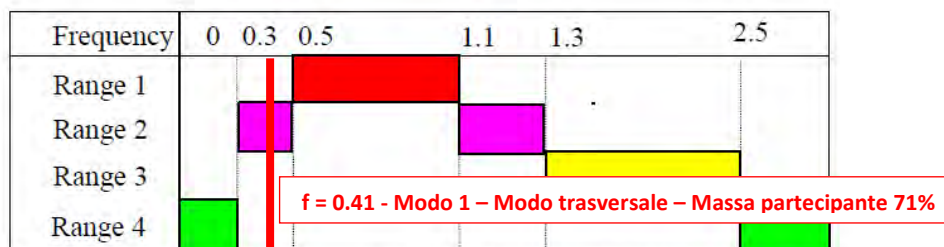
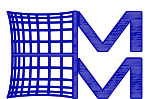


Table 2.4: Frequency ranges (Hz) of the transverse horizontal vibrations

I risultati evidenziano che per le vibrazioni verticali i principali modi non rappresentano una criticità dal punto di vista del comfort in quanto ricadono all'interno della zona associata ad un rischio trascurabile di risonanza. Tuttavia, i modi trasversali indicano una possibilità non nulla di risonanza in esercizio associata al transito dei pedoni, come è tipico per le passerelle pedonali di questo tipo. Questa possibilità dovrà essere indagata con

specifiche analisi dinamiche secondo le indicazioni riportate da *“Technical guide – Footbridges – Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading – SETRA – Service d’Etudes techniques des routes et autoroutes”* tenendo in conto anche dell’effetto benefico smorzante della pavimentazione superiore in conglomerato e della lamiera grecata con getto in cls superiore.

Nonostante le frequenze proprie trasversali della struttura che ricadono all’interno della zona di rischio alto (0.5-1.1Hz) appartengono a modi la cui massa eccitata è limitata, vista la tipologia e l’importanza dell’opera e le sue caratteristiche fondamentali quali la lunghezza considerevole e il peso ridotto è stata comunque prevista la possibilità di predisporre dispositivi tipo TMD la cui effettiva necessità e utilità potrebbe rivelarsi solo ad opera conclusa e con l’esecuzione di specifiche prove dinamiche.



### 5.16.3. CONSIDERAZIONI SUGLI EFFETTI DINAMICI DEL VENTO

I seguenti aspetti sono indicatori positivi nella valutazione effettuata, in fase di progetto definitivo, circa la sensibilità della struttura nei confronti degli effetti dinamici indotti dall'azione del vento:

- Il modo di vibrare traslazionale orizzontale principale, il modo di vibrare traslazionale verticale principale ed il modo di vibrare torsionale principale sono nettamente separati;
- In particolare, il modo torsionale è caratterizzato da una frequenza inferiore rispetto a quella relativa al modo di vibrare traslazionale verticale;
- Gli elementi presenti in modo diffuso al di sotto dell'impalcato inducono una benefica azione di disturbo nei confronti del flusso del vento, in grado di limitare gli effetti dinamici ad esso associati;
- Il parapetto si configura come un elemento aperto, parzialmente trasparente al vento, ai fini di minimizzare la superficie continua esposta al vento.

In ogni caso, vista la tipologia e l'importanza dell'opera e le sue caratteristiche fondamentali quali la lunghezza considerevole e il peso ridotto, si valuta necessaria in fase esecutiva una analisi in galleria del vento (con modello sezionale e/o completo) al fine di valutare gli effetti dinamici indotti dal vento sulla struttura e, se necessario, di definire opportune misure di mitigazione.

