

LOTTO FUNZIONALE PRIORITARIO –  
TRATTO DA SAN ROCCO AL PORTO (LO)  
A STAGNO LOMBARDO (CR) – DELLA  
CICLOVIA TURISTICA NAZIONALE VENTO

**VENTO**<sup>®</sup>

**PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO**  
**Ponte SP196 di Maccastorna - Crotta d'Adda**

**COMMITTENTE:**

Agenzia Interregionale per il fiume Po  
Ufficio operativo di Cremona

R.U.P. : Ing. Alessio Picarelli

D.E.C. : Geom. Fernando Altobello

Coordinatore dei progetti: Dott. Christian Farioli

CUP : B17C20000070002

**RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE  
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE**

Ing. Lino Pollastri

**Progettisti:**

Arch. Enrico Costa  
Arch. Renato Da Re  
Ing. Elena Guerzoni  
Ing. Elettra Lowenthal  
Arch. Gianluca Parcianello  
Arch. Lio Parcianello  
Ing. Mauro Perini (DT)  
Ing. Alessandro Placucci  
Ing. Lino Pollastri  
Ing. Francesco Seneci

**Progettista strutturale:**

Ing. Lorena Ragnacci

**Geologo:**

Dott. Geol. Mirko Demozzi



MATE Soc. Coop.va  
C.F./p.IVA 03419611201  
pec mateng@legalmail.it  
mateng@mateng.it

Via S.Felice 21  
40122 Bologna (BO)  
T +39 051 29 12 911



Parcianello & Partners engineering s.r.l.

C.F./p.IVA 01041760255  
pec studio@pec.studioparcianello.com  
studio@studioparcianello.com

Via G. Matteotti 30/d  
32016 Alpago - Farra (BL)  
T +39 043 74 6100



Cooprogetti Soc. Coop.  
C.F./p.IVA 00424850543  
pec coopprogetti@pec.it  
staff@coopprogetti.it

Via della Piaggiola 152  
06024 Gubbio (PG)  
T +39 075 92 3011



NetMobility s.r.l.  
C.F./p.IVA 03184140238  
pec netmobility@pec.it  
netmobility@netmobility.it

Via G. Morgagni 24  
37135 Verona (VR)  
T +39 045 82 50 176

**OGGETTO:**

**ELABORATI GRAFICI**

**RELAZIONE DI CALCOLO NUOVA  
PASSERELLA E OPERE  
PROVVISIONALI**

**AIPO20050**

cod. commessa

DATA:

SCALA:

REVISIONE:

**D 1 8**

num. elaborato

Aprile 2022

-

0

REDATTO: LR

APPROVATO: LP

VERIFICATO: MP

## SOMMARIO

<b>1</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>CONVENZIONI GENERALI .....</b>	<b>5</b>
<b>3</b>	<b>DESCRIZIONE DELL’OPERA.....</b>	<b>6</b>
<b>4</b>	<b>INTRODUZIONE .....</b>	<b>8</b>
<b>5</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....</b>	<b>9</b>
<b>6</b>	<b>VITA NOMINALE, CLASSE D’USO, PERIODO DI RIFERIMENTO, CLASSE DI ESPOSIZIONE .....</b>	<b>10</b>
<b>7</b>	<b>CALCOLO DELLA STRUTTURA.....</b>	<b>11</b>
7.1	Analisi dei carichi .....	11
7.1.1	Peso proprio degli elementi strutturali ( $g_1$ ).....	11
7.1.2	Carichi permanenti portati ( $g_2$ ).....	12
7.1.3	Carichi mobili ( $q_1$ ) .....	12
7.1.4	Azione del vento ( $q_5$ -vento).....	12
7.1.5	Azione della neve ( $q_5$ -neve).....	13
7.1.6	Effetti della temperatura ( $q_7$ ) .....	14
7.1.7	Cedimenti vincolari ( $\varepsilon_4$ ) .....	14
7.1.8	Azione sismica (E) .....	15
7.2	Combinazioni di carico.....	29
7.2.1	Introduzione .....	29
7.2.2	Casi elementari di carico .....	32
7.2.3	Combinazioni Stato Limite Ultimo (SLU) – Statica.....	32
7.2.4	Combinazioni Stato Limite Esercizio (SLE) .....	33
7.2.5	Stato Limite Salvaguardia della Vita (SLV) - Sismica SLU .....	34
7.2.6	Stato Limite di Collasso (SLC) - Sismica SLU.....	34
<b>8</b>	<b>MODELLAZIONE E ANALISI .....</b>	<b>34</b>
8.1	Caratteristiche strutturali .....	34
8.2	Modellazione strutturale .....	36
<b>9</b>	<b>SOLLECITAZIONI ELEMENTI .....</b>	<b>41</b>
9.1	PERMANENTI STRUTTURALI ( $g_1$ ).....	41
9.2	PERMANENTI NON STRUTTURALI ( $g_2$ ) .....	42
9.3	ACCIDENTALI FOLLA COMPATTA ( $q_1$ ) .....	43
9.4	VENTO ( $q_{vento}$ ) .....	44
9.5	NEVE ( $q_{neve}$ ) .....	45
<b>10</b>	<b>VERIFICHE DI RESISTENZA.....</b>	<b>46</b>
10.1	CARATTERISTICHE DELLE SEZIONE.....	46

10.2	VERIFICHE DI RESISTENZA ASSIALE .....	48
10.2.1	SEZIONE 273 X 12.5 .....	49
10.2.2	SEZIONE 323.9 X 16 .....	50
10.2.3	SEZIONE 114.3X6.3 .....	51
10.3	VERIFICHE DI RESISTENZA A FLESSIONE .....	52
10.3.1	SEZIONE 273X12.5 .....	52
10.3.2	SEZIONE 323.9X16 .....	52
10.3.3	SEZIONE 114.3X6.3 .....	52
10.4	VERIFICHE DI RESISTENZA INTERAZIONE ASSIALE – MOMENTO .....	52
10.4.1	SEZIONE 273X12.5 .....	53
10.4.2	SEZIONE 323.9X16 .....	53
<b>11</b>	<b>VERIFICHE DI DEFORMAZIONE .....</b>	<b>54</b>
11.1	DEFORMAZIONI MASSIME .....	54
11.1.1	PERMANENTI STRUTTURALI ( $g_1$ ) .....	54
11.1.2	PERMANENTI NON STRUTTURALI ( $g_2$ ) .....	55
11.1.3	ACCIDENTALI FOLLA COMPATTA ( $q_1$ ) .....	55
11.1.4	VENTO ( $q_{vento}$ ) .....	56
11.1.5	NEVE ( $q_{neve}$ ) .....	56
11.2	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO .....	57
11.3	VERIFICHE DELLA SOLETTA .....	57
<b>12</b>	<b>VERIFICHE DELLA MENSOLA .....</b>	<b>61</b>
<b>13</b>	<b>VERIFICHE STRUTTURE DI APPROCCIO .....</b>	<b>71</b>
13.1	VERIFICHE TRAVE L = 23.50 m .....	72
13.1.1	SEZIONE 273 X 12.5 .....	72
13.1.2	SEZIONE 114.3X6.3 .....	73
13.1.3	SEZIONE 273 X 14.6 .....	73
13.2	VERIFICHE TRAVE L = 8.50 m .....	74
13.2.1	SEZIONE 273 X 12.5 (SUPERIORI) .....	74
13.2.2	SEZIONE 273 X 12.5 (INFERIORI) .....	74
13.2.3	SEZIONE 114.3X6.3 .....	75
<b>14</b>	<b>VERIFICHE SPALLE .....</b>	<b>76</b>
14.1	ANALISI DEI CARICHI .....	78
14.2	SOLLECITAZIONI SULLA SPALLA .....	80
14.3	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI .....	84
14.3.1	VERIFICHE PARAMENTO .....	84
14.3.2	VERIFICA FONDAZIONE .....	85

14.3.3	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA MICROPALI .....	86
<b>15</b>	<b>OPERE PROVVISORIALI.....</b>	<b>90</b>
15.1	TIRANTI PASSIVI PERMANENTI TIPO DYWIDAG.....	91
15.2	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TERRENO .....	92
15.3	VERIFICHE AGLI STATI LIMITI – ASPETTI GENERALI .....	94
15.3.1	APPROCCIO ADOTTATO .....	94
15.3.2	VERIFICHE AGLI STATI LIMITI ULTIMI (SLU) IN CAMPO ELASTICO .....	95
15.3.3	VERIFICHE DI SICUREZZA IN CAMPO SISMICO.....	96
15.3.4	VERIFICHE AGLI STATI LIMITI DI ESERCIZIO (SLE) .....	96
15.4	AZIONI.....	96
15.4.1	PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI ( $g_1$ ).....	96
15.4.2	CARICHI PERMANENTI PORTATI ( $g_2$ ).....	96
15.4.3	CARICHI MOBILI ( $q_1$ ) .....	96
15.4.4	AZIONE SISMICA (E) .....	97
15.5	COMBINAZIONI DI CALCOLO .....	97
15.5.1	INTRODUZIONE.....	97
15.5.2	COMBINAZIONI.....	97
15.6	CRITERI DI CALCOLO .....	99
15.6.1	CALCOLO DELLA PROFONDITA' DI INFISSIONE .....	99
15.6.2	CALCOLO DELLE SPINTE .....	100
15.6.3	SPINTA IN PRESENZA DI SISMA.....	100
15.6.4	TIRANTI DI ANCORAGGIO .....	101
15.6.5	CALCOLO DELLA LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO .....	101
15.6.6	ANALISI AD ELEMENTI FINITI .....	102
15.6.7	ANALISI PER FASI DI SCAVO .....	103
15.6.8	VERIFICA ALLA STABILITA' GLOBALE.....	103
15.7	MODELLAZIONE ED ANALISI .....	104
15.7.1	FORZE AGENTI SULLA PARATIA .....	106
15.7.2	VALORI MASSIMI E MINIMI SOLLECITAZIONI PER METRO DI PARATIA.....	106
15.7.3	SPOSTAMENTI MASSIMI E MINIMI DELLA PARATIA.....	107
15.7.4	STABILITA' GLOBALE .....	109
15.7.5	RISULTATI TIRANTI.....	110
15.8	VERIFICHE STRUTTURALI .....	111
15.8.1	VERIFICA A FLESSIONE .....	111
15.8.2	VERIFICA A TAGLIO .....	111

## 1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli sono svolti con riferimento, ove applicabili, alle seguenti norme:

- Legge n°1.086 del 5 novembre 1971: *"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica."*
- D. M. LL. PP. 17 gennaio 2018: *"Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"."*
- Circolare Ministero LL. PP. del 21 gennaio 2019, n° 7: *"Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018".*
- UNI EN 1990: 2006: *"Eurocodice – Criteri generali di progettazione strutturale."*
- UNI EN 1991-1-1: *"Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-1: Azioni in generale – Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici."*
- UNI EN 1991-1-3: *"Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-3: Azioni in generale – Carichi da neve."*
- UNI EN 1991-1-4: *"Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento."*
- UNI EN 1991-1-5: *"Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-5: Azioni in generale – Azioni termiche."*
- UNI EN 1991-1-6: *"Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-6: Azioni in generale – Azioni durante la costruzione."*
- UNI EN 1991-1-7: *"Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-7: Azioni in generale – Azioni eccezionali."*
- UNI EN 1991-2: *"Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti."*
- UNI EN 1992-1-1: *"Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici."*
- UNI EN 1992-2: *"Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi."*
- UNI EN 1993: *"Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio."*
- UNI EN 1994: *"Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo."*
- UNI EN 1998-1: *"Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici."*
- UNI EN 1998-2: *"Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti."*
- UNI EN 1998-3: *"Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici."*
- UNI EN 1998-5: *"Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici."*
- Consiglio Nazionale delle Ricerche - CNR-DT 200 R1/2013: *"Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati. Materiali, strutture di c.a. e di c.a.p., strutture murarie."*
- *"Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti"* allegate al parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n.88/2019, espresso in modalità "agile" a distanza dall'Assemblea Generale in data 17.04.2020.
- Decreto Ministeriale 5 Novembre 2001 *"Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade"*.

## 2 CONVENZIONI GENERALI

Le unità di misura utilizzate sono quelle relative al sistema internazionale, ovvero:

- Lunghezze: m
- Forze: kN
- Coppie: kNm
- Tensioni: MPa

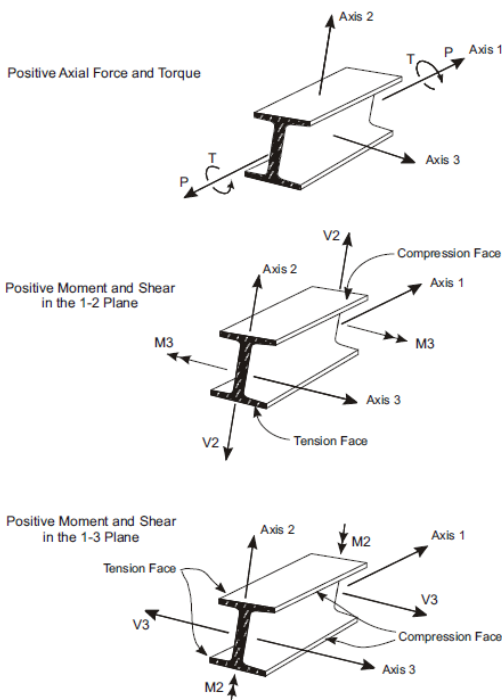
Per quanto riguarda le convenzioni di segno, si considerano, in generale, positive le compressioni.

Convenzioni specifiche verranno riportate nel prosieguo della presente relazione.

Si farà riferimento, di norma, a sistemi di riferimento di tipo cartesiano ortogonale, in cui il piano x-y è orizzontale e l'asse z verticale, diretto secondo la gravità.

Per quanto riguarda le azioni interne negli elementi, salvo diversamente specificato, si indicherà con:

$P$ (o $N$ )	Azione assiale
$V_2$ (o $V_y$ )	Azione tagliante agente direzione dell'asse 2 (o $y$ )
$V_3$ (o $V_x$ )	Azione tagliante agente direzione dell'asse 3 (o $x$ )
$T$	Momento torcente
$M_2$ (o $M_y$ )	Momento flettente agente attorno all'asse 2 (o $y$ )
$M_3$ (o $M_x$ )	Momento flettente agente attorno all'asse 3 (o $x$ )



### 3 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il ponte a Crotta d'Adda (CR) sulla S.P. n. 47, attraversa il Fiume Adda e serve di collegamento fra Crotta d'Adda (CR) e Maccastorna (LO). Presenta elementi e superfici ammalorate, in particolare all'intradosso dell'impalcato del ponte, sulle travi di appoggio e sulle pile in alveo. Il tratto stradale attuale è caratterizzato da: una carreggiata da 6,00 m (corrispondente ad un'unica corsia a doppio senso di marcia alternato); banchine da 1,00 m; assenza di adeguate barriere di protezione.



Figura 3.1 Ponte a Crotta d'Adda – Stato attuale



Figura 3.2 Ponte a Crotta d'Adda – Stato attuale



**Figura 3.3 Ponte a Crotta d’Adda – Stato attuale**



**Figura 3.4 Ponte a Crotta d’Adda – Stato attuale**

Per la realizzazione del Lotto funzionale prioritario nel tratto da San Rocco al Porto (CR) a Stagno Lombardo (CR) della Ciclovia Turistica Nazionale Vento è prevista la realizzazione di una passerella ciclabile parallela al ponte per l’attraversamento del fiume Adda che verrà collegata al ponte esistente. Inoltre a questo si prevede la valutazione del rischio sismico dell’opera esistente e l’eventuale adeguamento statico e sismico.

## **4 INTRODUZIONE**

La presente relazione ha come oggetto la progettazione della nuova passerella pedonale in acciaio che verrà realizzata per collegare i comuni di Maccastorna a Crotta d’Adda. La nuova opera verrà realizzata in adiacenza alla struttura del ponte esistente della SP196 denominato “Ponte Maccastorna” sul lato di valle ancorandola all’imposta viabile del ponte. L’approdo della ciclabile sulle sponde destra e sinistra del Fiume Adda sarà garantito dall’allargamento di circa 3 metri verso valle di entrambe i terrapieni esistenti su cui transita la sede stradale.

## 5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

I materiali utilizzati per la realizzazione del nuovo impalcato in struttura composta acciaio calcestruzzo sono i seguenti:

### Calcestruzzo per soletta

Classe di resistenza	C28/35
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck}=35$ MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck}=28$ MPa
Modulo elastico	$E_c= 32\ 308$ MPa
Contenuto minimo di cemento	300 kg/mc
Rapporto a/c	0,4
Classe di consistenza	S4
Massima dimensione dell'aggregato	16 mm

### Acciaio per carpenteria metallica

Acciaio per elementi saldati	S355J2H
Acciaio per elementi non saldati	S355JOH
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}= 355$ MPa
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk}= 510$ MPa
Modulo elastico	$E_s = 210000$ MPa
Coefficiente di Poisson	$\nu=0,3$

### Bulloni

Classe viti (secondo UNI EN 14399-4:2005)	10.9
Tensione di snervamento	900 MPa
Tensione di rottura	1 000 MPa
Classe dadi (secondo UNI EN 14399-4:2005)	10

### Pioli

Tipo "Nelson"	
Materiale base	Acciaio ex ST 37-3K (S235J2G3+C450)
Resistenza a snervamento acciaio del piolo	$f_y= 350$ MPa
Resistenza a rottura acciaio del piolo	$f_t= 450$ MPa

### Acciaio per strutture in c.a.

Classe acciaio B450C	
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk}= 540$ MPa
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}= 450$ MPa
Modulo elastico	$E_s= 210000$ MPa

### Calcestruzzo per pile e spalle

Classe di resistenza	C32/40
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck}=40$ MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck}=32$ MPa
Modulo elastico	$E_c= 33643$ MPa
Contenuto minimo di cemento	300 kg/mc
Rapporto a/c	0,4
Classe di consistenza	S4
Massima dimensione dell’aggregato	16 mm

### Calcestruzzo per pali

Classe di resistenza	C28/35
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck}=35$ MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck}=28$ MPa
Modulo elastico	$E_c= 32588$ MPa
Contenuto minimo di cemento	300 kg/mc
Rapporto a/c	0,4
Classe di consistenza	S4
Massima dimensione dell’aggregato	16 mm

## 6 VITA NOMINALE, CLASSE D’USO, PERIODO DI RIFERIMENTO, CLASSE DI ESPOSIZIONE

Con riferimento ai tipi di costruzione descritti nella tabella 2.4.I delle NTC, l’opera oggetto di analisi è definibile come “*opera ordinaria*”, pertanto la sua vita nominale è pari a 50 anni ( $V_N \geq 50$  anni).

**Tab. 2.4.I** – Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Per quanto riguarda le conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso in presenza di azioni sismiche, la costruzione oggetto di analisi può essere definita come appartenente alla classe d’uso IV (classe IV).

*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 DM 5/11/2001, 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.

Il coefficiente d'uso,  $C_u$ , pertanto risulta essere pari a 2,00.

**Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso  $C_u$**

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_u$	0,7	1,0	1,5	2,0

Il periodo di riferimento,  $V_R$ , quindi, diventa:

$$V_R = V_N C_u = 50 \times 2,0 = 100 \text{ anni.}$$

Per quanto riguarda la classe di esposizione per il caso in esame si considerano:

Corrosione indotta da carbonatazione: **XC4**

Attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza sali disgelanti: **XF1**

	Classi di esposizione																	
	Nessun rischio di corrosione o attacco	Corrosione da carbonatazione				Corrosione da cloruri						Attacco gelo/disgelo				Ambienti chimici aggressivi		
						Acqua marina			Altri cloruri (diversi dall'acqua di mare)									
	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
Rapporto massimo a/c	-	0,65	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,45	0,55	0,55	0,45	0,55	0,55	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45
Classe di resistenza minima	C12/15	C20/25	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45	C35/45	C30/37	C30/37	C35/45	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45
Contenuto minimo di cemento ( $\text{kg/m}^3$ )	-	260	280	280	300	300	320	340	300	300	320	300	300	320	340	300	320	3

### 7.1.2 Carichi permanenti portati ( $g_2$ )

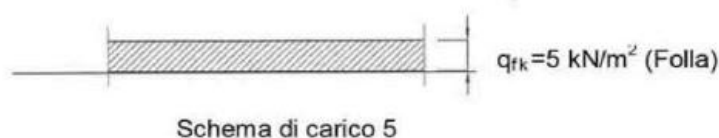
I carichi permanenti portati che insistono sull'impalcato sono di seguito riportati:

Pavimentazione: 0,5 kN/nodo;

Parapeto: 0,5 kN/nodo;

### 7.1.3 Carichi mobili ( $q_1$ )

I carichi da traffico transitanti sui ponti sono definiti nella norma D.M. 17 gennaio 2018 e relativa Circolare esplicativa n.7 del 21 gennaio 2019. Con riferimento al caso di passerelle ciclabili, ai fini delle verifiche globali della struttura e dei sostegni, si ricorre allo schema di carico 5, composto dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5.0 kN/m<sup>2</sup>. Il valore di combinazione è invece di 2.5 kN/m<sup>2</sup>. Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza.



### 7.1.4 Azione del vento ( $q_5$ -vento)

Per quanto riguarda il carico da vento si fa riferimento a quanto indicato al capitolo 3.3 del D.M. 17 gennaio 2018 e relativa Circolare esplicativa n.7 del 21 gennaio 2019. La norma tuttavia non risulta essere particolarmente chiara in materia di ponti, pertanto, ai fini della valutazione del carico da vento si fa riferimento, se non in contrasto con le NTC, all'Eurocode 1 parte 4.

L'azione del vento è assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. In caso di ponte carico, la superficie dei veicoli transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3,00 m a partire dal piano stradale.

Con riferimento a ponti stradali l'azione caratteristica del vento può essere ricavata dalla seguente espressione:

$$F_{wk,i} = 0,5 \rho v_b^2 C_e C_d C_{p,i} A_{ref,i}$$

Con:

$\rho$  densità dell'aria assunta convenzionalmente pari a 1,25 kg/m<sup>3</sup>;

$v_b$  velocità di riferimento del vento;

$C_e$  coefficiente di esposizione;

$C_d$  coefficiente dinamico;

$C_{p,i}$  coefficiente di forma in direzione "i";

$A_{ref,i}$  area di riferimento in direzione "i".

Di tale forza si considerano solamente le due componenti:

$F_{wk,x}$ : orizzontale trasversale all'impalcato;

$F_{wk,z}$ : verticale perpendicolare all'impalcato.

La componente  $F_{wk,y}$ , lungo l'asse longitudinale del ponte, non risulta essere significativa per il caso in esame.

#### Componente in direzione x (trasversale)

Il valore dell'azione caratteristica (combinazione con i carichi mobili) del vento in direzione x vale:

$$F_{wk,x} = 0,5 \rho v_b^2 c_e c_d c_{p,x} A_{ref,x}$$

L'area di riferimento per l'impalcato è pari a  $A_{ref,x} = d_{tot} \times L$ , in cui  $d_{tot}$  è valutata considerando la superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento, assimilata ad una parete rettangolare continua con altezza pari a 3,00 m a partire dal piano stradale.

L'area di riferimento per la pila è pari a  $A_{ref,x} = b \times H$  (lato x altezza), ossia la superficie di prospetto laterale esposta al vento.

Il coefficiente di forma in direzione x per l'impalcato (trasversale) è definito come:

$$c_{p,x} = c_{fx,0} \times \min\{[1+(3/100)\arctan(p); 1,25\} \times \max\{[1-(0,5/100)\alpha; 0,70\}$$

in cui:

$c_{fx,0}$  coefficiente di forza relativo all'impalcato senza flusso di estremità libera;

$p$  pendenza trasversale dell'impalcato;

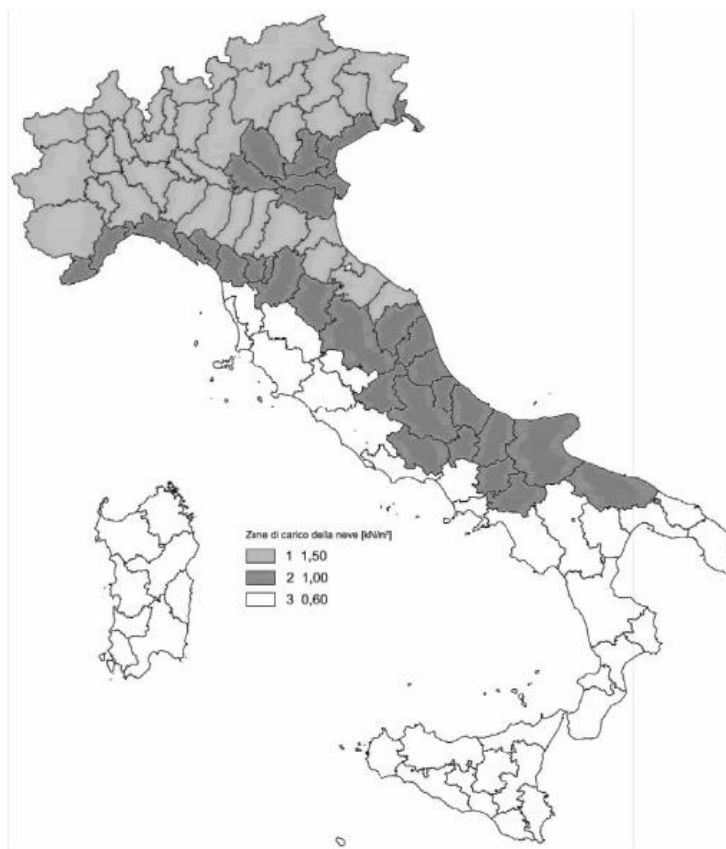
$\alpha$  inclinazione della trave rispetto alla verticale.

Il coefficiente di forma in direzione x per le pile (trasversale), consente di definire una azione del vento uniformemente distribuita lungo il fusto sia in direzione trasversale che longitudinale adottando gli opportuni coefficienti di forma:

$$c_{p,x} = C_{f,0} \psi_s \psi_r$$

#### 7.1.5 Azione della neve ( $q_s$ -neve)

Per quanto riguarda l'azione della neve questo viene valutato secondo quanto previsto nel paragrafo 3.4.1 delle NTC 2018. Questo carico viene assunto come applicato in direzione verticale ed il suo valore viene assegnato in funzione della posizione dell'opera nel territorio nazionale.



**Zone di carico della neve**

In questo caso l’opera è situata nella regione Lombardia, tra le provincie di Lodi e Cremona e per questo motivo ricade nella classificazione di Zona 1 – Mediterranea essendo il carico distribuito dovuto all’azione della neve uguale a  $q_{neve} = 1.50 \text{ kN/m}^2$  che corrisponde ad una altezza minore di 200 mslm.

#### 7.1.6 Effetti della temperatura ( $q_7$ )

I criteri per la determinazione degli effetti della temperatura sono contenuti nel capitolo 3.5 del D.M. 17 gennaio 2018. Dal momento che la normativa italiana non riporta prescrizioni specifiche per il calcolo degli effetti della temperatura per i ponti (in particolare i gradienti termici), si farà riferimento ai criteri contenuti negli Eurocodici, in particolare all'Eurocodice EN 1991-1-5.

##### Componente termica uniforme

$$T_{max} = +42 - 2 a_s/1000 = +42 \text{ °C}$$

$$T_{min} = -2 - 9 a_s/1000 = -9 \text{ °C}$$

#### 7.1.7 Cedimenti vincolari ( $\epsilon_4$ )

Si ritiene lecito assumere che allo stato attuale la struttura sia completamente assestata e, quindi, esente da effetti indotti da cedimenti vincolari differenziali tra le pile.

### 7.1.8 Azione sismica (E)

#### **PREMESSA**

Secondo il D.M. 2018 l'azione sismica è valutata a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, definita in termini di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione,  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di superamento,  $P_R$ , nel periodo di riferimento,  $T_R$ , definito come:  $T_R = V_N c_u$ . Per la struttura in esame si considera una vita nominale  $V_N = 50$  anni, una classe d'uso IV e, quindi, un coefficiente d'uso  $c_u = 2,0$ . Si deduce, pertanto, un periodo di riferimento  $T_R = 50 \times 2,0 = 100$  anni.

La probabilità di superamento nel periodo di riferimento,  $P_{VR}$ , ed il periodo di riferimento,  $T_R$ , a cui riferirsi per descrivere l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite indicati dalla normativa valgono:

Stato limite		$P_{VR}$ [%]	$T_R$ [anni]
SLE	SLO	81	60
	SLD	63	101
SLU	SLV	10	949
	SLC	5	1 950

Noto il periodo di ritorno dell'azione sismica, si possono definire le forme spettrali, a partire dai parametri di riferimento su sito di riferimento rigido orizzontale.

Stato limite		$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$	$T^*_c$ [s]
SLE	SLO	60	0.052	2.578	0.263
	SLD	101	0.061	2.602	0.280
SLU	SLV	949	0.123	2.598	0.320
	SLC	1950	0.133	2.598	0.324

La normativa precisa che l'azione sismica è caratterizzata da tre componenti traslazionali, due orizzontali ed una verticale, da considerare tra loro indipendenti. Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta, la componente che descrive il moto verticale, invece, è descritta da un proprio spettro di risposta.

Ai fini della completa definizione dell'azione sismica, pertanto, sono necessari due spettri di risposta, uno per le componenti orizzontali ed uno per la componente verticale.

#### **DEFINIZIONE DEL FATTORE DI COMPORTAMENTO $q$**

Ai fini della definizione dell'azione sismica, per le due componenti orizzontali e per la componente verticale, è stato adottato un fattore di comportamento  $q$  pari a 1, quindi, di fatto, l'azione sismica è stata computata considerando lo spettro elastico.

#### **DEFINIZIONE DELLA MASSA SISMICA**

In accordo con quanto prescritto dalla normativa al punto 2.5.3, gli effetti dell'azione sismica devono essere valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \frac{1}{2} Q_{kj}$$

### **SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE**

La capacità della struttura di sopportare le azioni sismiche in campo non lineare, permette di considerare azioni sismiche minori di quelle corrispondenti ad una risposta elastica lineare. Per evitare di compiere analisi strutturali inelastiche, in fase di progettazione, la capacità della struttura di dissipare energia, mediante il comportamento duttile dei suoi elementi e/o altri meccanismi, può essere tenuta in conto svolgendo un'analisi elastica basata su uno spettro di risposta ridotto rispetto a quello puramente elastico (*spettro di progetto*). Questa riduzione è ottenuta abbattendo le ordinate dello spettro elastico attraverso il fattore di comportamento  $q$ , definito in precedenza.

Per il caso in esame, avendo deciso di assumere un fattore di comportamento  $q=1$ , lo spettro di progetto coincide con lo spettro elastico.

Localizzazione geografica:

Lat. : 45°8'47" N

Long. : 9°51'16" E

Vita nominale  $V_N = 50$  anni

Classe d'uso IV

Coefficiente d'uso  $C_U = 2,0$

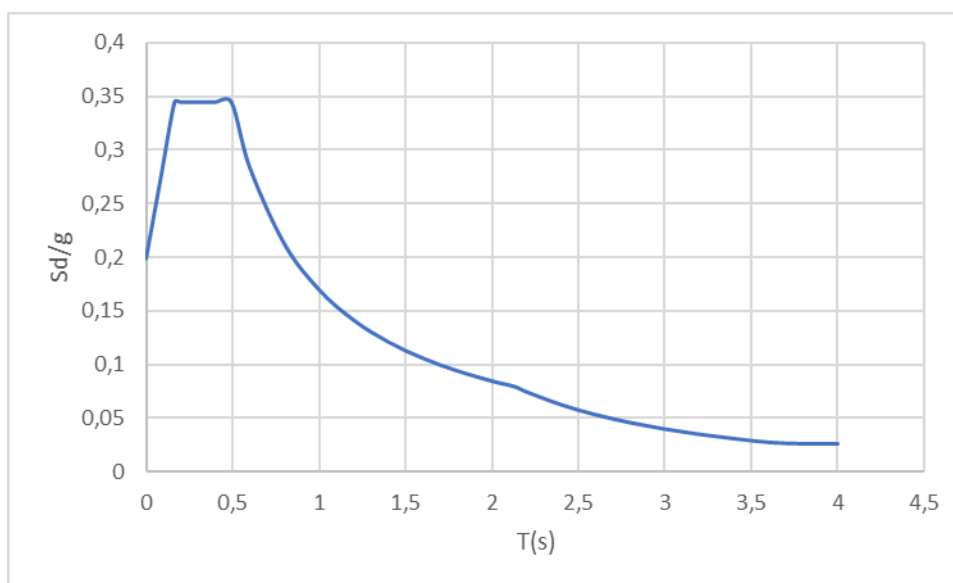
Categoria Sottosuolo C

Categoria Topografica T1

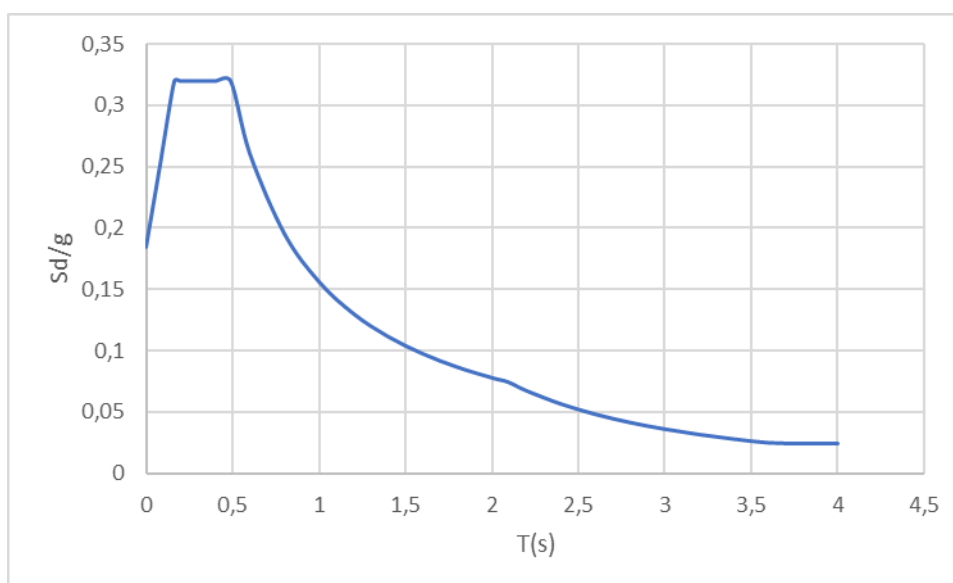
Sulla base di quanto sopra esposto, si riportano nel seguito i parametri e gli spettri di risposta di progetto (ossia elastici, in quanto  $q_H = q_V = 1,0$ ) della componente orizzontale e della componente verticale per gli stati limite ultimi (SLV) e per gli stati limite di esercizio (SLD), forniti dal geologo.

Spettri per componente orizzontale del sisma

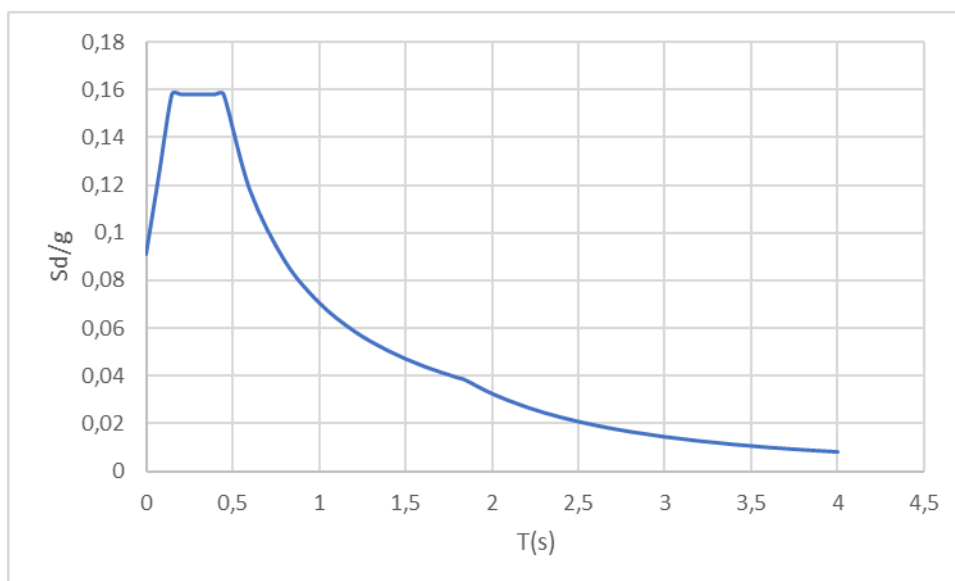
SLC



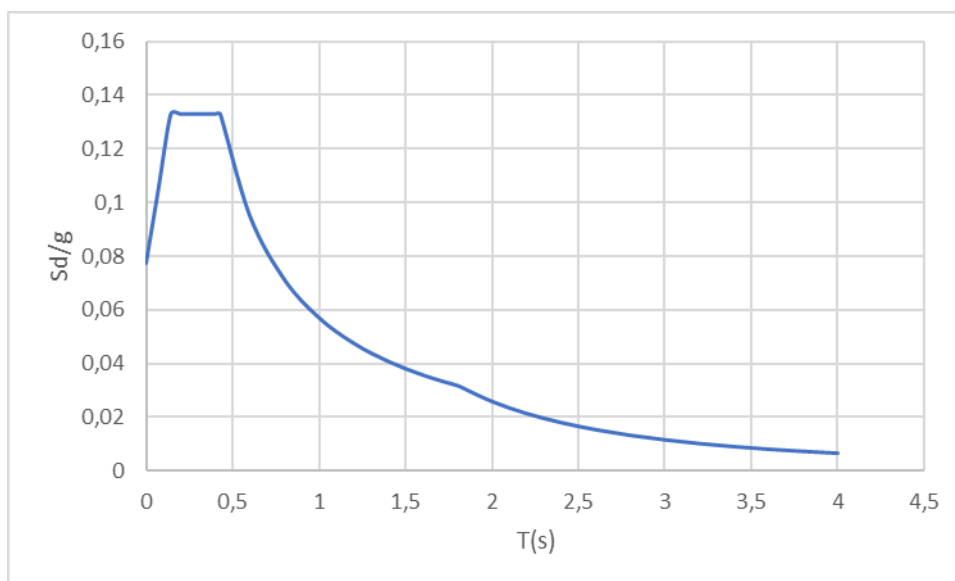
SLV



**SLD**

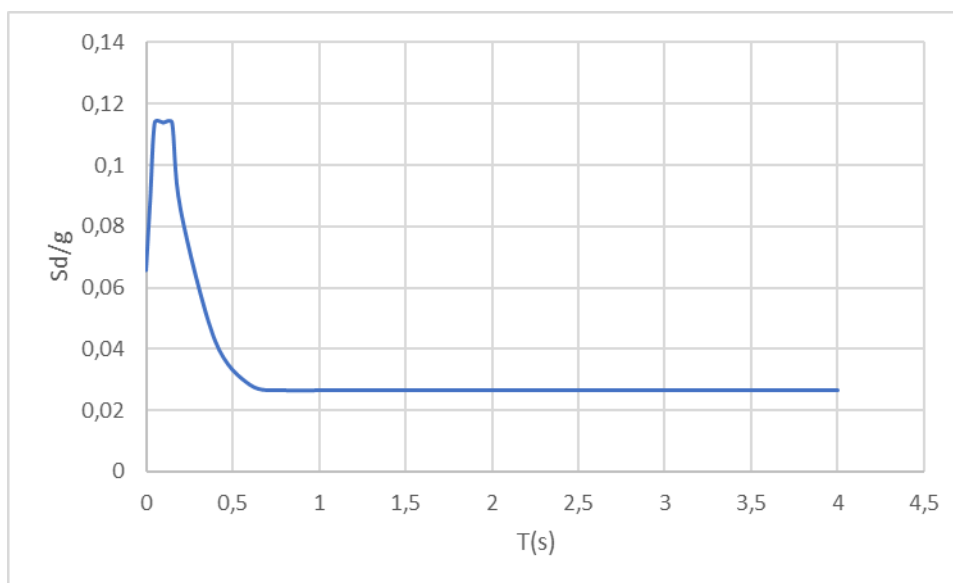


**SLO**

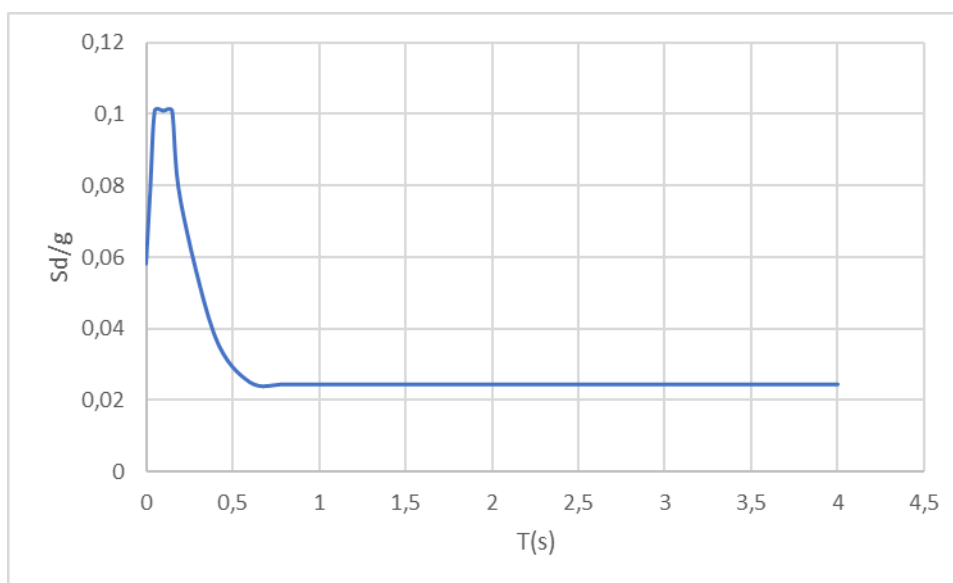


**Spettri per componente verticale del sisma**

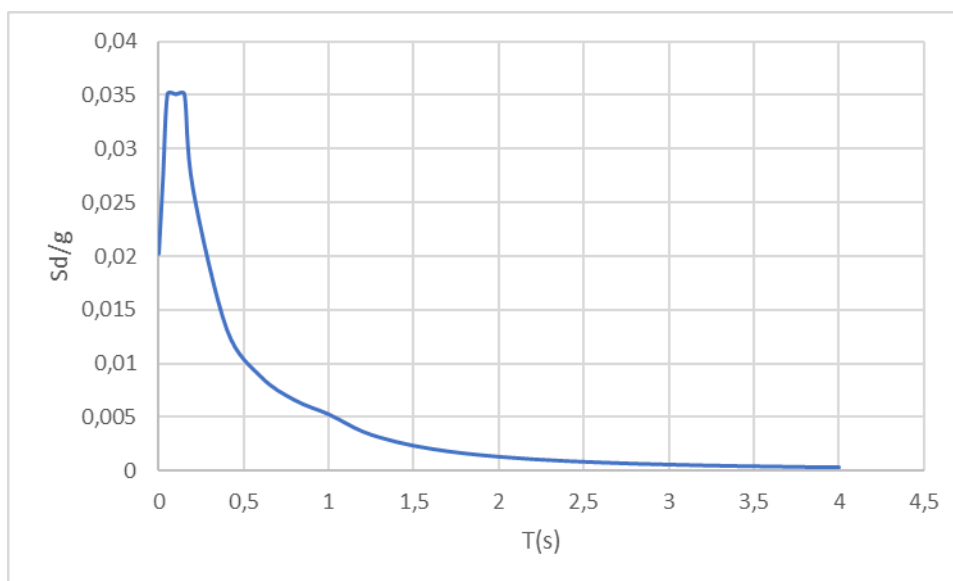
**SLC**



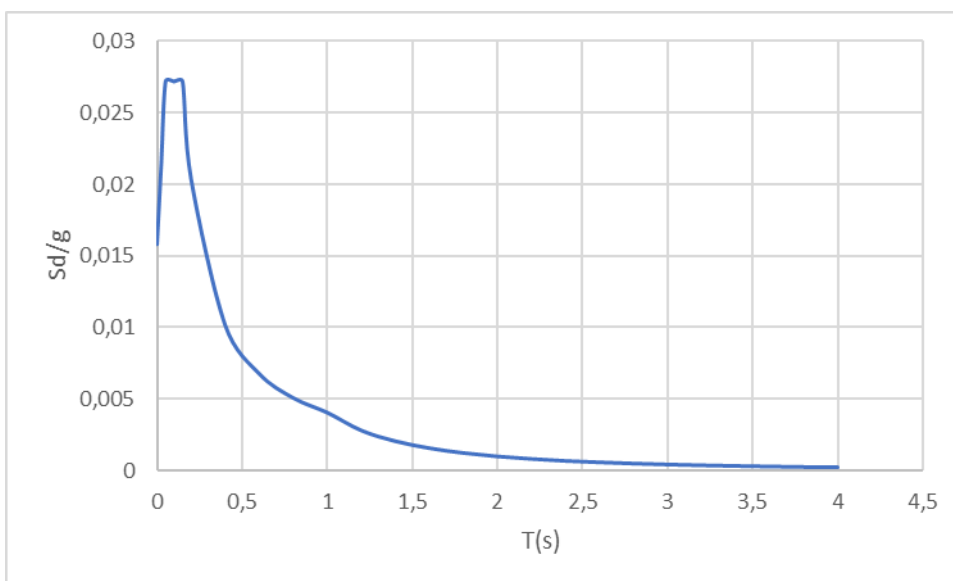
**SLV**



### SLD



### SLO

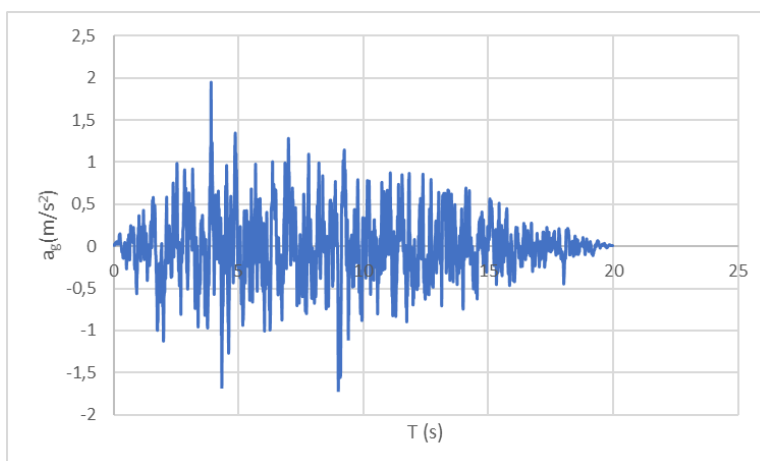
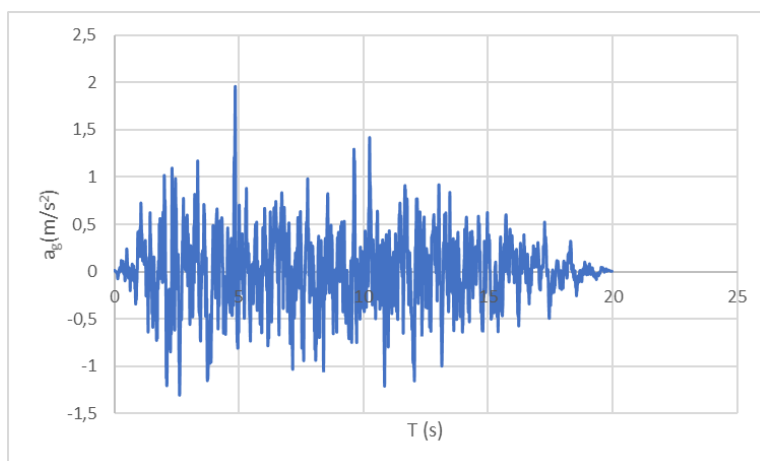
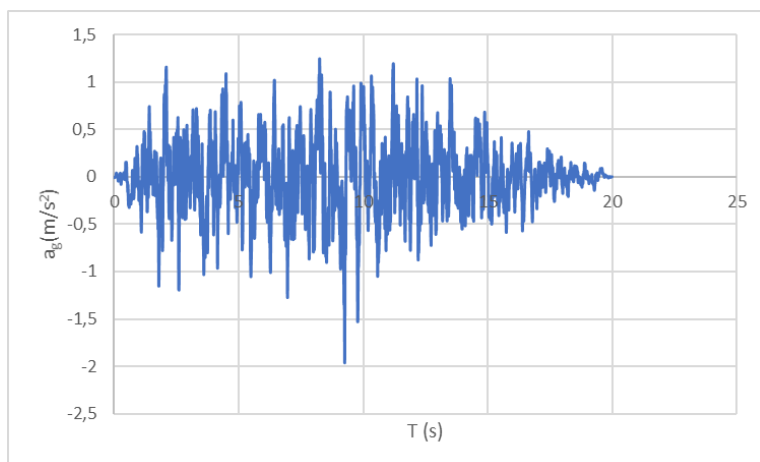


I picchi di accelerazione rilevati in fase di indagine geologica hanno suggerito l'adozione di una analisi che potesse restituire il comportamento strutturale il più fedele possibile alla realtà. L'analisi dinamica, pertanto, è stata effettuata in campo non lineare con integrazione al passo nel dominio del tempo delle equazioni del moto (Analisi Time History).

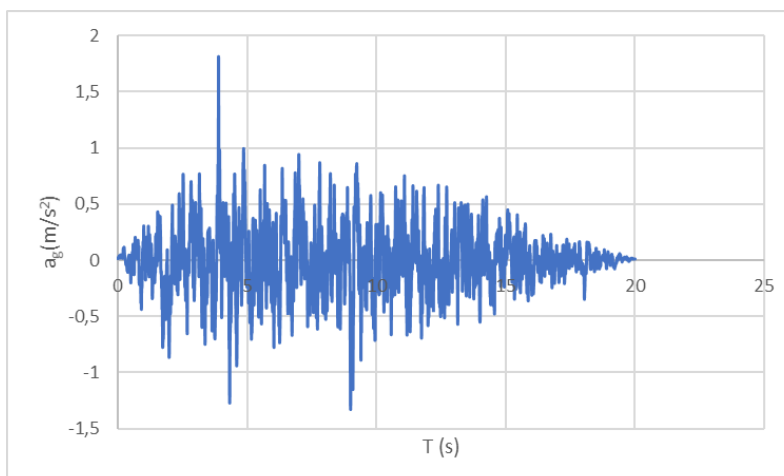
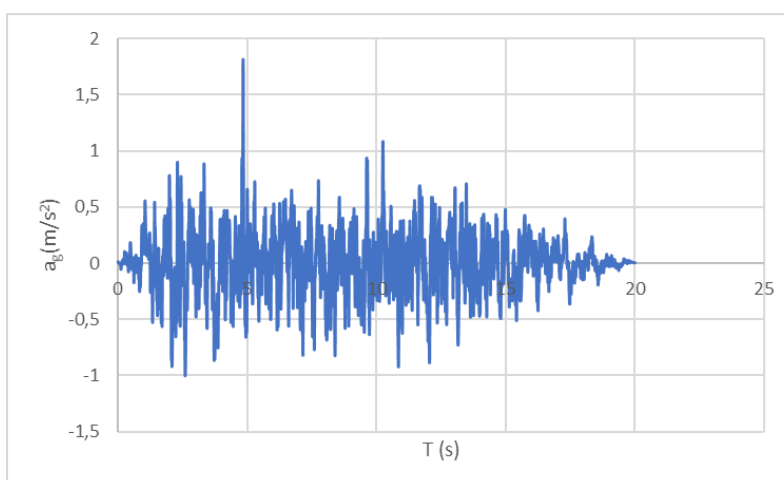
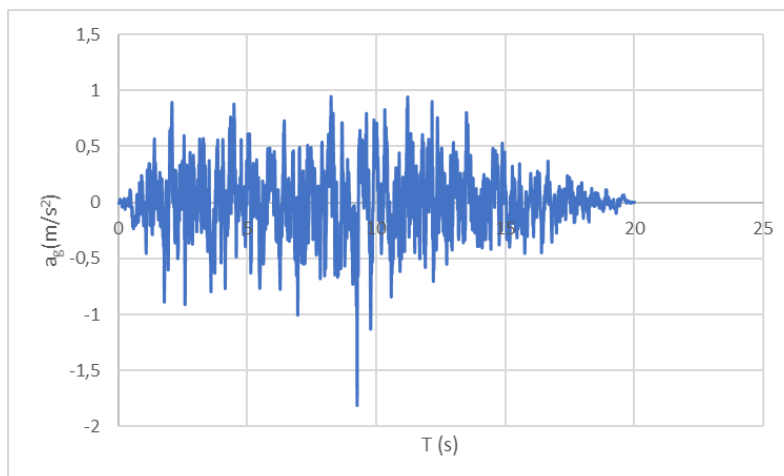
Sulla base di questa scelta, il segnale sismico è stato implementato attraverso accelerogrammi artificiali spettro compatibili. Si riportano nel seguito gli accelerogrammi adottati nelle analisi. In base alle indicazioni delle NTC 2018 nel paragrafo 7.3.5 vengono adottate 3 storie temporali statisticamente indipendenti e gli effetti sulla struttura vengono valutati utilizzando i valori più sfavorevoli.

Componente orizzontale

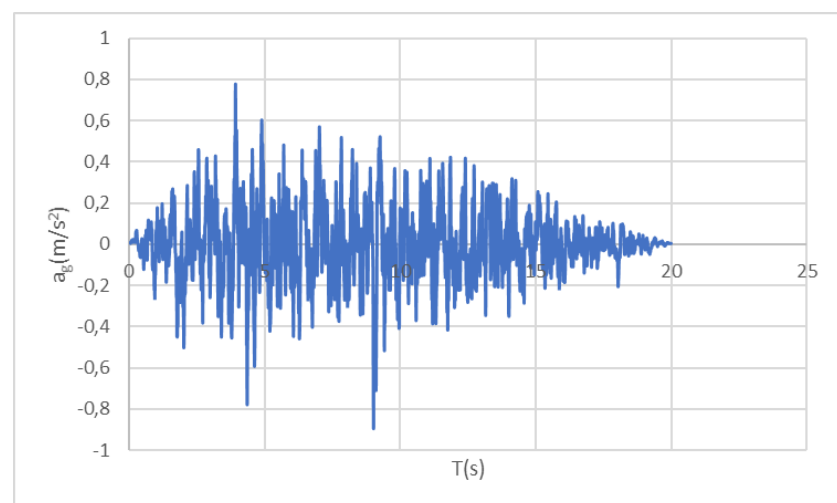
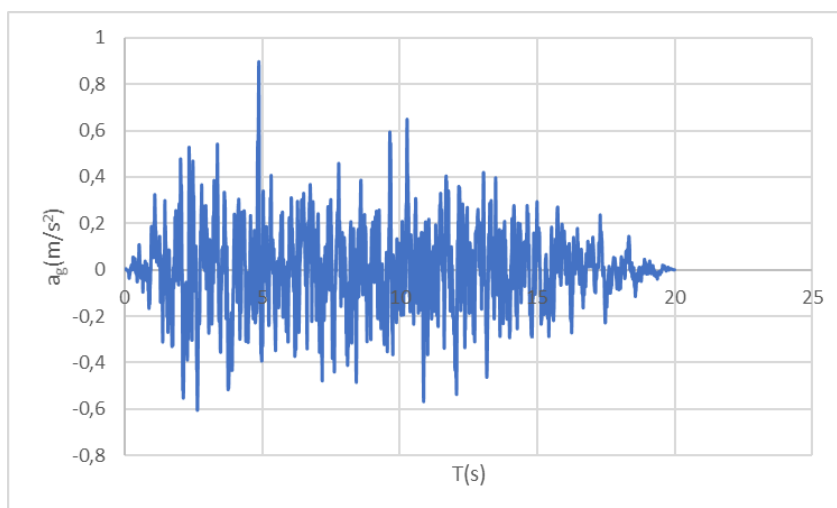
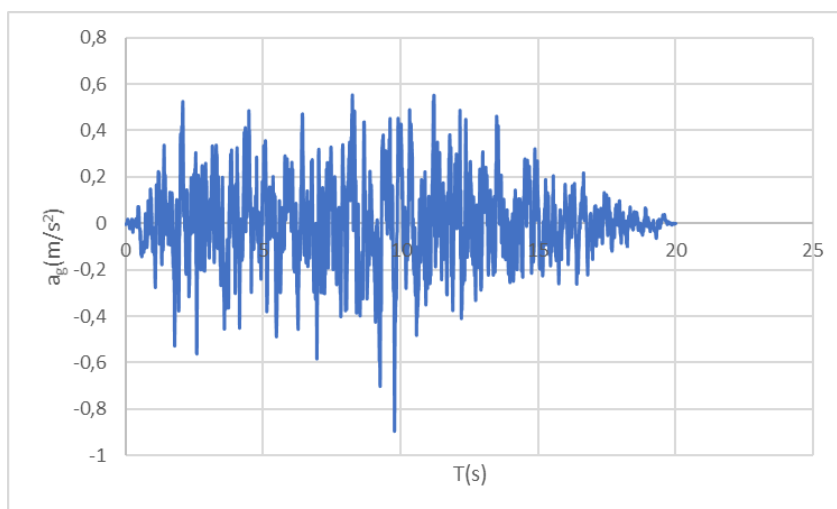
SLC



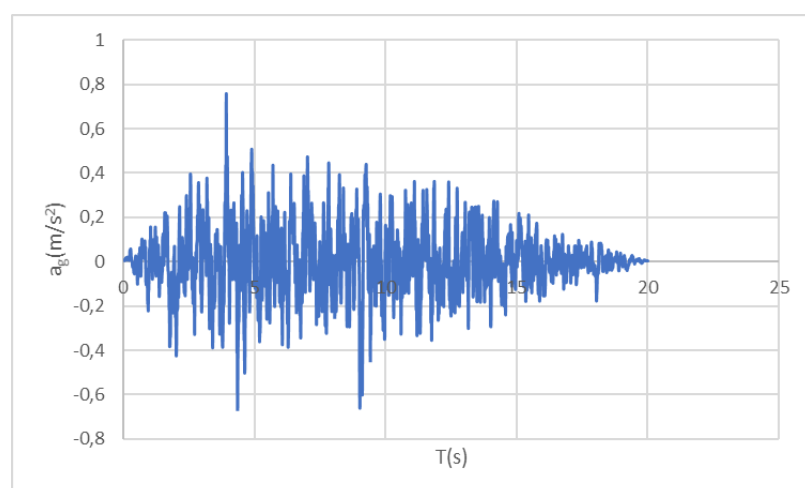
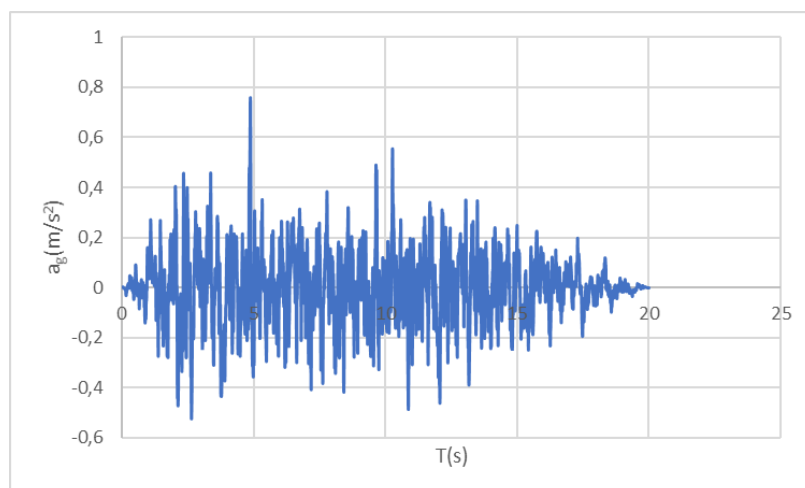
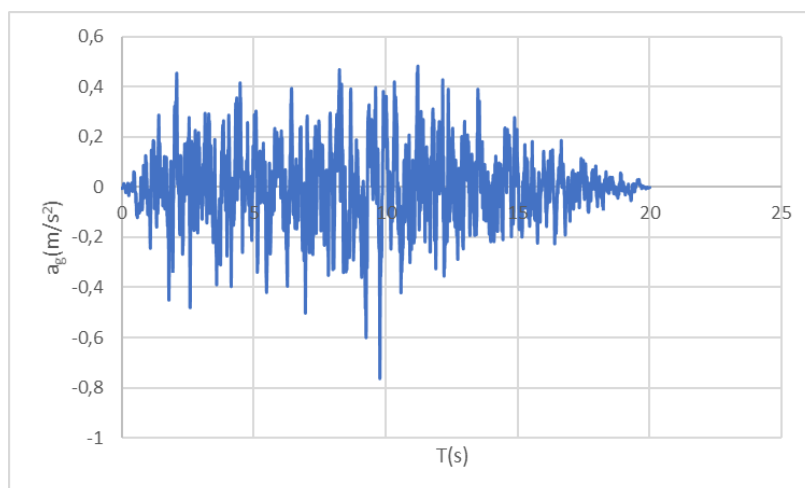
**SLV**



**SLD**

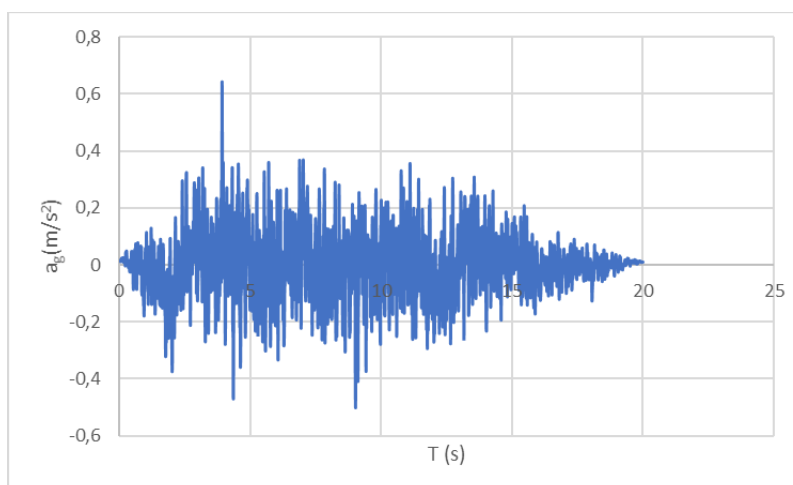
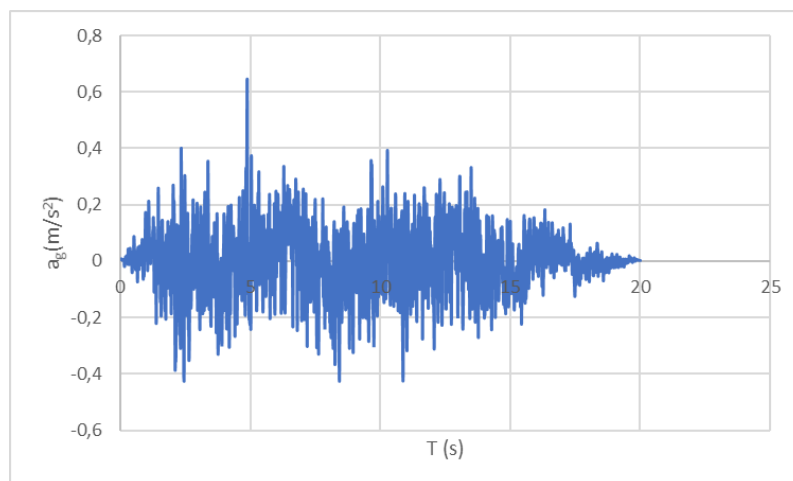
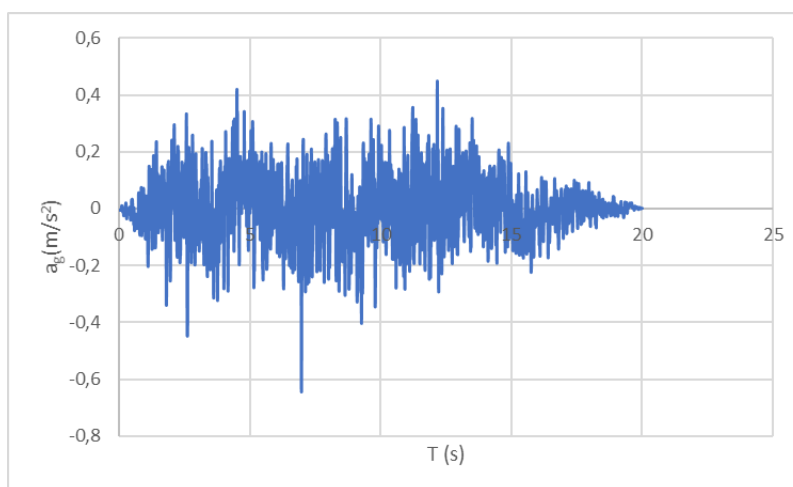


**SLO**

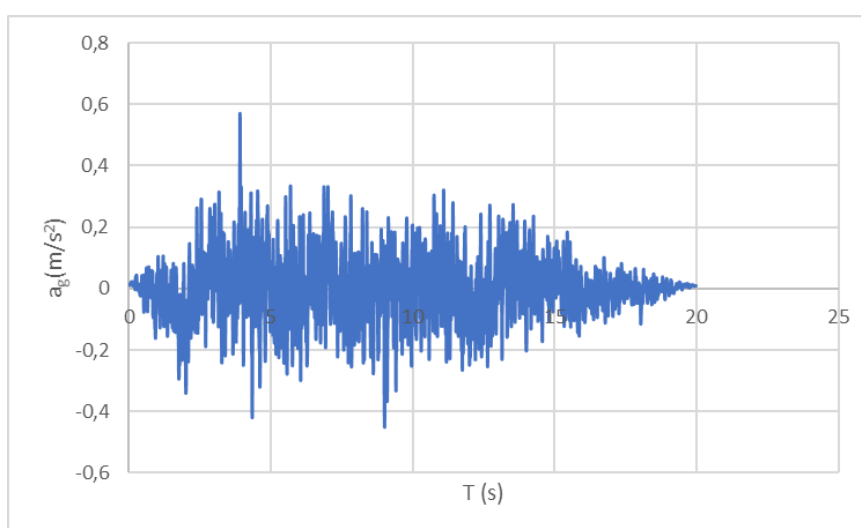
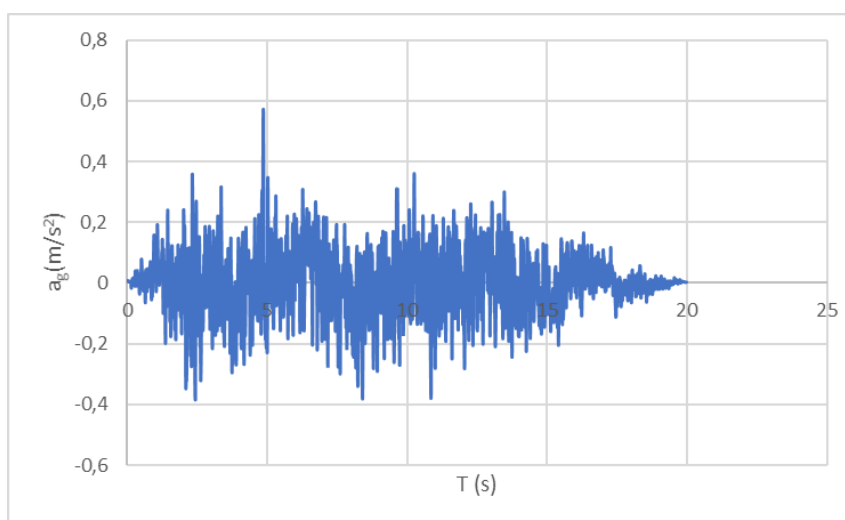
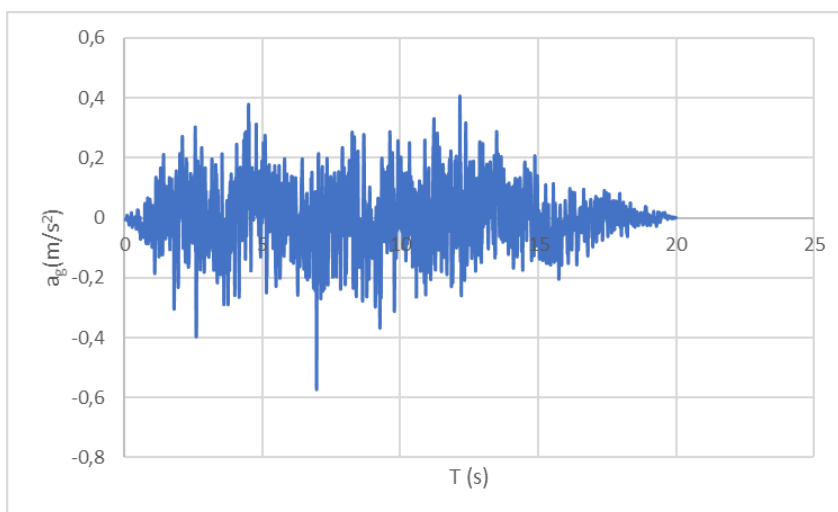


Componente verticale

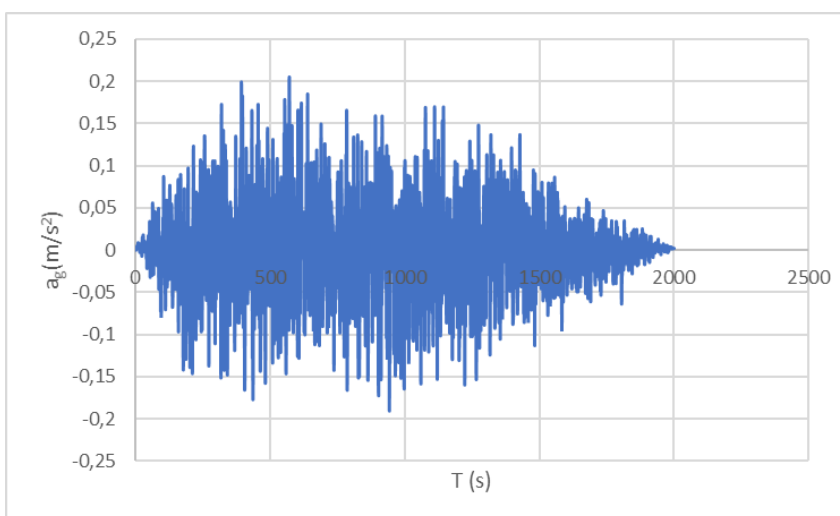
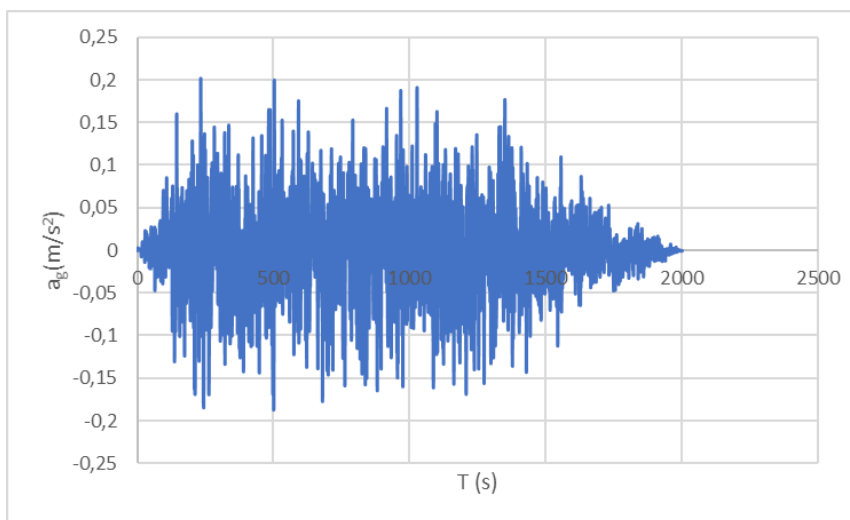
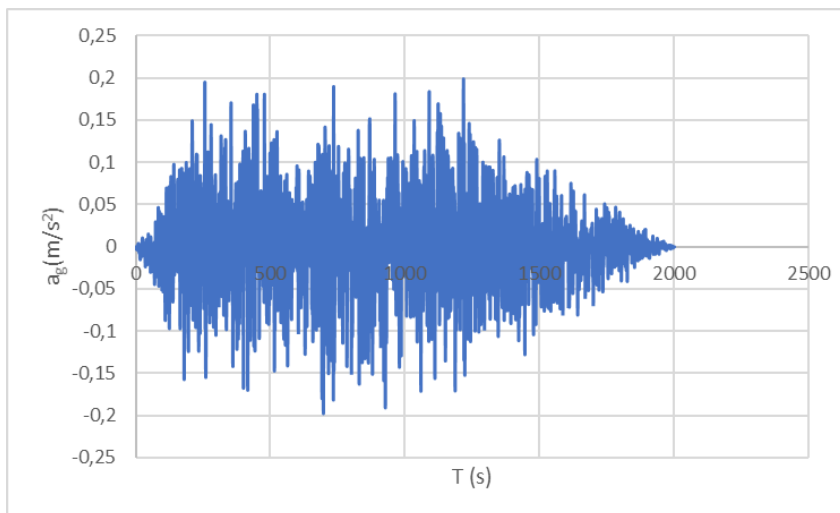
SLC



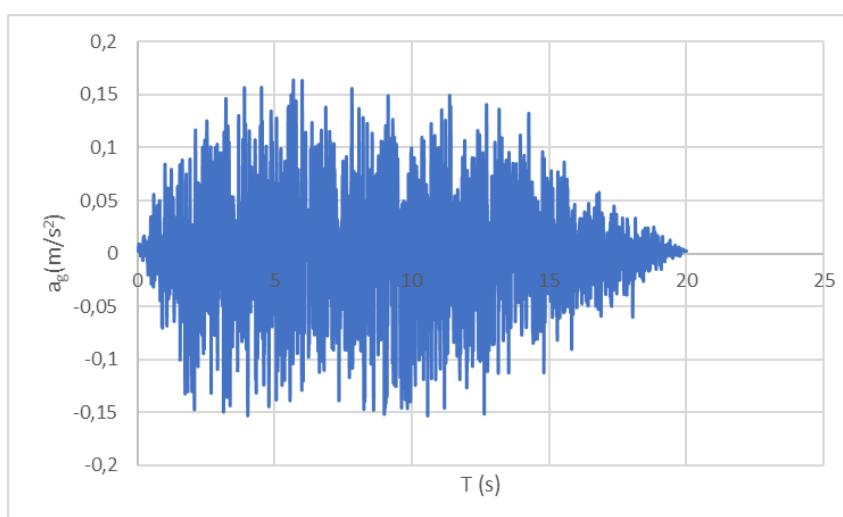
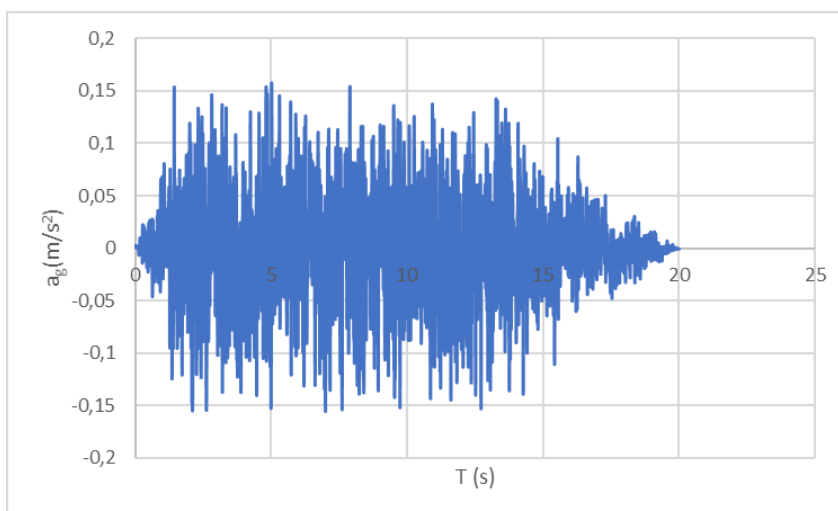
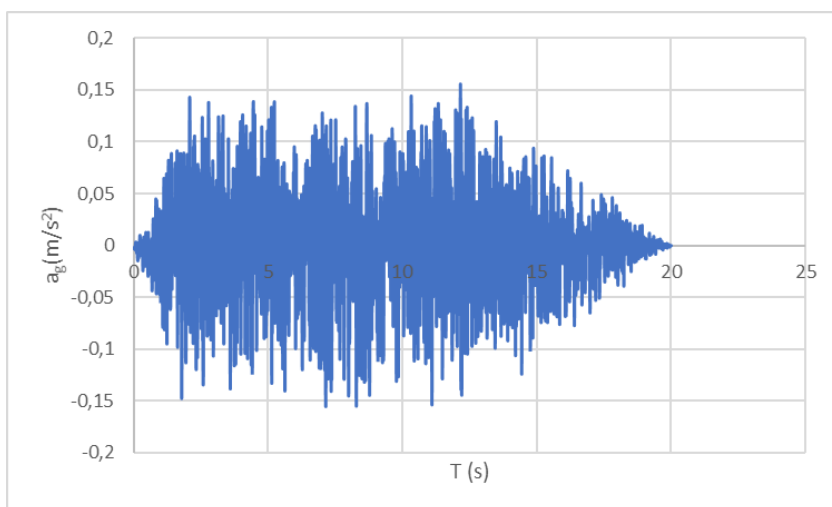
**SLV**



**SLD**



**SLO**



## 7.2 Combinazioni di carico

### 7.2.1 Introduzione

Le combinazioni di carico considerate sono quelle indicate dal D.M. 17 gennaio 2018 al punto 5.1.3.14. Tali combinazioni devono essere stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto dalla normativa.

I carichi di interesse ai fini della verifica del viadotto, secondo la definizione riportata dalla suddetta normativa, sono:

- *Azioni permanenti:*

- peso proprio degli elementi strutturali:  $g_1$ ;
- carichi permanenti portati:  $g_2$  (pavimentazione stradale, marciapiedi, barriere acustiche, barriere di sicurezza stradale, parapetti, finiture, sistema di smaltimento acque, attrezzature stradali, rinfianchi e simili);
- altre azioni permanenti:  $g_3$  (spinta delle terre, spinte idrauliche, ecc.);

- *Distorsioni e deformazioni impresse:*

- distorsioni e presollecitazioni di progetto:  $\varepsilon_1$ ;
- effetti reologici:
  - ritiro:  $\varepsilon_2$ ;
  - viscosità:  $\varepsilon_3$ ;
  - cedimenti vincolari:  $\varepsilon_4$ ;

- *Azioni variabili da traffico:*

- carichi verticali:  $q_1$ ;

- *Azioni variabili di vento e neve:*  $q_5$ ;

- *Azioni idrodinamiche:*  $q_6$ ;

- *Azioni della temperatura:*  $q_7$ ;

- *Azioni sismiche:*  $E$ ;

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, sono da considerare le combinazioni riportate nella tabella seguente:

**Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico**

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5KN/m <sup>2</sup>
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m <sup>2</sup>
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m <sup>2</sup>			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m <sup>2</sup>
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(\*) Ponti pedonali  
(\*\*) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)  
(\*\*\*) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

I coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni, nelle verifiche agli stati limite ultimi, valgono:

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

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti $g_1$ e $g_3$	favorevoli	$\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup> $g_2$	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni 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, 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

I coefficienti  $\psi_{0,j}$ ,  $\psi_{1,j}$  e  $\psi_{2,j}$  per le diverse categorie di azioni valgono:

**Tab. 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali**

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combi- nazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequent)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanent)
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

Le azioni devono essere combinate in modo da rispettare quanto prescritto al punto 2.5.3 del D.M. 17.01.2018

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all’azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omessi i carichi  $Q_{kj}$  che danno contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se dal caso, i carichi  $G_2$ .

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a 1,0.

Gli effetti dell'

### 7.2.2 Casi elementari di carico

Si riporta nel seguito la lista dei casi elementari di carico considerati nell'analisi:

CONDIZIONI DI CARICO	
Permanenti strutturali	$g_1$
Permanenti non strutturali	$g_2$
Folla compatta	$q_1$
Vento	$q_{\text{vento}}$
Neve	$q_{\text{neve}}$
Temperatura	$q_{\text{temp}}$
Sisma	E

### 7.2.3 Combinazioni Stato Limite Ultimo (SLU) – Statica

	COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO							
	SLU - 01		SLU - 02		SLU - 03		SLU - 04	
	SLU-01a	SLU-01b	SLU-02a	SLU-02b	SLU-03a	SLU-03b	SLU-04a	SLU-04b
$g_1$	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
$g_2$	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
$q_1$	1,35	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$q_{\text{vento}}$	0,90	0,90	1,50	1,50	0,90	0,90	0,90	0,90
$q_{\text{neve}}$	0,90	0,90	0,90	0,90	1,50	1,50	0,90	0,90
$q_{\text{temp}}^+$	0,00	0,90	0,00	0,90	0,00	0,90	0,00	1,50
$q_{\text{temp}}^-$	0,90	0,00	0,90	0,00	0,90	0,00	1,50	0,00

Con la campitura in giallo si indica il carico variabile assunto come dominante

Considerando carichi mobili e frenamento come unico carico da traffico:

- SLU-01 = folla dominante;
- SLU-02 = vento dominante ;
- SLU-03 = neve dominante;
- SLU-04 = termica dominante;

## 7.2.4 Combinazioni Stato Limite Esercizio (SLE)

COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO								
COMBINAZIONE CARATTERISTICA - RARA								
	SLER - 01		SLER - 02		SLER - 03		SLER - 04	
	SLER-01a	SLER-01b	SLER-02a	SLER-02b	SLER-03a	SLER-03b	SLER-04a	SLER-04b
$g_1$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$g_2$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$q_1$	1,00	1,00	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
$q_{vento}$	0,60	0,60	1,00	1,00	0,60	0,60	0,60	0,60
$q_{neve}$	0,60	0,60	0,60	0,60	1,00	1,00	0,60	0,60
$q_{temp}^{+}$	0,00	0,60	0,00	0,60	0,00	0,60	0,00	1,00
$q_{temp}^{-}$	0,60	0,00	0,60	0,00	0,60	0,00	1,00	0,00
COMBINAZIONE FREQUENTE								
	SLEF - 01		SLEF - 02		SLEF - 03		SLEF - 04	
	SLEF-01a	SLEF-01b	SLEF-02a	SLEF-02b	SLEF-03a	SLEF-03b	SLEF-04a	SLEF-04b
$g_1$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$g_2$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$q_1$	0,75	0,75	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$q_{vento}$	0,00	0,00	0,20	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00
$q_{neve}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20	0,20	0,00	0,00
$q_{temp}^{+}$	0,00	0,50	0,00	0,50	0,00	0,50	0,00	0,60
$q_{temp}^{-}$	0,50	0,00	0,50	0,00	0,50	0,00	0,60	0,00

### Combinazione Quasi Permanente

COMBINAZIONE QUASI-PERM		
	SLEQP-01a	SLEQP-01b
$g_1$	1,00	1,00
$g_2$	1,00	1,00
$q_1$	0,00	0,00
$q_{vento}$	0,00	0,00
$q_{neve}$	0,00	

### 7.2.5 Stato Limite Salvaguardia della Vita (SLV) - Sismica SLU

STATO LIMITE SALVAGUARDA DELLA VITA (SLV)				
	SLV - EX		SLV - EY	
	SLVEX-01	SLVEX-02	SLVEY-01	SLVEY-02
$g_1$	1,00	1,00	1,00	1,00
$g_2$	1,00	1,00	1,00	1,00
$q_{temp}^+$	0,00	0,50	0,00	0,50
$q_{temp}^-$	0,50	0,00	0,50	0,00
ESLV-XY	1,00	1,00	1,00	1,00
ESLV-YX	0,00	0,00	0,00	0,00

Nota: Nelle combinazioni sismiche non è stata considerata la presenza di carichi mobili.

### 7.2.6 Stato Limite di Collasso (SLC) - Sismica SLU

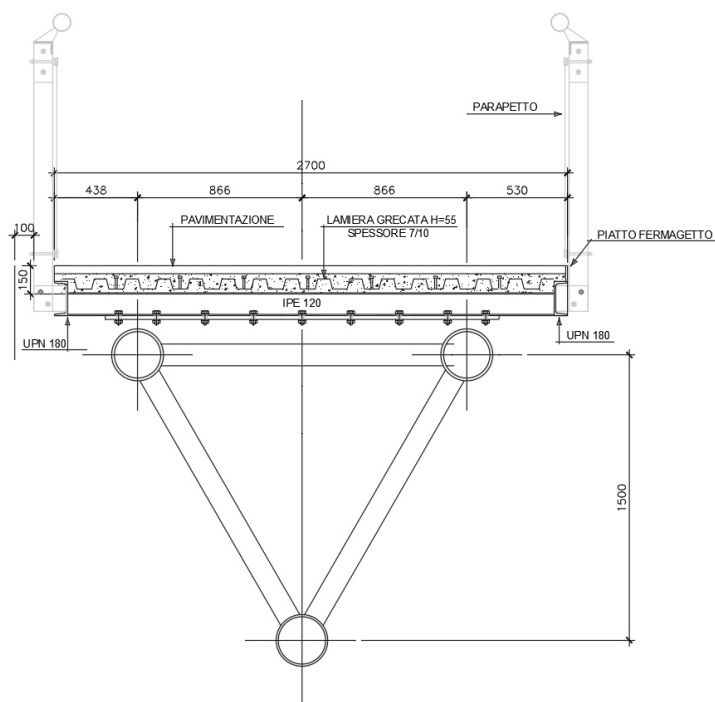
STATO LIMITE DI COLLASSO (SLC)				
	SLC - EX		SLC - EY	
	SLCEX-01	SLCEX-02	SLCEY-01	SLCEY-02
$g_1$	1,00	1,00	1,00	1,00
$g_2$	1,00	1,00	1,00	1,00
$q_{temp}^+$	0,00	0,50	0,00	0,50
$q_{temp}^-$	0,50	0,00	0,50	0,00
ESLC-XY	1,00	1,00	1,00	1,00
ESLC-YX	0,00	0,00	0,00	0,00

Nota: Nelle combinazioni sismiche non è stata considerata la presenza di carichi mobili.

## 8 MODELLAZIONE E ANALISI

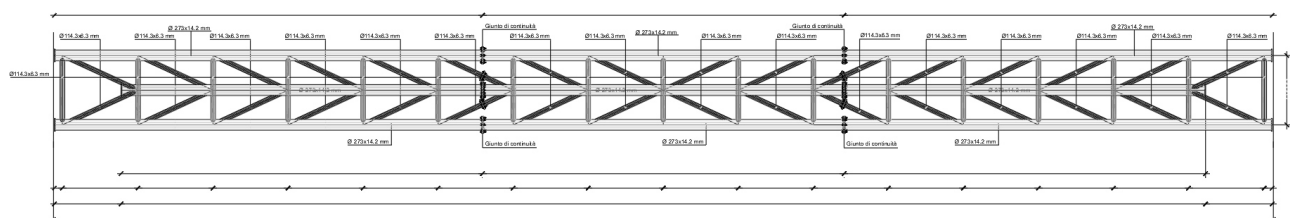
### 8.1 Caratteristiche strutturali

Come parte della realizzazione della Ciclovia Turistica Nazionale Vento nel tratto da San Rocco al Porto a Stagno Lombardo è prevista la realizzazione di una passerella ciclabile dal lato valle del ponte a Crotta d’Adda. La sezione trasversale della passerella ciclabile viene mostrata in seguito.



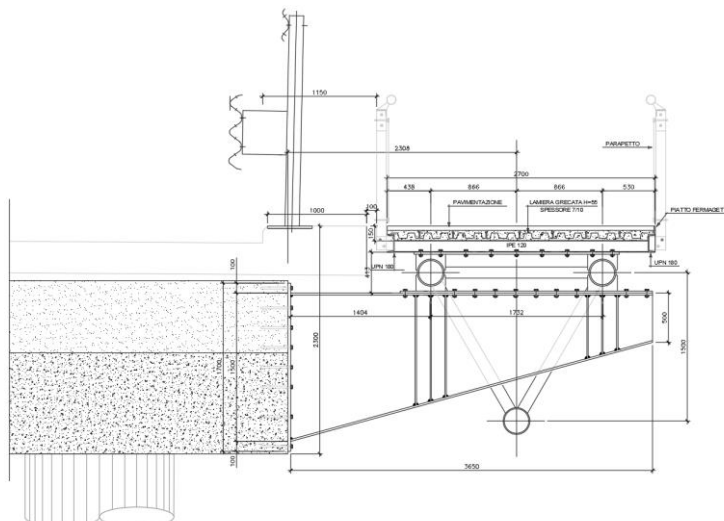
**Sezione passerella ciclabile**

Questa passerella ha una larghezza totale di 2.70 m e l'impalcato è fatto con una struttura metallica a forma di traliccio tridimensionale con profili tubolari.



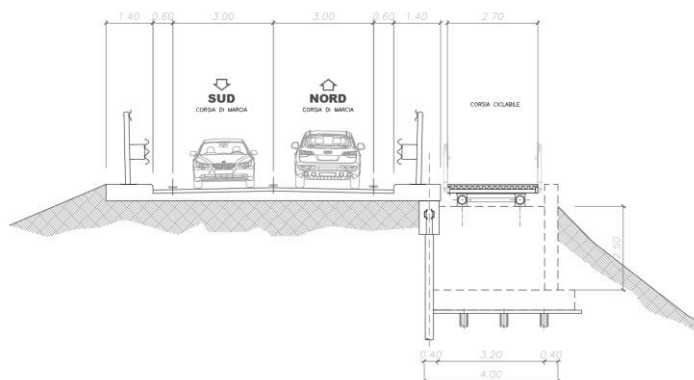
**Pianta traliccio metallico della passerella ciclabile**

Per ogni campata il traliccio viene posizionato su mensole in corrispondenza dei pulvini. Ogni traliccio ha una lunghezza di 30 metri nelle campate in corrispondenza con il ponte, e poi la sua lunghezza viene aggiustata agli appoggi per coprire la distanza totale.



**Particolare della mensola di collegamento con il ponte esistente**

In corrispondenza con le spalle il collegamento della nuova struttura a quella esistente viene fatto con mensole come quella riportata nella figura precedente e finiscono su due spalle, quella del lato del comune Maccastorna si trova 23 metri dopo il giunto del ponte, mentre che quella del lato del comune Crotta d'Adda si trova 8 metri dopo il giunto del ponte alla fine del muro andatore della spalla.

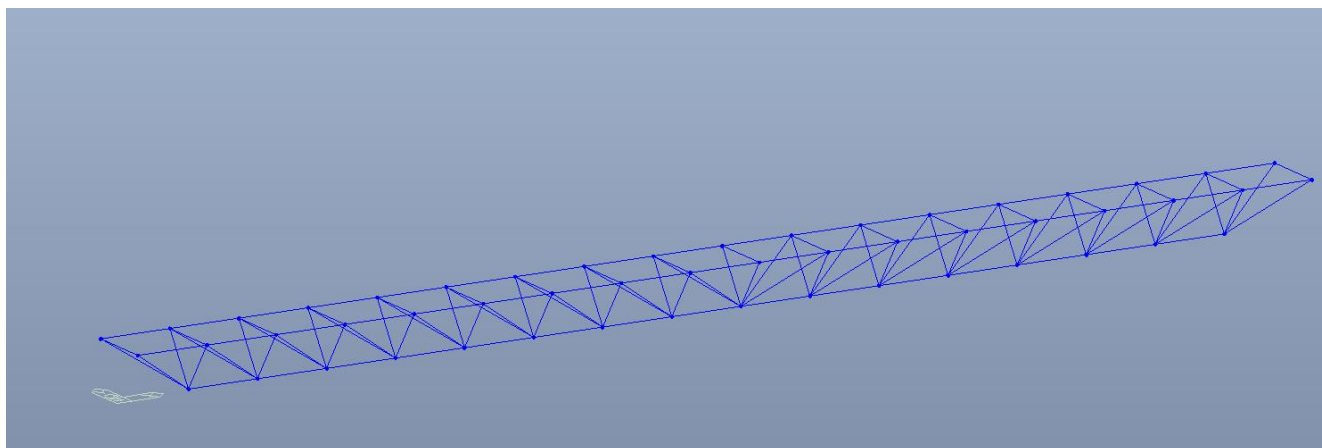


**Sezione in corrispondenza con la spalla della passerella**

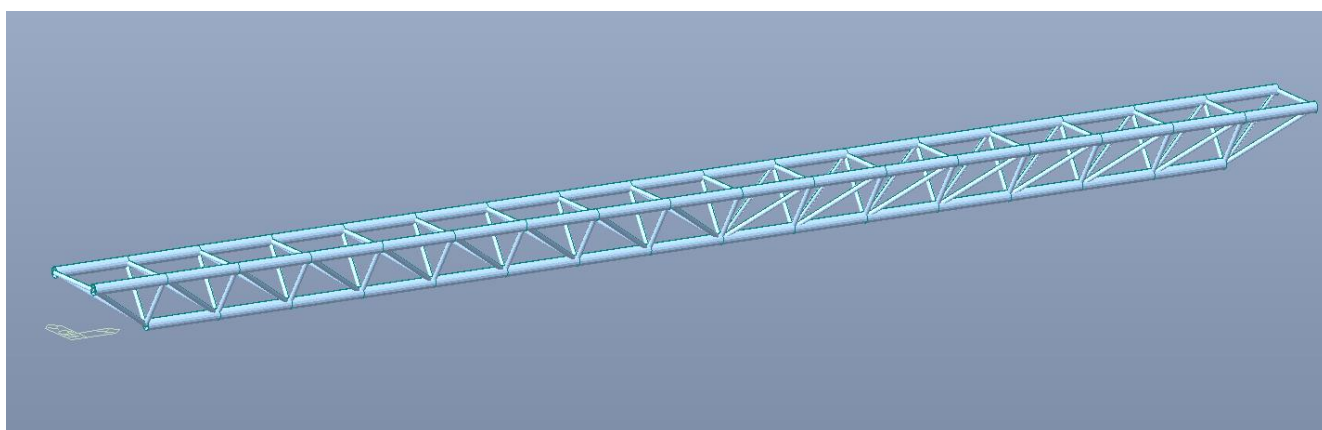
## 8.2 Modellazione strutturale

L'analisi della struttura è stata condotta in campo lineare, mediante una modellazione tridimensionale dell'impalcato, basata sul metodo degli elementi finiti.

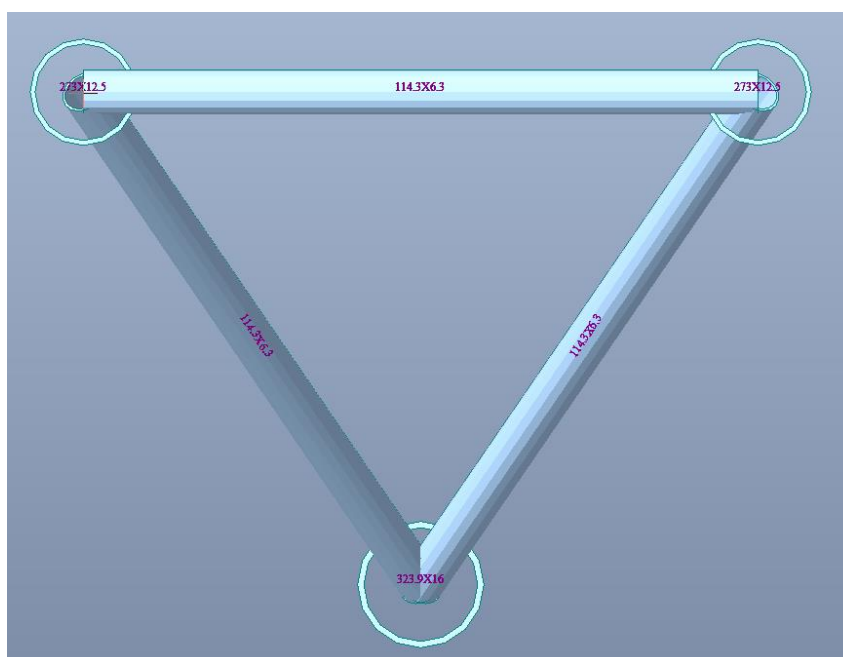
Il modello tridimensionale per la verifica allo Stato Limite Ultimo e Stato Limite di Esercizio dell'impalcato è costituito di elementi tipo trave (truss e beam) per tutti gli elementi. Come mostrato in figura.



**Modello FEM della struttura (singola campata)**

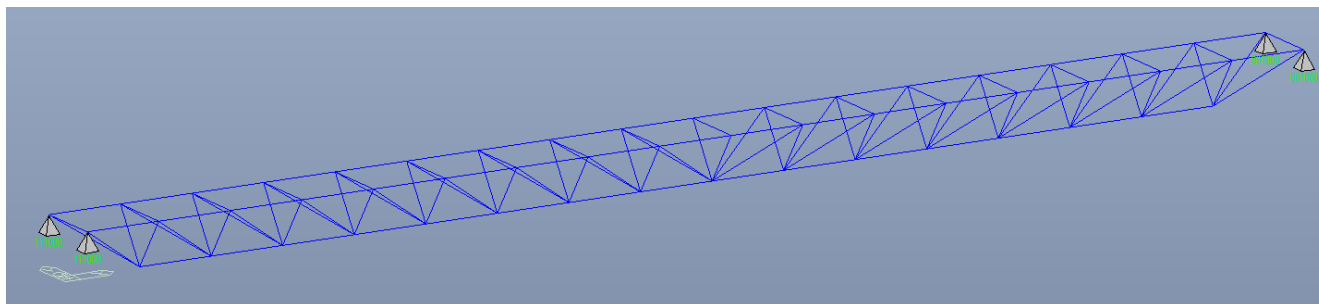


**Modello FEM estruso (singola campata)**



**Dimensioni delle sezioni**

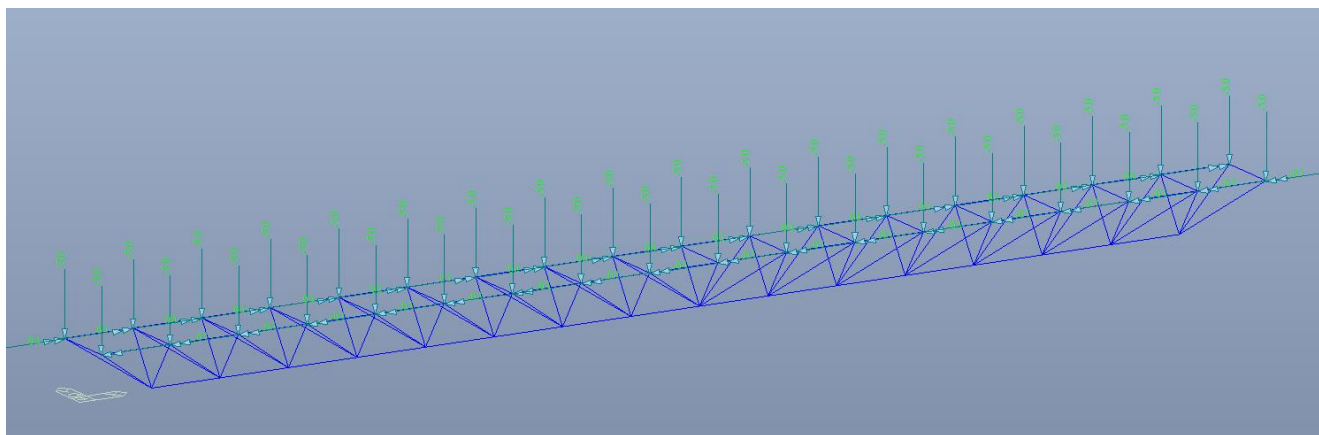
Le condizioni di appoggio del traliccio vengono definite in maniera tale di garantire il comportamento di una trave semplicemente appoggiata.



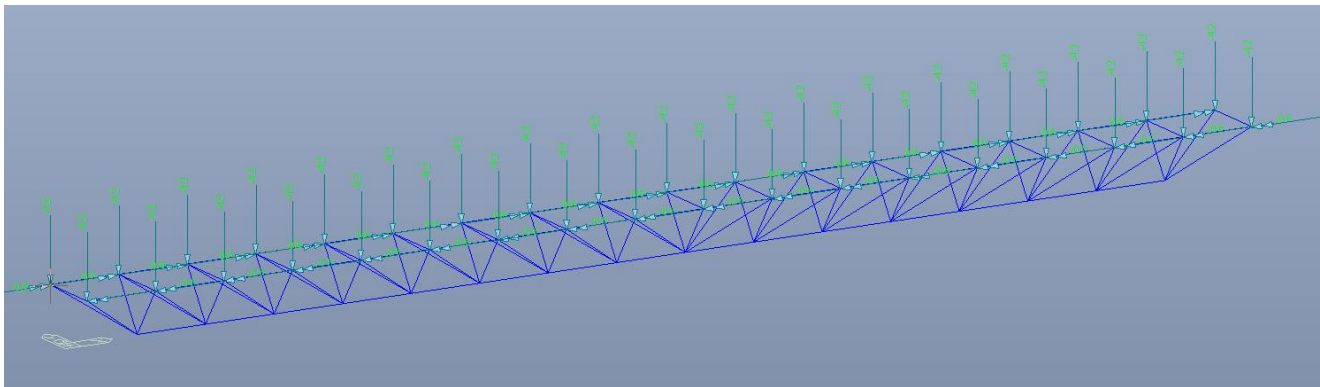
**Modello FEM estruso (singola campata)**

Tramite questo modello le sollecitazioni sui singoli elementi sono state individuate e confrontate con le loro resistenze in maniera tale da garantire la sicurezza del manufatto.

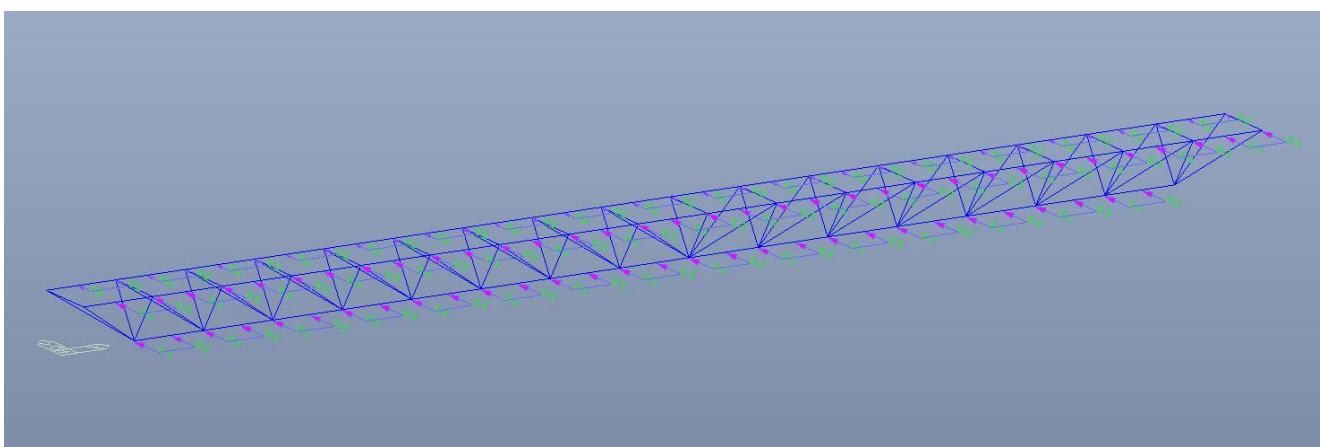
I carichi sono stati assegnati nel modello come forze applicati sui nodi della struttura sia per i carichi permanenti della soletta della passerella che per i carichi accidentali della folla compatta, neve, vento. Mentre che i carichi della temperatura vengono assegnati come dei gradiente termici. Di seguito vengono rappresentati le assegnazioni dei carichi nel modello.



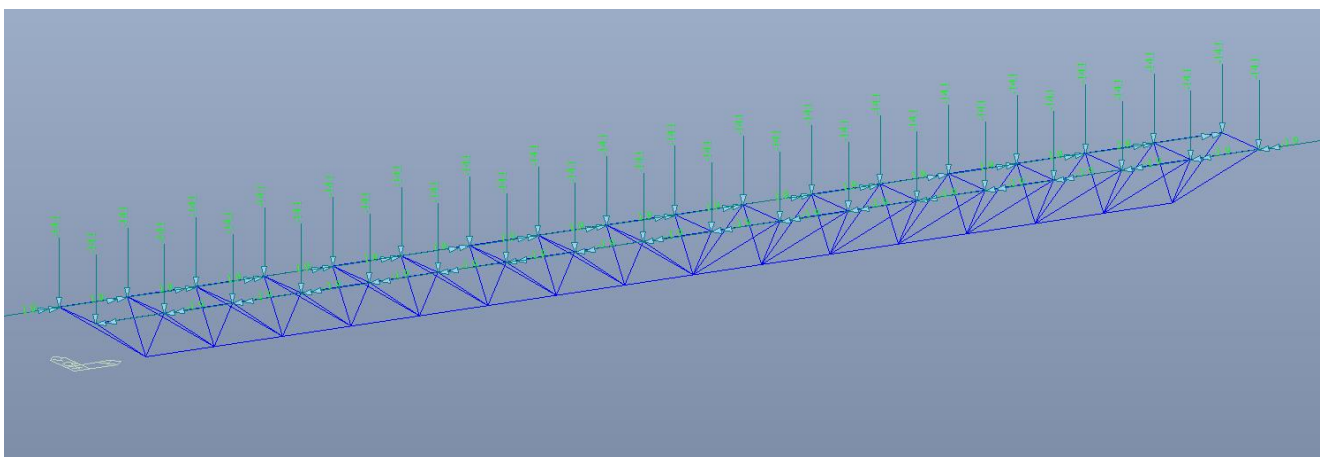
**Assegnazione carichi permanenti (soletta)**



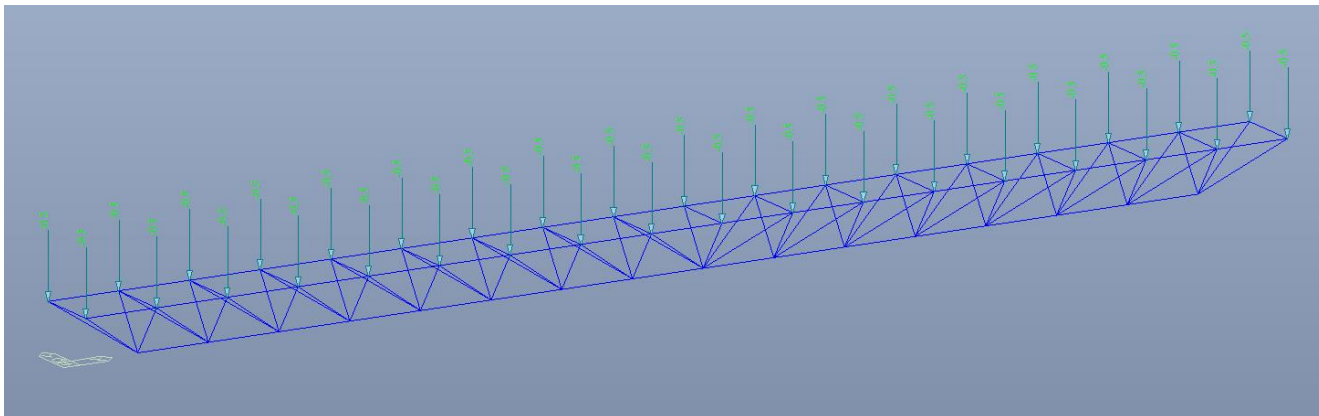
**Assegnazione carico neve**



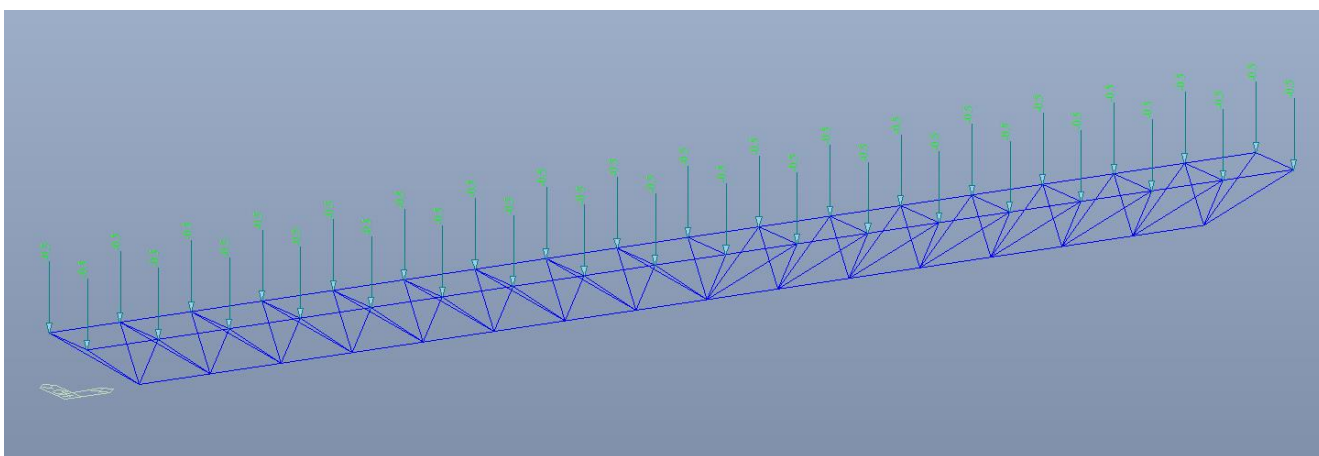
**Assegnazione carico vento**



**Assegnazione carichi accidentali (folla compatta)**



**Assegnazione carichi permanenti (pavimentazione)**

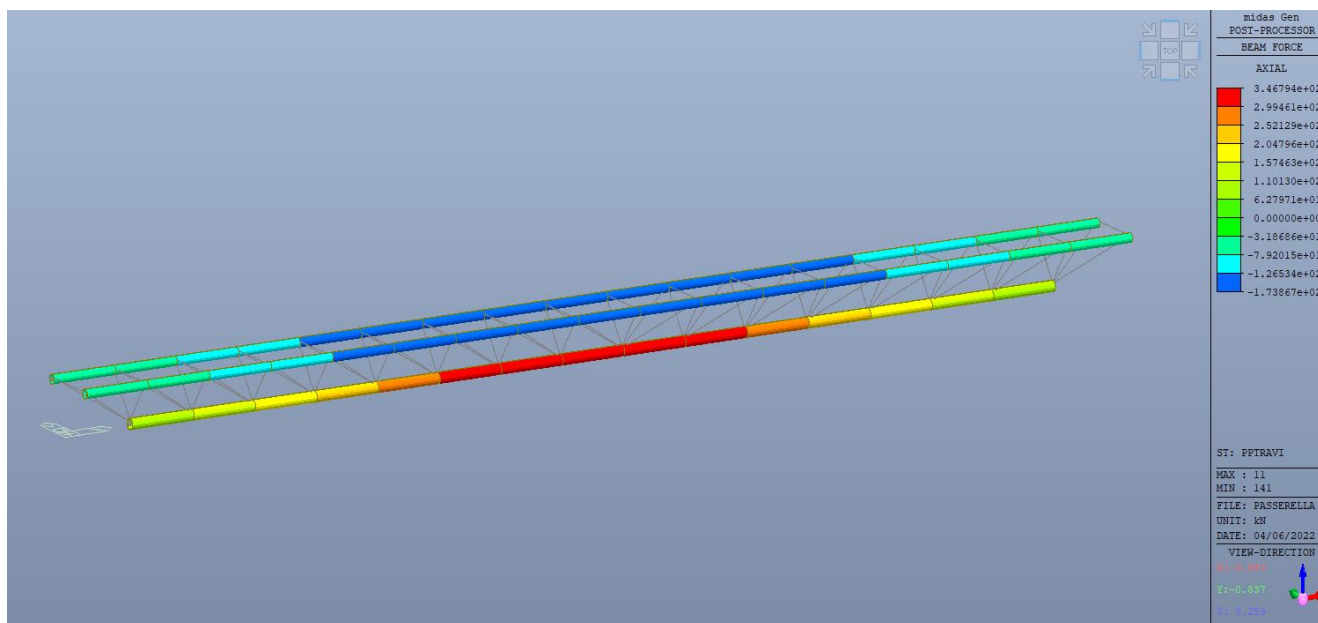


**Assegnazione carichi permanenti (parapeti)**

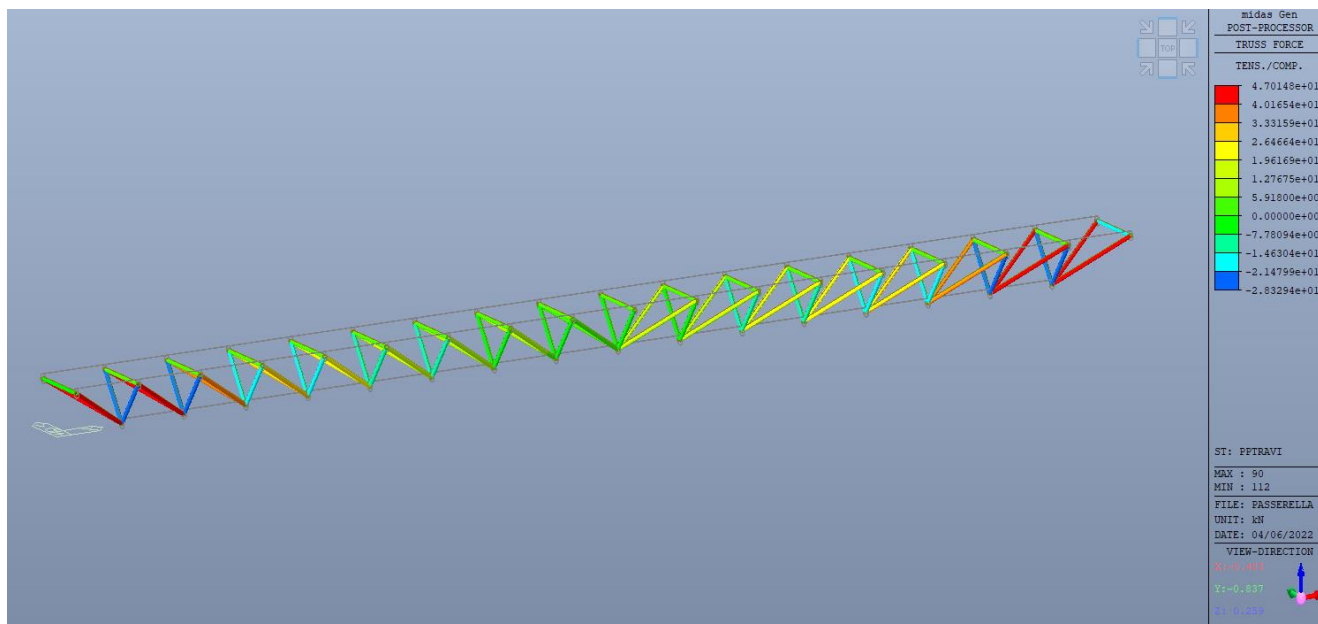
## 9 SOLLECITAZIONI ELEMENTI

Di seguito vengono riportati le sollecitazioni per ognuna delle condizioni di carico elencati nel paragrafo 7.2.2.

### 9.1 PERMANENTI STRUTTURALI ( $g_1$ )



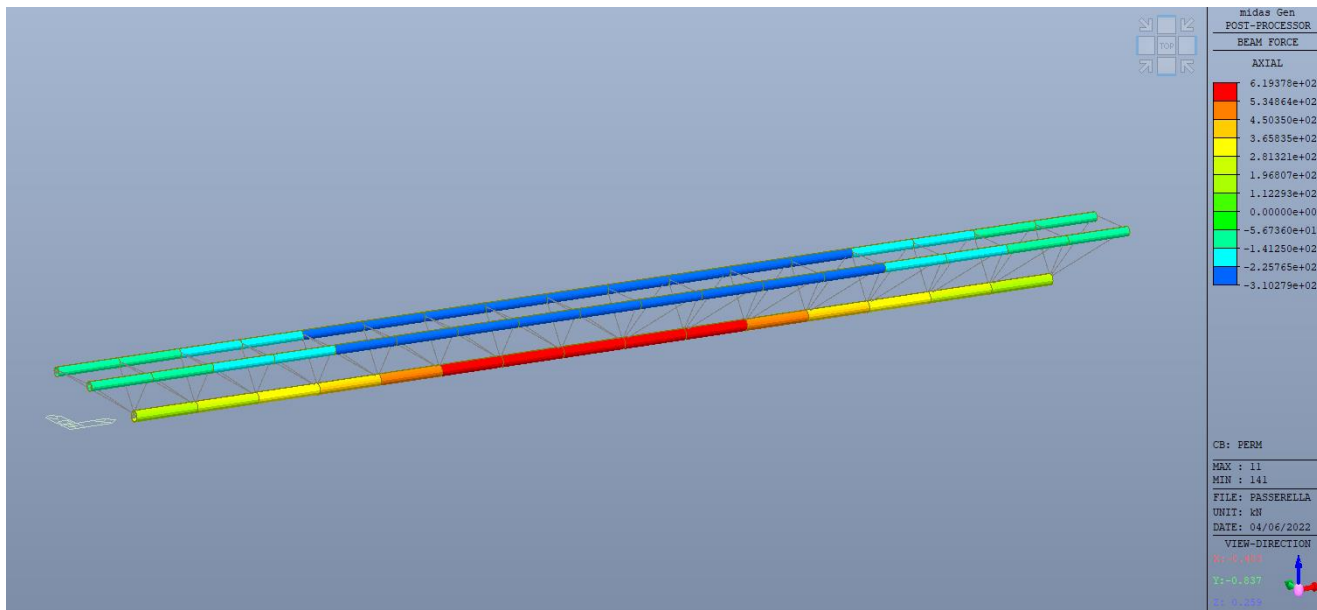
Forza assiale (Nmax = 350 kN)



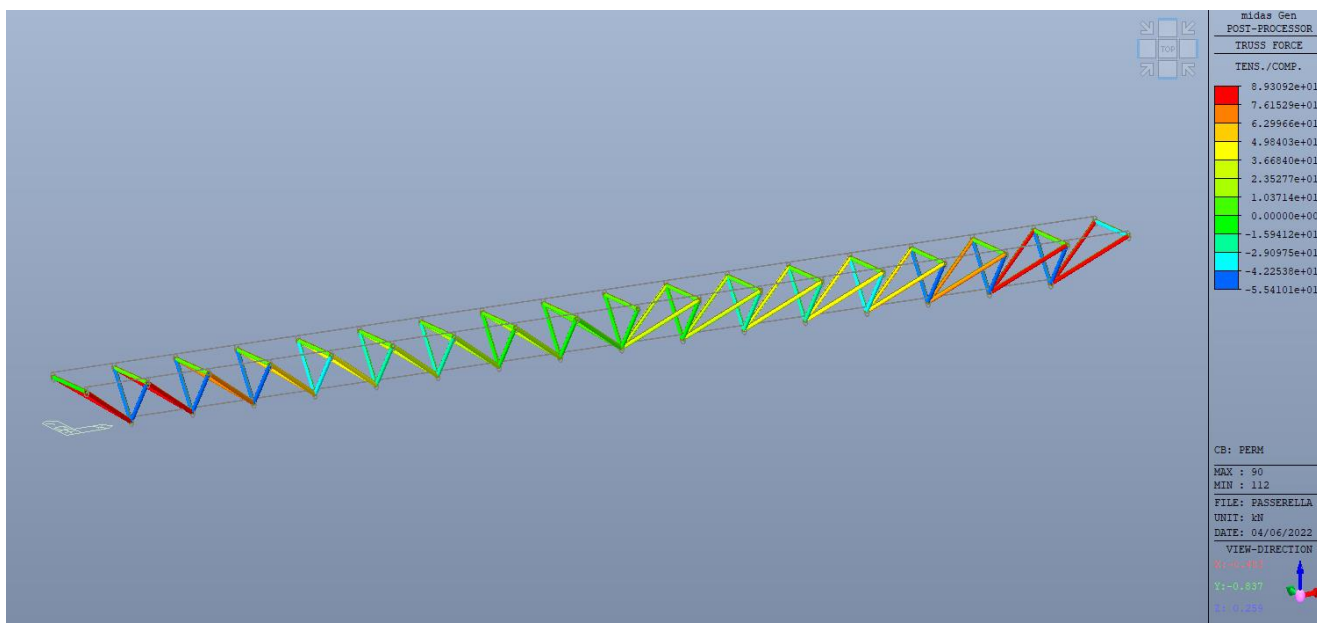
Forza assiale (Nmax = 47 kN)

## 9.2 PERMANENTI NON STRUTTURALI (g<sub>2</sub>)

Nei carichi permanenti viene considerato il peso della soletta, la pavimentazione ed i parapeti.

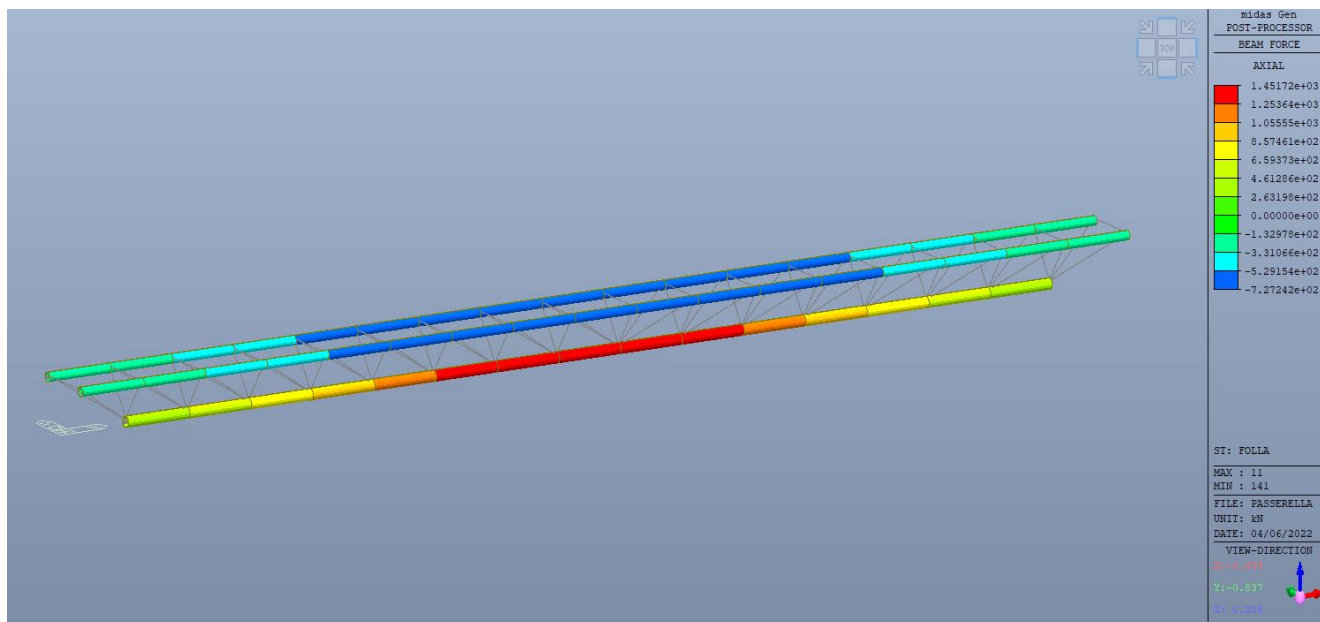


Forza assiale (Nmax = 620 kN)

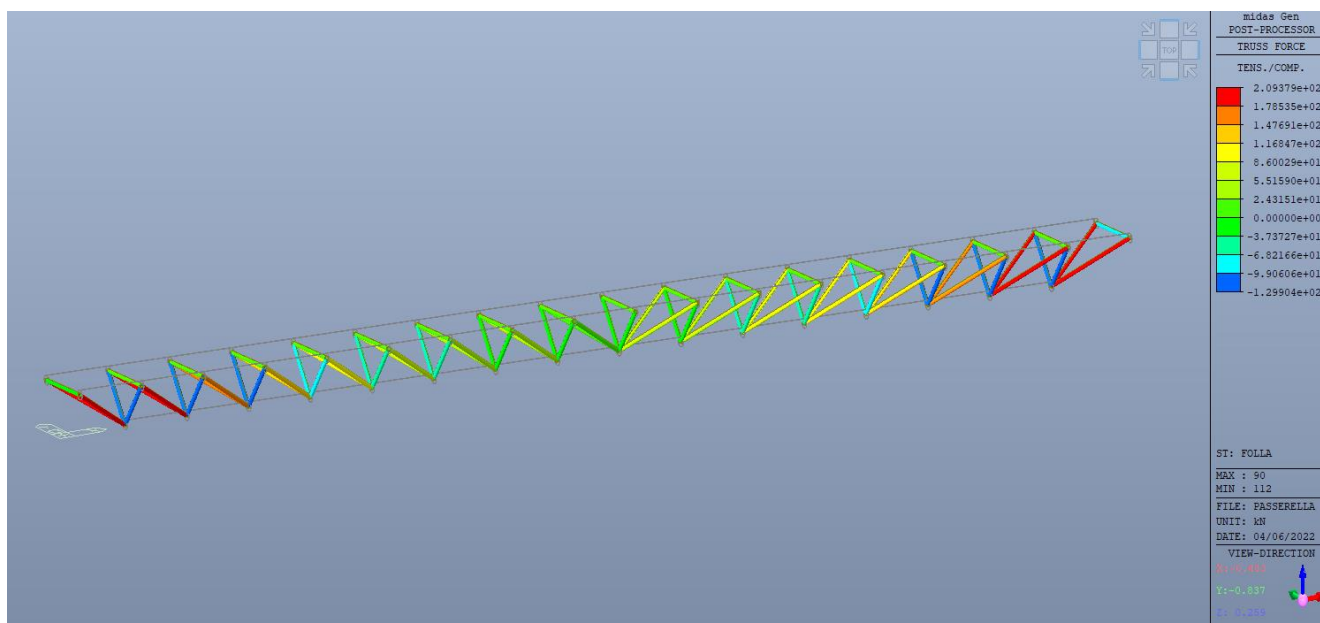


Forza assiale (Nmax = 89 kN)

### 9.3 ACCIDENTALI FOLLA COMPATTA ( $q_1$ )

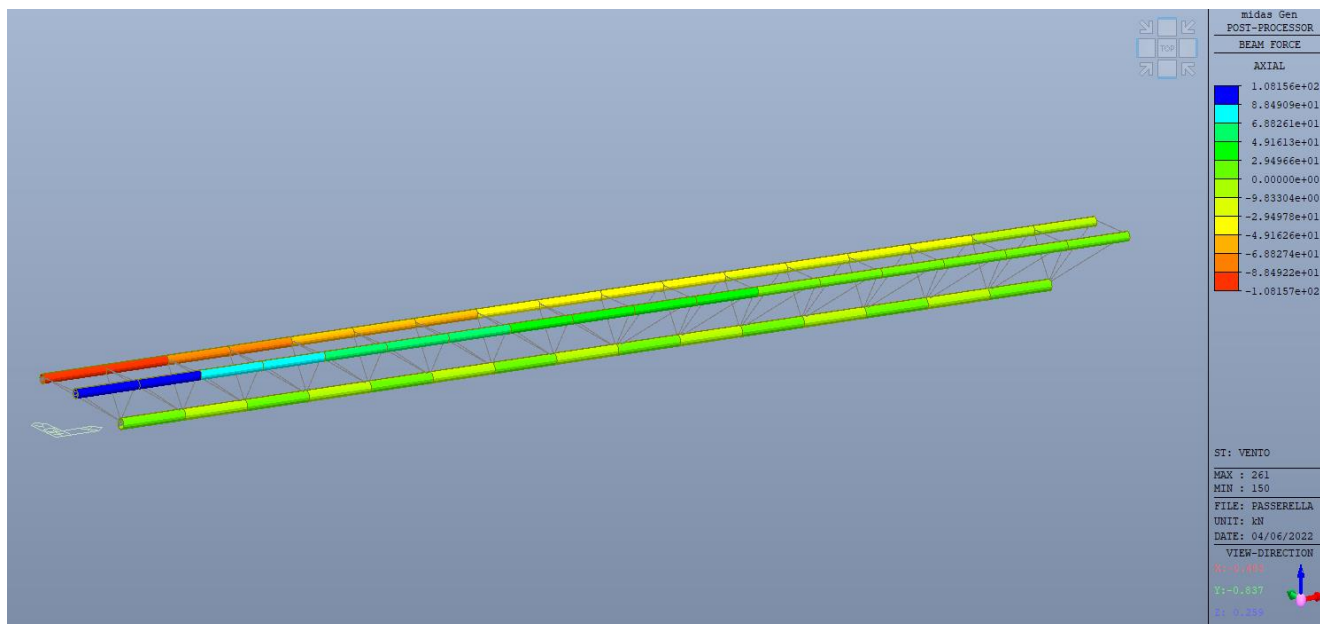


Forza assiale (Nmax = 1452 kN)

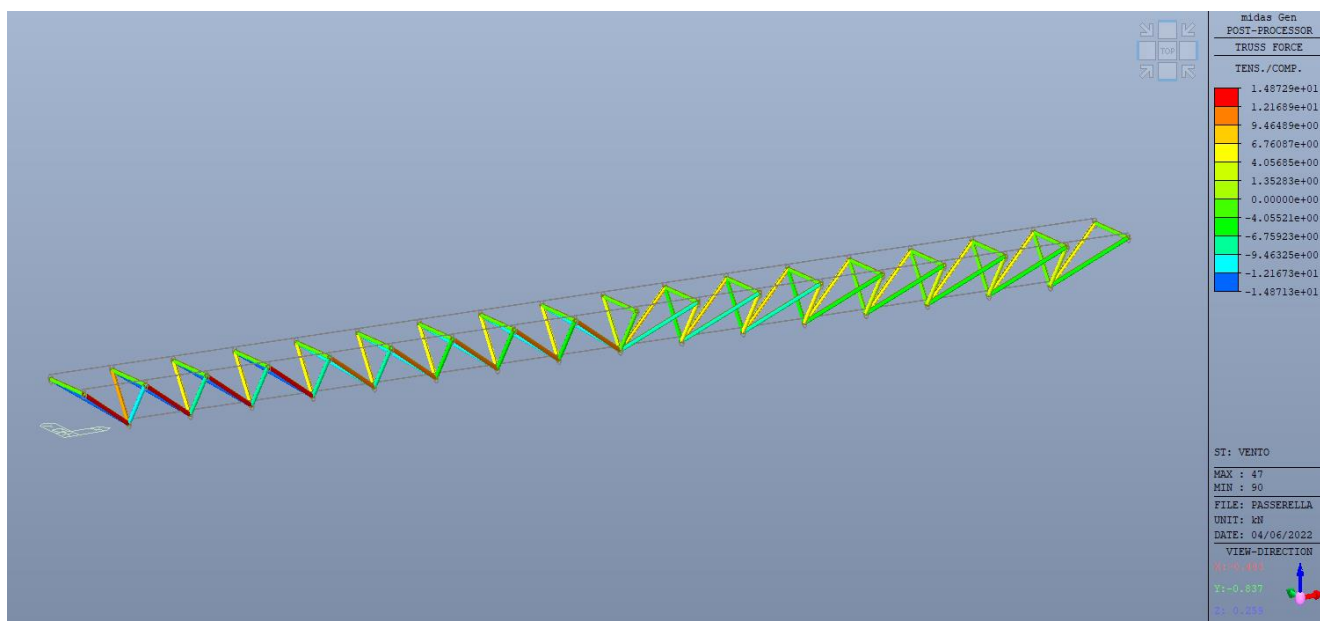


Forza assiale (Nmax = 210 kN)

## 9.4 VENTO ( $q_{vento}$ )

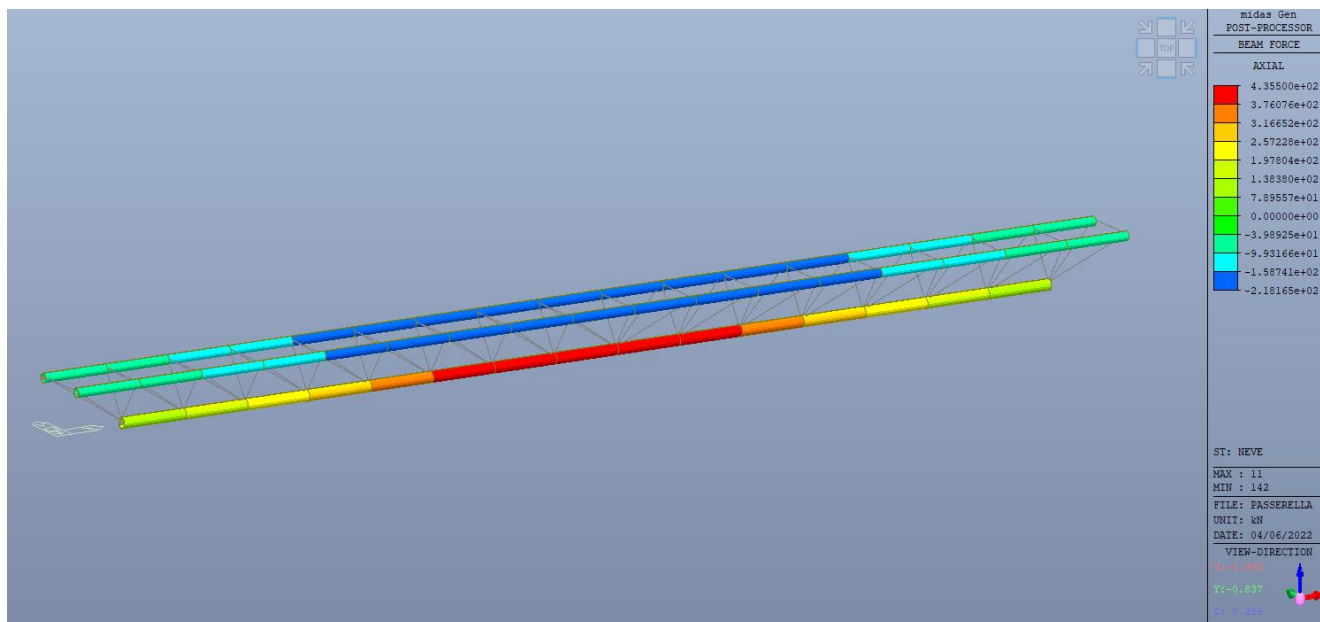


**Forza assiale (Nmax = 108 kN)**

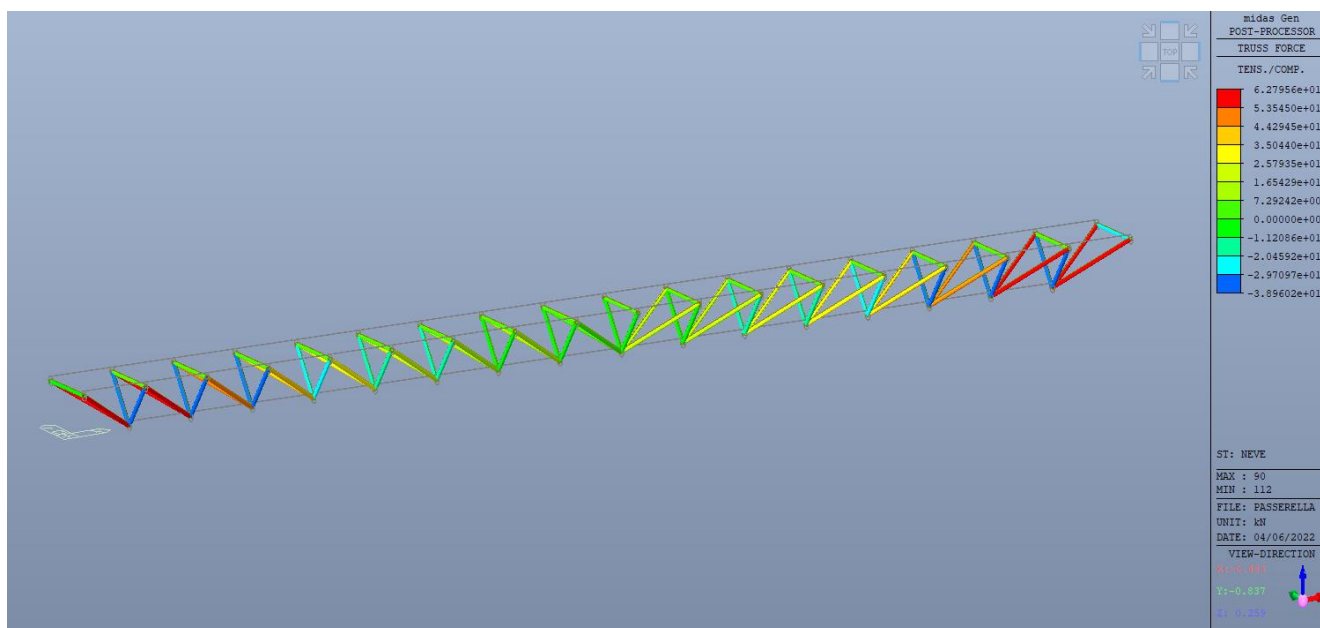


**Forza assiale (Nmax = 15 kN)**

## 9.5 NEVE ( $q_{neve}$ )



**Forza assiale (Nmax = 436 kN)**

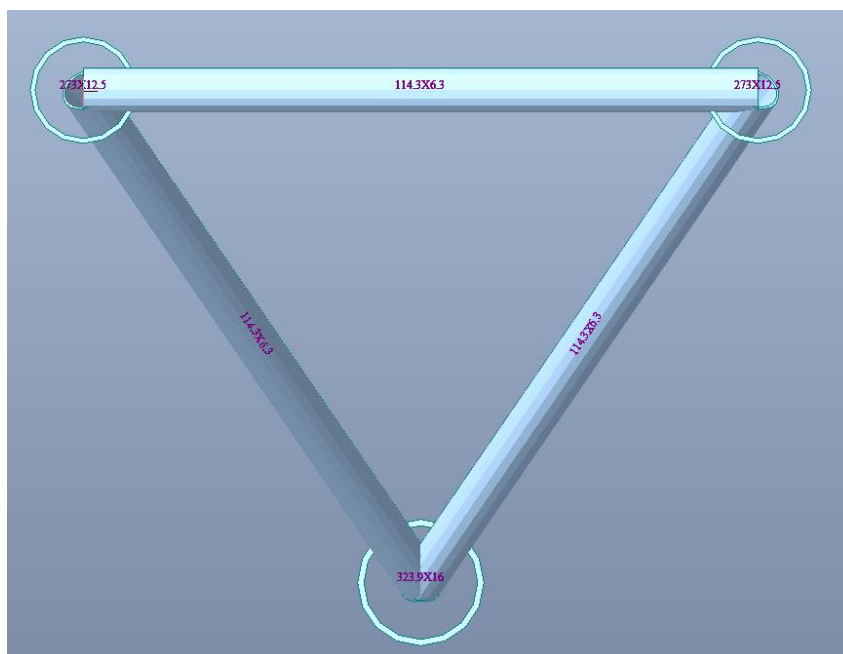


**Forza assiale (Nmax = 63 kN)**

## 10 VERIFICHE DI RESISTENZA

### 10.1 CARATTERISTICHE DELLE SEZIONE

Il traliccio è composto da tre correnti, ed elementi verticali, come viene riportato in figura.



I correnti superiori sono fatti con una sezione tubolare 273 x 12.5 da cui in seguito vengono riportate le proprietà di sezione.

PROFILO 273 X 12.5	
Area A	10230 mm <sup>2</sup>
Area resistente al taglio y-y $A_{vy}$	6513 mm <sup>2</sup>
Area resistente al taglio z-z $A_{vz}$	6513 mm <sup>2</sup>
Momento d'inerzia x-x $I_{xx}$	173949000 mm <sup>4</sup>
Momento d'inerzia y-y $I_{yy}$	86974490 mm <sup>4</sup>
Momento d'inerzia z-z $I_{zz}$	86974490 mm <sup>4</sup>
Momento resistente elastico y-y $W_{el-y}$	637176 mm <sup>3</sup>
Momento resistente elastico z-z $W_{el-z}$	637176 mm <sup>3</sup>
Momento resistente plastico y-y $W_{pl-y}$	848904 mm <sup>3</sup>
Momento resistente plastico z-z $W_{pl-z}$	848904 mm <sup>3</sup>

Secondo la Tab. 4.2.V delle NTC 2018 questa sezione viene definita come sezione di Classe 1, per cui l'analisi viene fatto considerando la plasticizzazione dell'intera sezione. Di seguito viene riportato il calcolo per determinare la classe della sezione.

$$\begin{aligned}\varepsilon & 0,81 \\ d/t & 21,84 \\ 50\varepsilon^2 & 32,81 \\ d/t < 50\varepsilon^2 & \text{CLASSE 1}\end{aligned}$$

Il corrente inferiore è fatto con una sezione tubolare 323.9 x 16 da cui in seguito vengono riportate le proprietà di sezione.

PROFILO 323,9 X 16	
Area A	15480 mm <sup>2</sup>
Area resistente al taglio y-y $A_{vy}$	9855 mm <sup>2</sup>
Area resistente al taglio z-z $A_{vz}$	9855 mm <sup>2</sup>
Momento d'inerzia x-x $I_{xx}$	367798600 mm <sup>4</sup>
Momento d'inerzia y-y $I_{yy}$	183900000 mm <sup>4</sup>
Momento d'inerzia z-z $I_{zz}$	183900000 mm <sup>4</sup>
Momento resistente elastico y-y $W_{el-y}$	1136000 mm <sup>3</sup>
Momento resistente elastico z-z $W_{el-z}$	1136000 mm <sup>3</sup>
Momento resistente plastico y-y $W_{pl-y}$	1518200 mm <sup>3</sup>
Momento resistente plastico z-z $W_{pl-z}$	1518200 mm <sup>3</sup>

Secondo la Tab. 4.2.V delle NTC 2018 questa sezione viene definita come sezione di Classe 1, per cui l'analisi viene fatto considerando la plasticizzazione dell'intera sezione. Di seguito viene riportato il calcolo per determinare la classe della sezione.

$$\begin{aligned}\varepsilon & 0,81 \\ d/t & 20,24 \\ 50\varepsilon^2 & 32,81 \\ d/t < 50\varepsilon^2 & \text{CLASSE 1}\end{aligned}$$

Per gli elementi verticali trasversali è stata scelta una sezione tubolare 114.3 x 6.3 da cui in seguito vengono riportate le proprietà di sezione.

PROFILO 114,3 X 6,3	
Area A	2138 mm <sup>2</sup>
Area resistente al taglio y-y $A_{vy}$	1361 mm <sup>2</sup>
Area resistente al taglio z-z $A_{vz}$	1361 mm <sup>2</sup>
Momento d'inerzia x-x $I_{xx}$	6254275 mm <sup>4</sup>
Momento d'inerzia y-y $I_{yy}$	3127138 mm <sup>4</sup>
Momento d'inerzia z-z $I_{zz}$	3127138 mm <sup>4</sup>
Momento resistente elastico y-y $W_{el-y}$	54718 mm <sup>3</sup>
Momento resistente elastico z-z	

Secondo la Tab. 4.2.V delle NTC 2018 questa sezione viene definita come sezione di Classe 1, per cui l'analisi viene fatto considerando la plasticizzazione dell'intera sezione. Di seguito viene riportato il calcolo per determinare la classe della sezione.

$$\begin{aligned} \varepsilon & 0,81 \\ d/t & 18,14 \\ 50\varepsilon^2 & 32,81 \\ d/t < 50\varepsilon^2 & \text{CLASSE 1} \end{aligned}$$

## 10.2 VERIFICHE DI RESISTENZA ASSIALE

La verifica della resistenza assiale viene fatta secondo quanto previsto dalla NTC 2018 nel paragrafo 4.2.4.1.2 Resistenza delle membrature.

### 4.2.4.1.2.1 Trazione

L'azione assiale di progetto  $N_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.5]$$

dove la resistenza di progetto a trazione  $N_{t,Rd}$  di membrature con sezioni indebolite da fori per collegamenti bullonati o chiodati deve essere assunta pari al minore dei valori seguenti:

a) la resistenza plastica di progetto della sezione lorda,  $A$ ,

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad [4.2.6]$$

### 4.2.4.1.2.2 Compressione

La forza di compressione di progetto  $N_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.9]$$

dove la resistenza di progetto a compressione della sezione  $N_{c,Rd}$  vale:

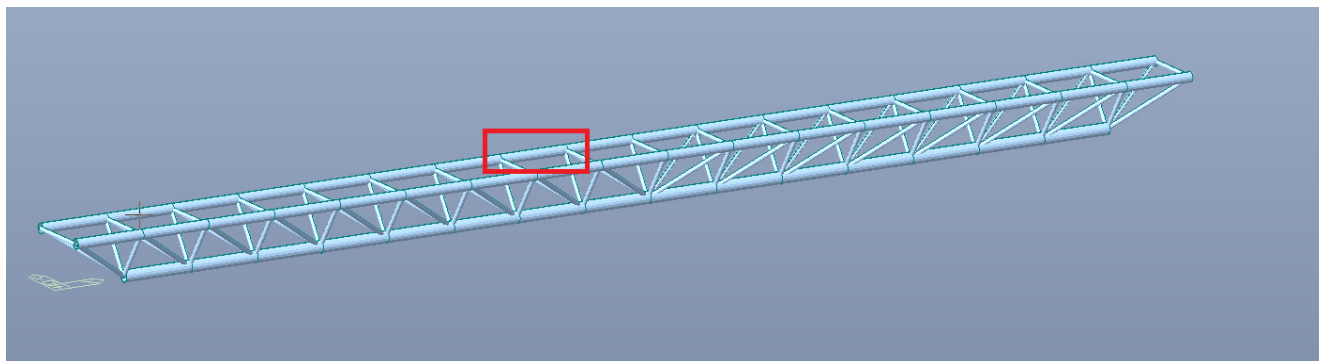
$$\begin{aligned} N_{c,Rd} &= A f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \\ N_{c,Rd} &= A_{eff} f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 4.} \end{aligned} \quad [4.2.10]$$

I coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità vengono definiti secondo quanto previsto nella Tabella 4.2.VII delle NTC 2018.

**Tab. 4.2.VII**

### 10.2.1 SEZIONE 273 X 12.5

Per i correnti superiori vengono riportate le verifiche di resistenza per l'elemento più sollecitato che viene indicato in figura.



**Elemento più sollecitato – correnti superiori**

Le sollecitazioni massime su questo elemento vengono riportate in seguit.

SOLLECITAZIONI MASSIME			
Assiale	Fxx	1832,36	kN
Taglio	Fyy	0,21	kN
Taglio	Fzz	0,11	kN
Momento flettente	My	38,65	kNm
Momento flettente	Mz	9,67	kNm

La resistenza assiale del profilo calcolata secondo l'equazione 4.2.5 viene:

$$N_{pl,Rd} = 3458.65 \text{ kN}$$

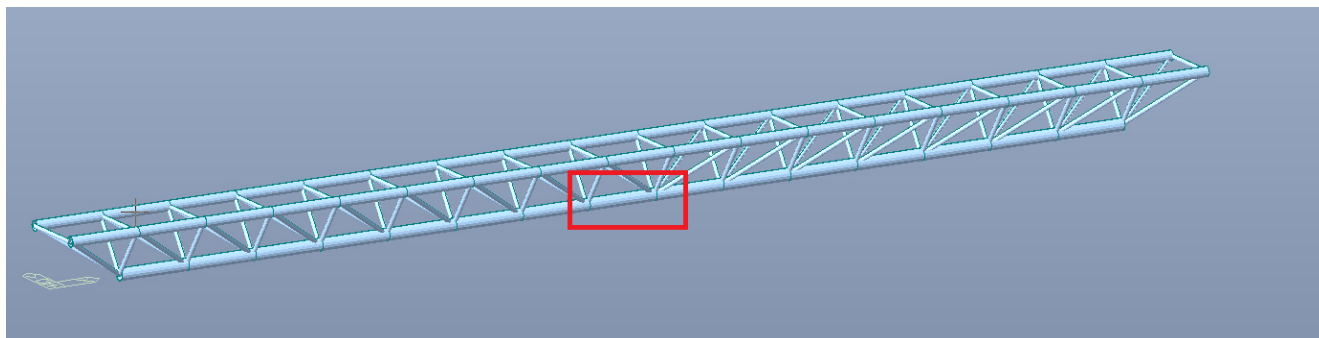
E il fattore di sfruttamento della sezione  $E_d/R_d$  viene:

$$N_{Ed}/N_{pl,Rd} = 0.53 < 1.00$$

La resistenza assiale della sezione è quindi adeguata.

## 10.2.2 SEZIONE 323.9 X 16

Per il corrente inferiore viene riportata la verifica di resistenza per l'elemento più sollecitato che viene indicato in figura.



**Elemento più sollecitato – corrente inferiore**

SOLLECITAZIONI MASSIME				
Assiale	Fxx	3584,50	kN	
Taglio	Fyy	0,01	kN	
Taglio	Fzz	1,05	kN	
Momento flettente	My	68,50	kNm	
Momento flettente	Mz	0,82	kNm	

La resistenza assiale del profilo calcolata secondo l'equazione 4.2.5 viene:

$$N_{pl,Rd} = 5233.71 \text{ kN}$$

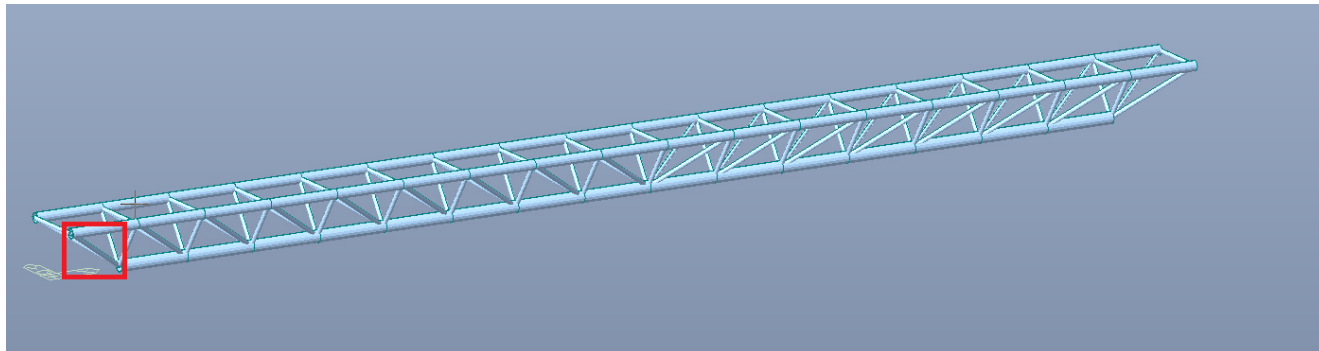
E il fattore di sfruttamento della sezione  $E_d/R_d$  viene:

$$N_{Ed}/N_{pl,Rd} = 0.70 < 1.00$$

La resistenza assiale della sezione è quindi adeguata.

### 10.2.3 SEZIONE 114.3X6.3

Per gli elementi verticali viene riportata la verifica di resistenza per l'elemento più sollecitato che viene indicato in figura.



**Elemento più sollecitato – elementi verticali**

SOLLECITAZIONI MASSIME			
Assiale	Fxx	530,52	kN

La resistenza assiale del profilo calcolata secondo l'equazione 4.2.5 viene:

$$N_{pl,Rd} = 722.7 \text{ kN}$$

E il fattore di sfruttamento della sezione  $E_d/R_d$  viene:

$$N_{Ed}/N_{pl,Rd} = 0.75 < 1.00$$

La resistenza assiale della sezione è quindi adeguata.

### 10.3 VERIFICHE DI RESISTENZA A FLESSIONE

La verifica della resistenza a taglio viene fatta secondo quanto previsto dalla NTC 2018 nel paragrafo 4.2.4.1.2.3 Resistenza delle membrature – flessione.

#### 4.2.4.1.2.3 Flessione monoassiale (retta)

Il momento flettente di progetto  $M_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.11]$$

dove la resistenza di progetto a flessione retta della sezione  $M_{c,Rd}$  si valuta tenendo conto della presenza di eventuali fori in zona tesa per collegamenti bullonati o chiodati.

La resistenza di progetto a flessione retta della sezione  $M_{c,Rd}$  vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \text{ per le sezioni di classe 1 e 2; } \quad [4.2.12]$$

#### 10.3.1 SEZIONE 273X12.5

L'elemento sul quale viene verificata la resistenza è indicato nella sezione 10.2.1.

Il momento flettente massimo su questa sezione  $M_{Ed} = 38.65 \text{ kN}$

Il momento resistente della sezione è:

$$M_{Rd} = 287.01 \text{ kN}$$

E il fattore di sfruttamento della sezione  $E_d/R_d$  viene:

$$V_{Ed}/V_{Rd} = 0.14 < 1.00$$

La resistenza a momento flettente della sezione è quindi adeguata.

#### 10.3.2 SEZIONE 323.9X16

L'elemento sul quale viene verificata la resistenza è indicato nella sezione 10.2.1.

Il momento flettente massimo su questa sezione  $M_{Ed} = 68.49 \text{ kN}$

Il momento resistente della sezione è:

$$M_{Rd} = 513.3$$

#### 4.2.4.1.2 Resistenza delle membrature

Per la verifica delle travi la resistenza di progetto da considerare dipende dalla classificazione delle sezioni.

La verifica in campo elastico è ammessa per tutti i tipi di sezione, con l'avvertenza di tener conto degli effetti di instabilità locale per le sezioni di classe 4.

Le verifiche in campo elastico, per gli stati di sforzo piani tipici delle travi, si eseguono con riferimento al seguente criterio:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed}\sigma_{x,Ed} + 3\tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2 \quad [4.2.4]$$

dove:

$\sigma_{x,Ed}$  è il valore di progetto della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;

$\sigma_{z,Ed}$  è il valore di progetto della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;

$\tau_{Ed}$  è il valore di progetto della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura.

Per la verifica viene calcolato il fattore di sfruttamento considerando l'interazione tra i diversi stati di sforzo. In questo caso viene utilizzata l'equazione 6.2 della UNI EN 1993: "Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio."

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1$$

#### 10.4.1 SEZIONE 273X12.5

I valori dei coefficienti di sfruttamento per le sollecitazioni vengono riportati in seguito:

$$N_{Ed}/N_{Rd} = 0.53$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,Rd} = 0.14$$

$$M_{z,Ed}/M_{z,Rd} = 0.01$$

$$R = N_{Ed}/N_{Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,Rd}$$

## 11 VERIFICHE DI DEFORMAZIONE

Le verifiche agli stati limiti di esercizio per strutture in acciaio, in questo caso verifiche delle deformazione vengono eseguite secondo quanto previsto nel paragrafo 4.2.4.2 delle NTC 2018.

### 4.2.4.2.1 Spostamenti verticali

Il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento (Fig. 4.2.3) è definito come

$$\delta_{\text{tot}} = \delta_1 + \delta_2 \quad [4.2.60]$$

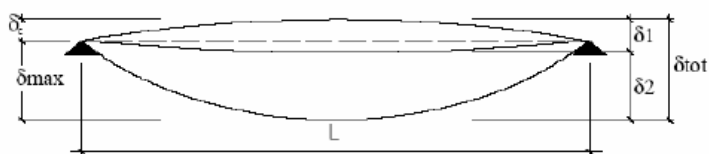


Fig. 4.2.3 -Definizione degli spostamenti verticali per le verifiche in esercizio

essendo:

$\delta_c$  la monta iniziale della trave,

$\delta_1$  lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti,

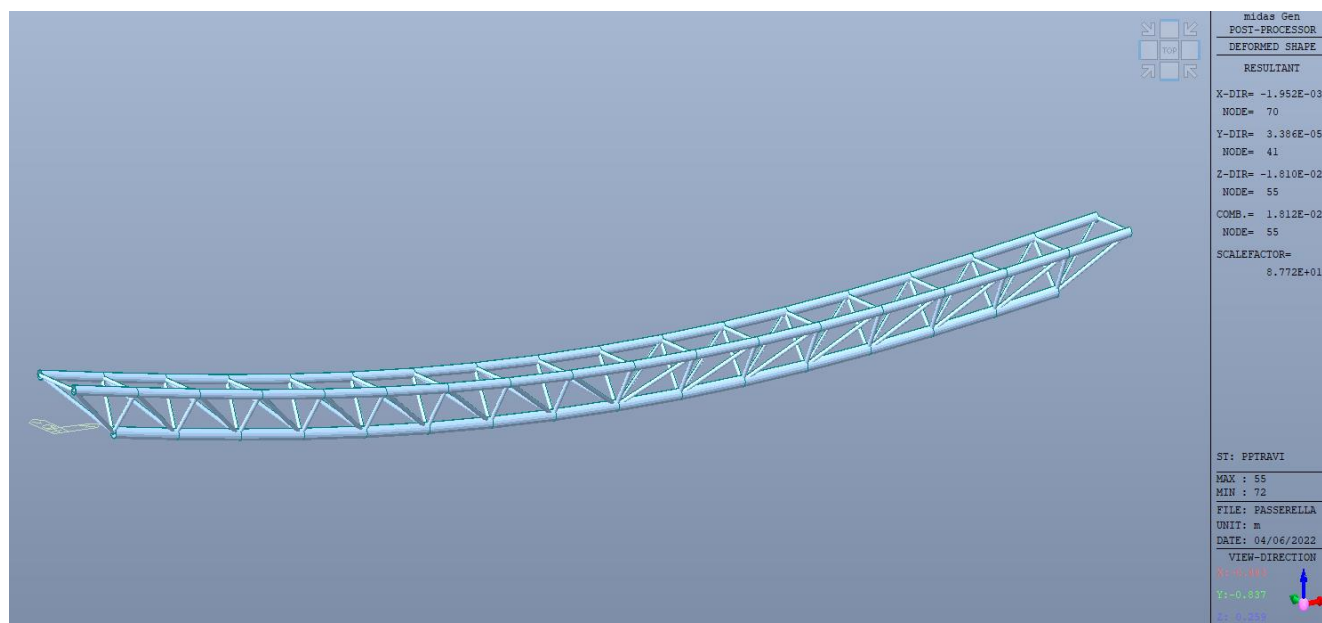
$\delta_2$  lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili,

$\delta_{\text{max}}$  lo spostamento nello stato finale, depurato della monta iniziale =  $\delta_{\text{tot}} - \delta_c$ .

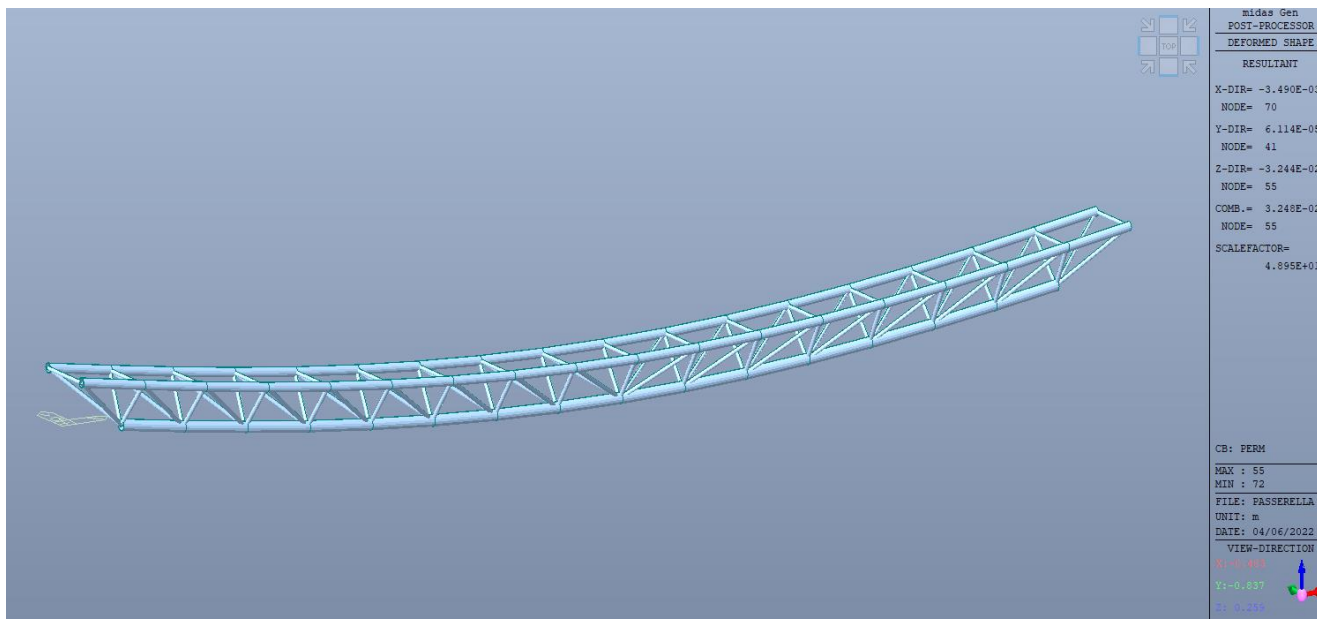
In seguito vengono riportate le deformazioni massime per ogni condizione di carico.

## 11.1 DEFORMAZIONI MASSIME

### 11.1.1 PERMANENTI STRUTTURALI ( $g_1$ )

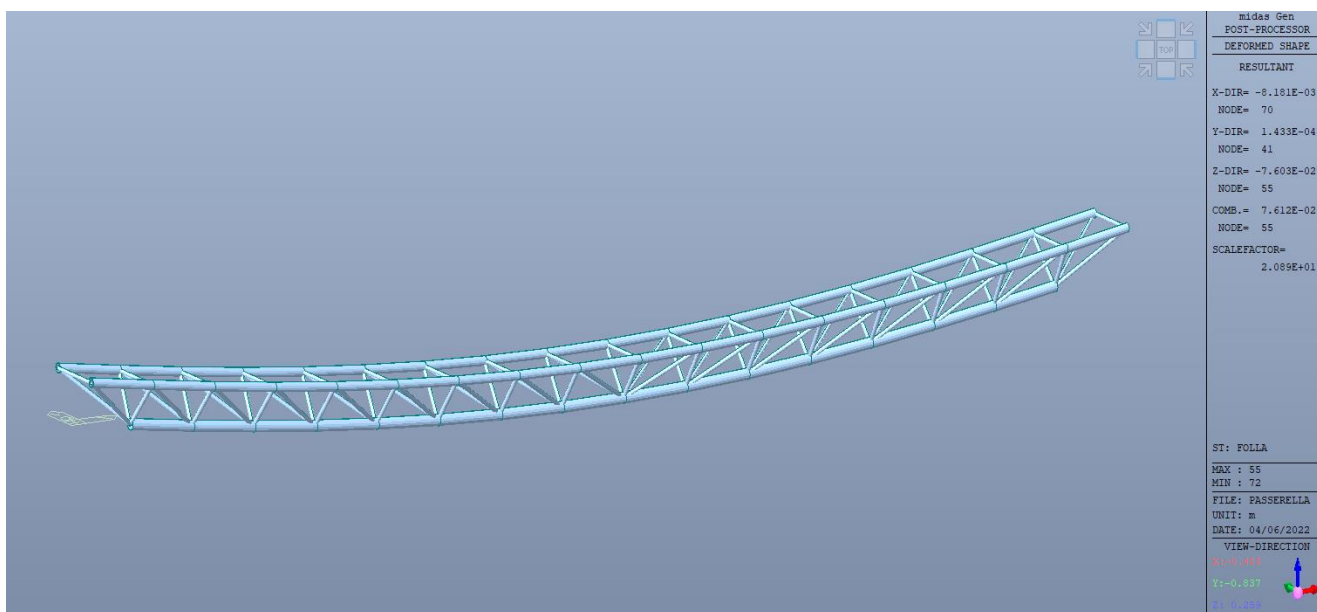


### 11.1.2 PERMANENTI NON STRUTTURALI ( $g_2$ )

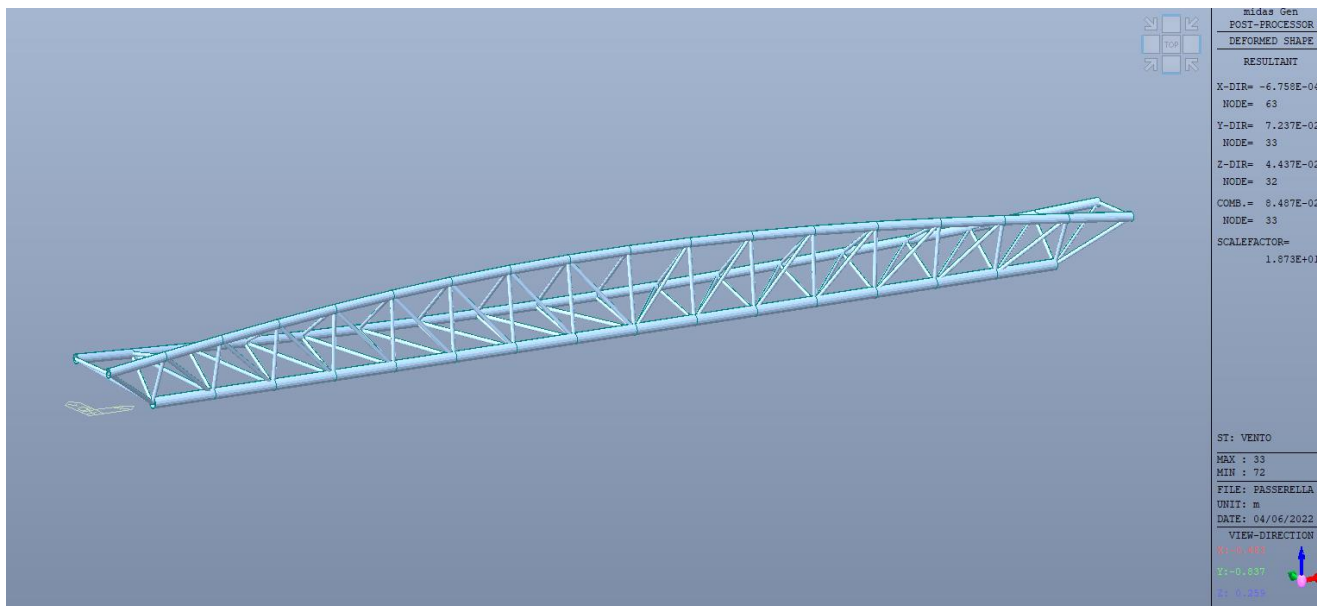


Deformazione verticale massima: 32.48 mm

### 11.1.3 ACCIDENTALI FOLLA COMPATTA ( $q_1$ )

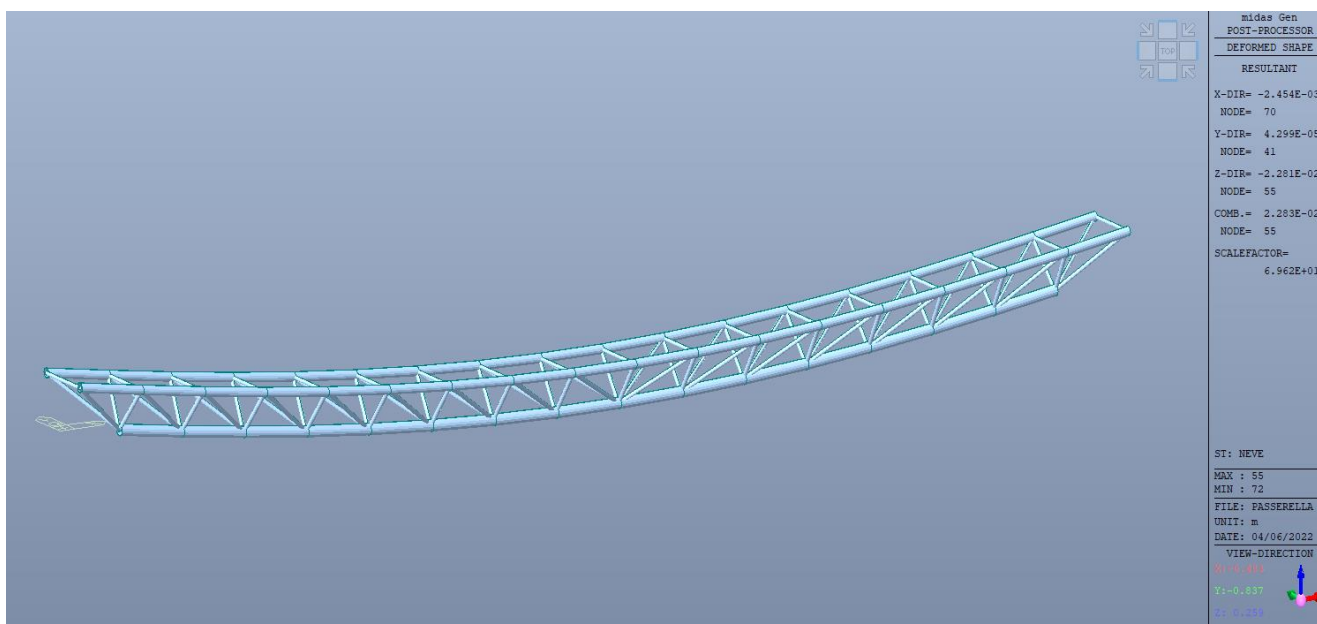


### 11.1.4 VENTO ( $q_{vento}$ )



**Deformazione verticale massima: 44.37 mm**

### 11.1.5 NEVE ( $q_{neve}$ )



## 11.2 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Le verifiche di deformazione vengono eseguite considerando la combinazione quasi-permanente che viene impiegata per gli effetti a lungo termine. Questa combinazione viene riportata nella sezione 7.2.4.

La deformazione verticale massima allo Stato Limite di Esercizio nella combinazione quasi – permanente è 51 mm (5.1 cm).

La deformazione massima ammissibile viene specificata nella Tabella 4.2.XII delle NTC 2018.

**Tab. 4.2.XII - Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie**

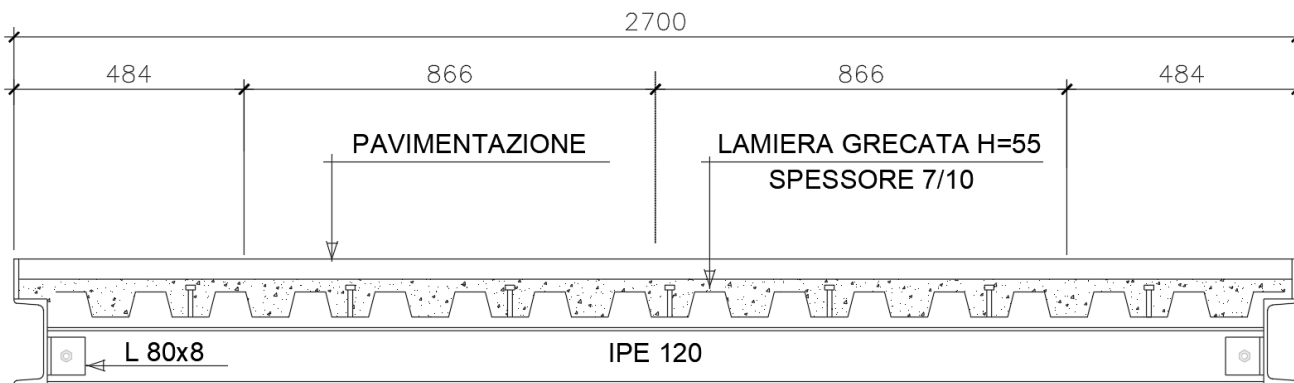
Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

*In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.*

In base alla luce massima tra gli appoggi, considerando l'asse degli appoggi, la deformazione massima ammissibile per la combinazione quasi permanente sarebbe  $L/200 = 154$  mm (15.4 cm) mentre che per i carichi variabili (folla compatta in questo caso) sarebbe  $L/250 = 123$  mm (12.3 cm).

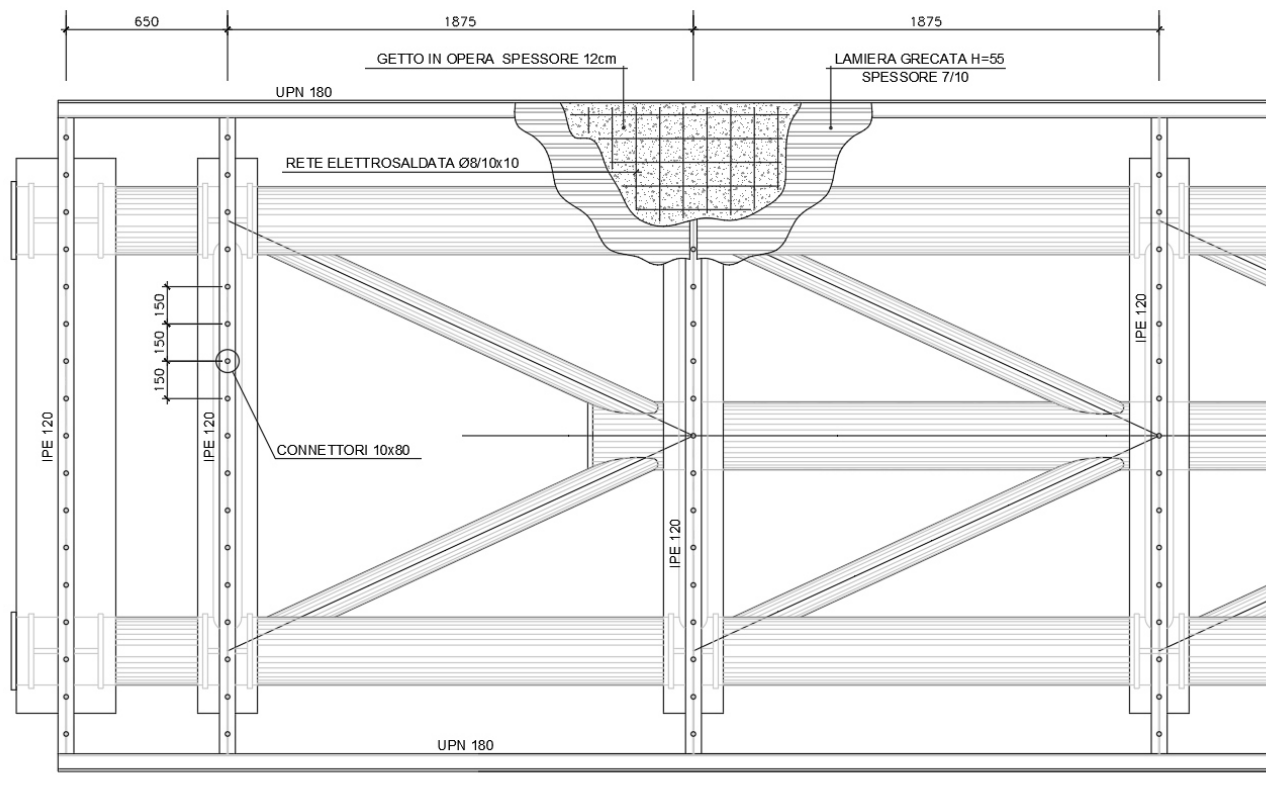
Nel caso della combinazione quasi permanente  $\delta_{max} = 51$  mm  $< L/200$  e nel caso dei carichi variabili  $\delta_2 = 76.12$  mm  $< L/250$ . Per entrambi i casi le deformazioni risultando inferiori ai limiti dalla normativa.

## 11.3 VERIFICHE DELLA SOLETTA



**Soletta in cls per passerella pedonale (conformazione della soletta)**

Di seguito vengono riportate le verifiche di resistenza dei profili IPE120 che sono previsti con un'interasse di 1875 mm come riportato in seguito.



**Soletta in cls per passerella pedonale (vista in pianta)**

### PROFILI IPE-120 PROPRIETA' DELLA SEZIONE

d	120,0 mm
b <sub>f</sub>	64,0 mm
t <sub>f</sub>	6,3 mm
t <sub>w</sub>	4,4 mm
raggio	7,0 mm
K	13,3 mm
Area	13,2 cm <sup>2</sup>
Peso	10,4 Kg/ml
I <sub>x</sub>	318,0 cm <sup>4</sup>
I <sub>y</sub>	27,7 cm <sup>4</sup>
r <sub>x</sub>	4,9 cm
r <sub>y</sub>	1,4 cm
W <sub>el,x</sub>	53,0 cm <sup>3</sup>
W <sub>el,y</sub>	8,7 cm <sup>3</sup>
W <sub>pl,x</sub>	60,7 cm <sup>3</sup>
W <sub>pl,y</sub>	13,6 cm <sup>3</sup>
J	1,7 cm <sup>4</sup>

### CONFIGURAZIONE DELLA SEZIONE

c	0,63 m
L	1,73 m
Area collab	1,88 m <sup>2</sup>

### ANALISI DEI CARICHI

Soletta	1,78 kN/m <sup>2</sup>
Pav	1 kN/m <sup>2</sup>
Folla	5 kN/m <sup>2</sup>
Neve	1,5 kN/m <sup>2</sup>

### CARICO A ml SULLA TRAVE

Soletta	3,34 kN/m
Pav	1,88 kN/m
Folla	9,38 kN/m
Neve	2,81 kN/m
Trave	0,31 kN/m

### REAZIONI VINCOLARI

	Ra	Rb
Soletta	5,01	5,01 kN
Pav	2,81	2,81 kN
Folla	14,06	14,06 kN
Neve	4,22	4,22 kN
Trave	0,47	0,47 kN

### MOMENTO MASSIMO

Soletta	1,08 kNm
Pav	0,61 kNm
Folla	3,04 kNm
Neve	0,91 kNm
Trave	0,10 kNm

### MOMENTO FLETTENTE

	Ma	Mb
Soletta	0,67	0,67 kNm
Pav	0,38	0,38 kNm
Folla	1,88	1,88 kNm
Neve	0,57	0,57 kNm
Trave	0,06	0,06 kNm

### MOMENTO DI CALCOLO $M_{Ed}$

SLU-01	7,44 kNm	Folla dominante
SLU-02	6,93 kNm	Neve dominante

### MOMENTO RESISTENTE $M_{Rd}$

IPE 120

$f_{yk}$	275 N/mm <sup>2</sup>

### CALCOLO DELLA DEFORMAZIONE

E	210000 N/mm <sup>2</sup>	
I <sub>x</sub>	3180000 mm <sup>4</sup>	
	f <sub>1</sub> (mm)	f <sub>2</sub> (mm)
Soletta	-0,03	0,21
Pav	-0,02	0,12
Folla	-0,09	0,59
Neve	-0,03	0,18
Trave	0,00	0,02

### DEFORMAZIONE DI CALCOLO

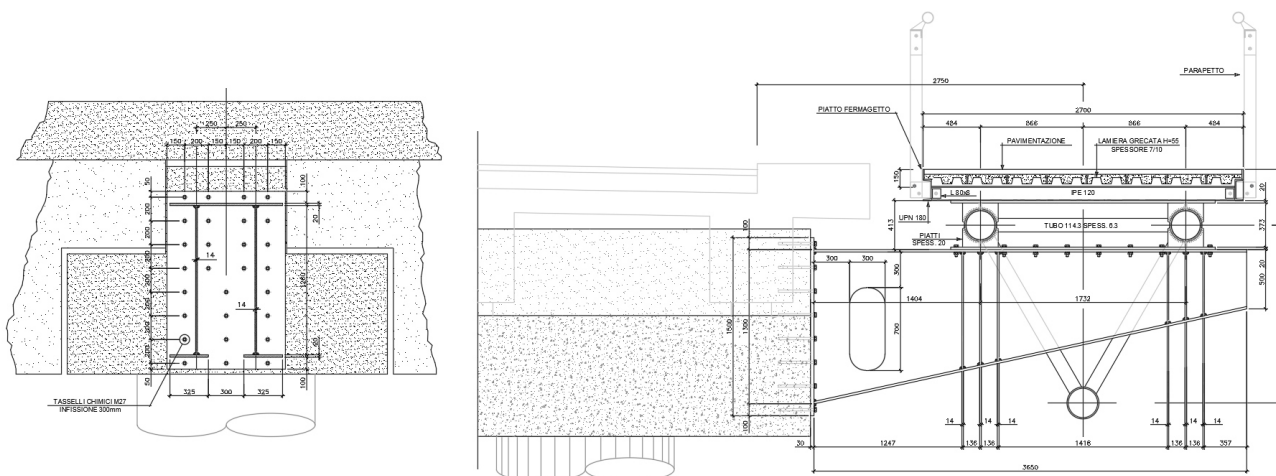
SLE	0,18	1,11
-----	------	------

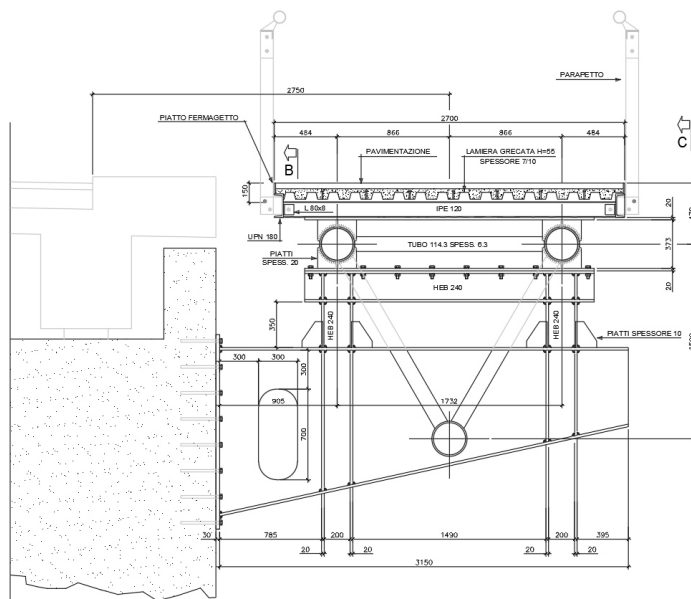
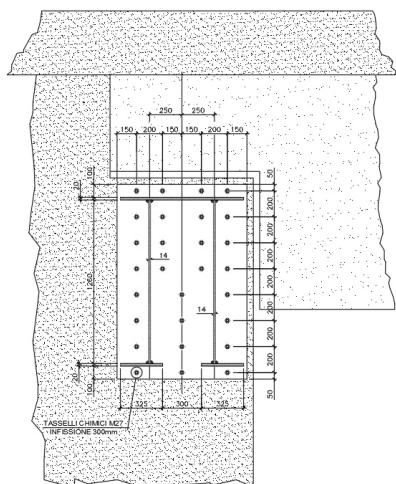
### DEFORMAZIONE AMMISSIBILE

L/200	3,17	f <sub>1</sub> (mm)
	8,66	f <sub>2</sub> (mm)

## 12 VERIFICHE DELLA MENSOLA

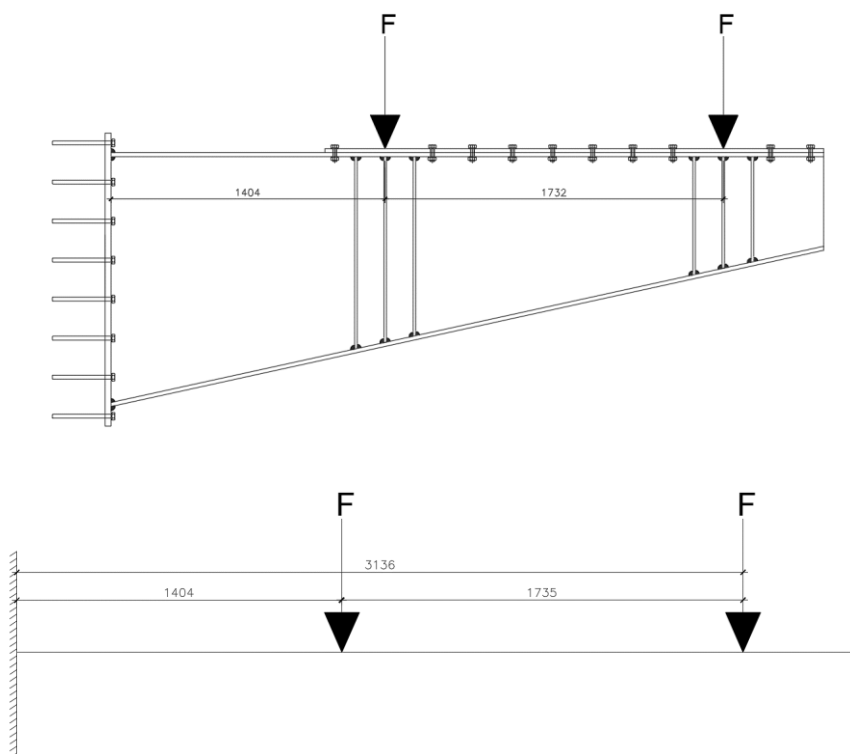
Per il collegamento della nuova struttura alla struttura esistente è prevista la realizzazione di mensole in acciaio da collegare ai pulvini esistenti tramite barre filettate in acciaio, queste mensole hanno una sezione scatolare, con un'apertura nella parte inferiore per facilitare la realizzazione delle saldature interne della mensola, ed il collegamento tra le mensole ed il pulvino esistente. In figura viene riportata la geometria delle mensole.





### Geometria delle mensole in corrispondenza con le spalle

Per il dimensionamento della mensola, lo schema di calcolo utilizzato viene indicato in seguito.



**Schema statico per il dimensionamento e verifiche della mensola in acciaio**

Per quanto riguarda i valori dei carichi F questi corrispondono con le reazioni vincolari ottenute dall'analisi della passerella pedonale, i più gravosi vengono riportati in seguito, secondo le combinazioni di carico riportate in precedenza.

COMBINAZIONE	SCARICHI DALLA PASSERELLA			
	REAZIONE (kN)			
	APPOGGIO 1	APPOGGIO 2	APPOGGIO 1	APPOGGIO 2
SLU-01a	314,8	303,0	306,0	311,5
SLU-02a	274,4	254,7	259,9	269,1
SLU-03a	270,5	258,6	261,7	267,2
SLU-04a	300,8	289,0	292,1	297,6

A questi valori viene aggiunto il carico dovuto al peso proprio della mensola, che viene calcolato in seguito.

PESO PROPRIO MENSOLA	
Area 1	67280 mm <sup>2</sup>
Area 2	44880 mm <sup>2</sup>
Media	56080 mm <sup>2</sup>
L mensola	3,7 m
Vol mensola	0,207496 m <sup>3</sup>
$\gamma_{acciaio}$	78,5 kN/m <sup>3</sup>
PP mensola	16,29 kN

### Caratteristiche della sezione

Modulo elastico	$E \text{ N/mm}^2$	210000
Larghezza ala	$b_f \text{ mm}$	950
Altezza profilo	$h \text{ mm}$	1300
Spessore ala	$t_{f-sup} \text{ mm}$	20
Spessore ala	$t_{f-inf} \text{ mm}$	20
Spessore anima	$t_w \text{ mm}$	14
Area	$A \text{ mm}^2$	67280
Area resistente al taglio	$A_v \text{ mm}^2$	35280

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} f_y / \gamma_{M0}$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \frac{\tau_y}{\gamma_{M0}} \quad \tau_y = \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

### RESISTENZA A FLESSIONE E TAGLIO MASSIME

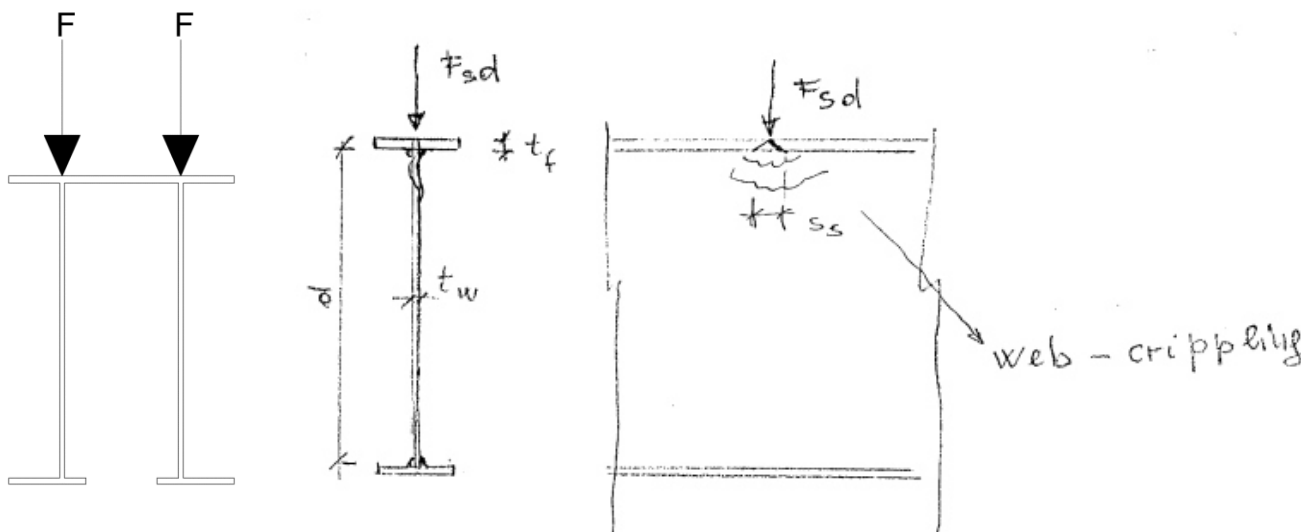
Momento resistente	$M_{Rd}$	10572,84 kNm
Forza di taglio resistente	$V_{Rd}$	6886,63 kN

Per resistere ai carichi concentrati degli appoggi ed evitare l'imbozzamento dei pannelli d'anima sono previsti degli irrigidimenti in corrispondenza con la posizione degli appoggi, questi irrigidimenti hanno uno spessore uguale allo spessore dell'anima e vengono previsti tre irrigidimenti in corrispondenza degli appoggi, il dimensionamento di questi irrigidimenti viene riportato in seguito.

### ANIMA ALL'INSTABILITA' PER TAGLIO

d	1260 mm
$t_w$	14 mm
d/ $t_w$	90
69ε	

Per anime soggette a carichi concentrati è necessario verificare l'imbozzamento locale (web – crippling).



Schema di verifica imbozzamento locale dell'anima (web-crippling)

La resistenza dell'anima al fenomeno d'imbozzamento locale viene calcolata come:

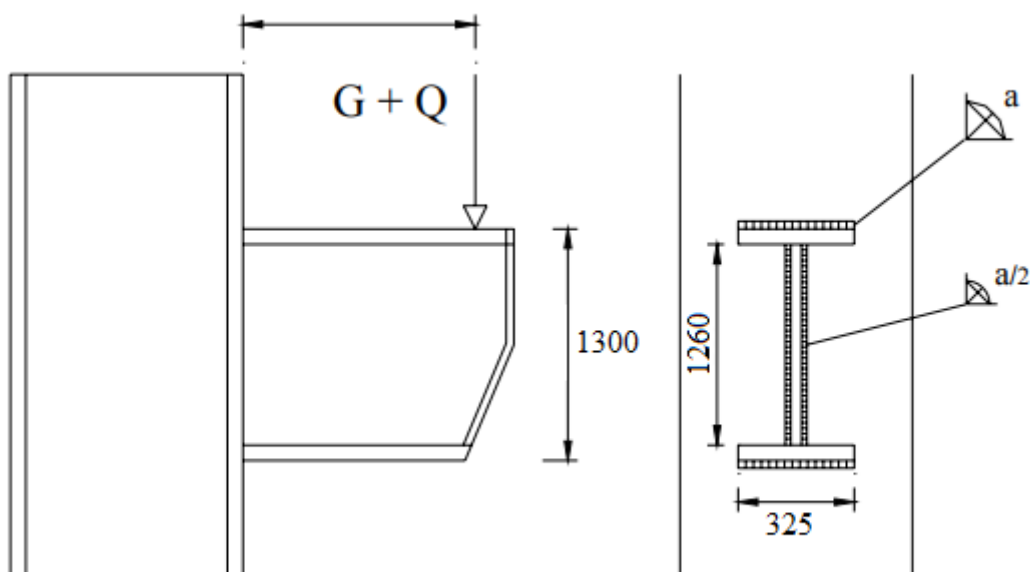
$$R_{a,Rd} = 0,5 t_w^2 (E f_{yw})^{0,5} [(t_f / t_w)^{0,5} + 3 (t_w / t_f) (s_s / d)] / \gamma_{M1}$$

#### VERIFICA RESISTENZA ALL'IMBOZZAMENTO LOCALE

Spessore anima $t_w$	14	mm
Spessore piattabanda sup. $t_{f,sup}$	20	mm
Spessore piattabanda inf. $t_{f,inf}$	20	mm
Lunghezza di contatto $s_s$	40	mm
Modulo elastico $E$	210000	N/mm <sup>2</sup>
Tensione snervamento $f_{yk}$	355	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente parziale $\gamma_{M1}$	1,05	
Altezza pannello d'anima $d$	952	mm

Resistenza all'imbozzamento locale  $R_{a,Rd}$  1034,29 kN

Verifica imbozzamento locale  $Ed/Rd$  0,38 < 1



**Schema di verifica saldatura mensola/piastra**

In favore della sicurezza viene considerata la sezione della mensola, come due trave con profilo ad “I” separate, che vengono saldate sia alle piattabande che all’anima, come riportato in figura. Si considera che ogni sezione ad “I” viene sollecitata dalla metà dei carichi riportati in precedenza.

**VERIFICHE SALDATURA MENSOLA  
PIASTRA**

b	325 mm
h	1300 mm
L <sub>a</sub>	1260 mm
F <sub>d</sub>	625,94 kN
M <sub>d</sub>	1350,64 kNm

Si procede a predimensionar la saldatura considerando il caso di flessione, per poi verificare l’altezza di gola provvista sia a flessione che a taglio.

$$\sigma_{\perp} = \frac{M_d}{W} = 0,85 \cdot f_d$$

$$W = \frac{J}{y} = 2 \cdot \left[ \frac{b \cdot a^3}{12} + b \cdot a \cdot \left( \frac{h+a}{2} \right)^2 + \frac{L_a^3 \cdot a}{12 \cdot 2} \right] \cdot \frac{2}{(h+2 \cdot a)}$$

#### MODULO DI RESISTENZA ESATTO

J    4455696667  
 y    0,0015  
 W    6751055,556 mm<sup>3</sup>

Si procede quindi a verificare lo sforzo massimo nella saldatura, verificando che questo sforzo sia minore di  $0.85f_{yk}/\gamma_{M2}$ . Si deve considerare che nel punto più esterno del cordone d'anima il valore dello sforzo deve tenere in conto l'interazione tra le tensioni normali e quelle di taglio.

#### SFORZO SULLA SALDATURA

$\sigma$     200,06 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau$     49,68 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma'$     190,97 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_{id}$     197,32 N/mm<sup>2</sup>

#### VERIFICA SALDATURA

$\sigma_{id} < 0,85f_{yd}$     VERIFICATO

Definita la disposizione dei bulloni come mostrato in precedenza si procede a calcolare la tensione massima di verifica, come mostrato in seguito.

**Titolo :**  

**N° Vertici** 4 **Zoom**  

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	100	0
3	100	150
4	0	150

**N° barre** 28 **Zoom**  

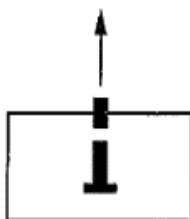
N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
24	5,73	85	65
25	5,73	85	85
26	5,73	85	105
27	5,73	85	125
28	5,73	85	145

**Sollecitazioni**

**S.L.U.**   **Metodo n**

**N<sub>Ed</sub>**

### ROTTURA DELL'ACCIAIO



$$N_{Ed} \leq N_{Rd,s} = N_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$$

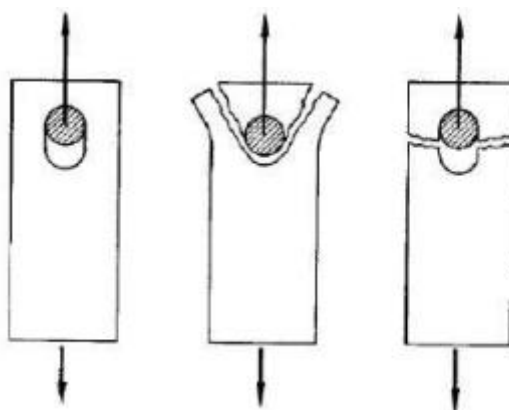
Numero tirafondi resistenti a trazione	n	1
Area resistente	$A_{res}$	572,0 mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}$	900,0 MPa
Tensione caratteristica di rottura	$f_{uk}$	1000,0 MPa
Coefficiente parziale di sicurezza acciaio (trazione)	$\gamma_{Ms} = 1,05 \cdot f_{uk} / f_{yk} \geq 1,25$	1,3
Resistenza caratteristica a trazione	$N_{Rk,s} = A_{res} \cdot f_{uk}$	572,0 kN
Resistenza di calcolo a trazione	$N_{Rd,s} = N_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	457,6 kN

### ROTTURA PER SFILAMENTO DELL'ANCORAGGIO

Altezza efficace	$h_{ef}$	300,0 mm
Diametro nominale	d	27,0 mm
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo	$f_{ck,cube}$	43,0 MPa

ROTTURA COMBINATA TAGLIO E TRAZIONE - ROTTURA ACCIAIO		
Rottura dell'acciaio dell'ancorante	$\beta_N$	0,52
Rottura dell'acciaio senza braccio di leva (taglio)	$\beta_V$	0,26
VERIFICA SECONDO LA FORMULA 7.54 DEL PARAGRAFO 7.2.3.1 DELL'UNI EN 1992-4:2018	$\beta_N^2 + \beta_V^2 \leq 1$	0,34

Oltre a questo si procede a verificare la resistenza della piastra di collegamento in maniera tale di garantire la sua adeguatezza nei confronti dei meccanismi di collasso delle giunzioni come riportati in seguito.



Oltre a questo si riporta la verifica della piastra a resistere la forza di taglio trasmessa dalla struttura della passerella considerando la sezione indebolita dalla realizzazione dei fori.

$$\sigma = \frac{F_v}{A_{nom}} \leq \sigma_{adm}$$

Essendo in questo caso lo sforzo ammissibile  $0.85f_{yk}/\gamma_{M2}$  e l'area nominale considerata è uguale all'area effettiva della sezione trasversale della piastra meno l'area dei fori considerando i fori con un diametro di  $\varnothing_{bullone} + 1.5$  mm. In questo caso l'area viene calcolata considerando la sezione con 4 bulloni come indicato

L'area nominale sulla sezione O-O viene calcolata come  $(L-4\phi) \cdot s_p$ , essendo  $L = 1000 \text{ mm}$ ,  $\phi = 30 \text{ mm}$  e  $s_p = 30 \text{ mm}$ , l'area nominale viene  $26400 \text{ mm}^2$ .

Essendo la Forza di calcolo  $F_v$  uguale alla forza di calcolo di taglio  $1260 \text{ kN}$ , lo sforzo sulla piastra considerando la sezione ridotta è  $\sigma = 47.7 \text{ N/mm}^2$ , mentre che lo sforzo ammissibile considerando che la piastra è fatta con acciaio S355,  $\sigma_{amm} = 241.1 \text{ N/mm}^2$ , risulta quindi verificata la resistenza della sezione ridotta alle sollecitazioni taglio.

Inoltre a questo viene verificato il rifollamento dei bulloni, considerando la seguente considerazione di verifica.

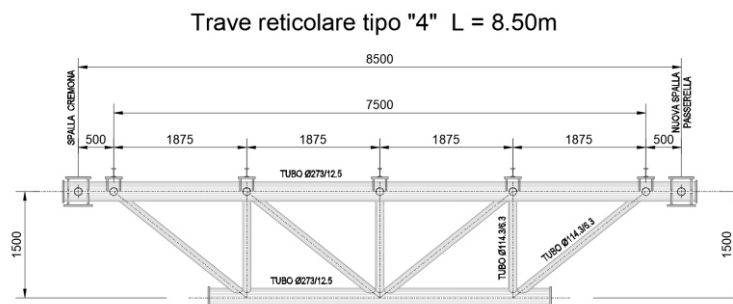
$$F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

Dove:

$$\alpha = \min \{e_1/(3d_0); f_{tb}/f_{tk}; 1\}$$

$$k = \min \{2.8 e_2/d_0 - 1.7; 2.5\}$$

In questo caso considerando bulloni di bordo nella direzione del carico applicato, il valore di  $\alpha$



**Trave reticolare L = 8.50 m**

Le verifiche condotte per queste travi sono le stesse che quelle riportate in precedenza per la campata principale con L = 31.30 m, per questo motivo, i risultati vengono riportati in modo sintetico.

### 13.1 VERIFICHE TRAVE L

### 13.1.2 SEZIONE 114.3X6.3

La sollecitazione assiale su questo elemento è 392.03 kN.

La resistenza assiale del profilo calcolata secondo l'equazione 4.2.5 viene:

$$N_{pl,Rd} = 722.69 \text{ kN}$$

### 13.1.3 SEZIONE 273 X 14.6

La sollecitazione assiale su questo elemento è 2072.57 kN.

La resistenza assiale del profilo calcolata secondo l'equazione 4.2.5 viene:

$$N_{pl,Rd} = 4007.14 \text{ kN}$$

E il fattore di sfruttamento della sezione  $E_d/R_d$  viene:

$$N_{Ed}/N_{pl,Rd} = 0.52 < 1.00$$

La resistenza assiale della sezione è quindi adeguata.

Il momento flettente massimo su questa sezione  $M_{Ed} = 26.88 \text{ kN}$

Il momento resistente della sezione è:

**13.2 VERIFICHE TRAVE L = 8.50 m****13.2.1 SEZIONE 273 X 12.5 (SUPERIORI)**

La sollecitazione assiale su questo elemento è 170.93 kN.

La resistenza assiale del profilo calcolata secondo l'equazione 4.2.5 viene:

$$N_{pl,Rd} = 3458.65 \text{ kN}$$

E il fattore di sfruttamento della sezione  $E_d/R_d$  viene:

$$N_{Ed}/N_{pl,Rd} = 0.05 < 1.00$$

La resistenza assiale della sezione è quindi adeguata.

Il momento flettente massimo su questa sezione  $M_{Ed} = 9.38 \text{ kN}$

Il momento resistente della sezione è:

$$M_{Rd} = 287.01 \text{ kN}$$

E il fattore di sfruttamento della sezione  $E_d/R_d$  viene:

Il momento flettente massimo su questa sezione  $M_{Ed} = 9.30 \text{ kN}$

Il momento resistente della sezione è:

$$M_{Rd} = 287.01 \text{ kN}$$

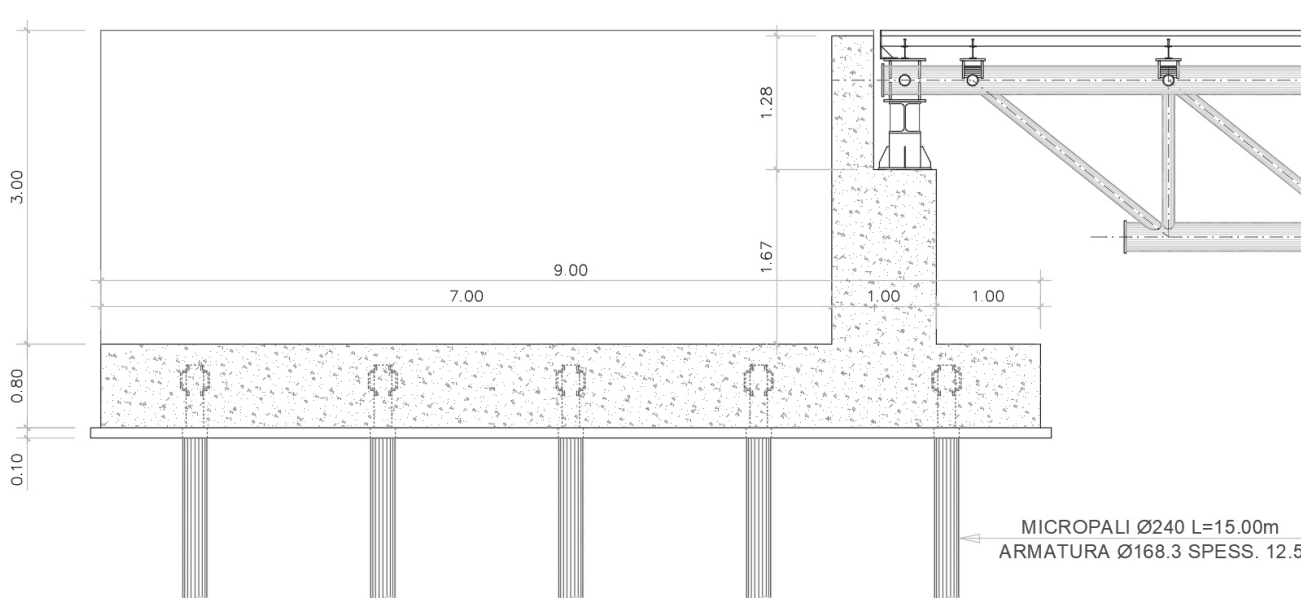
E il fattore di sfruttamento della sezione  $E_d/R_d$  viene:

$$V_{Ed}/V_{Rd} = 0.03 < 1.00$$

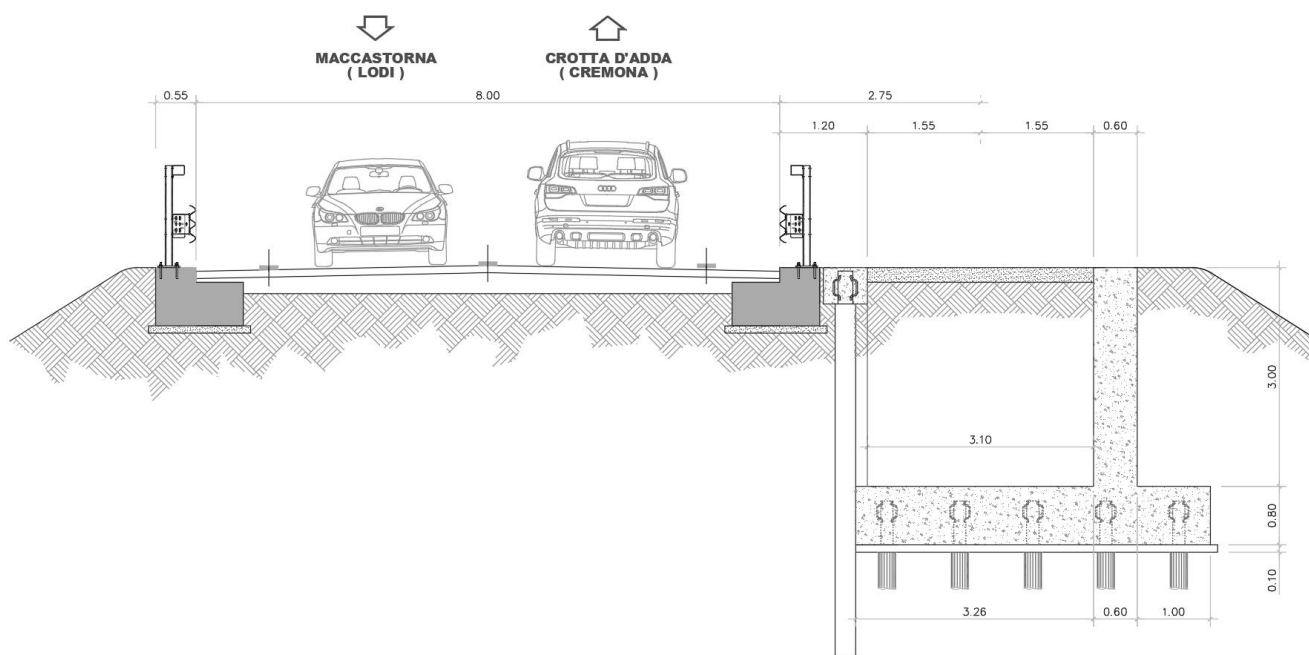
La resistenza a momento flettente della sezione è quindi adeguata.

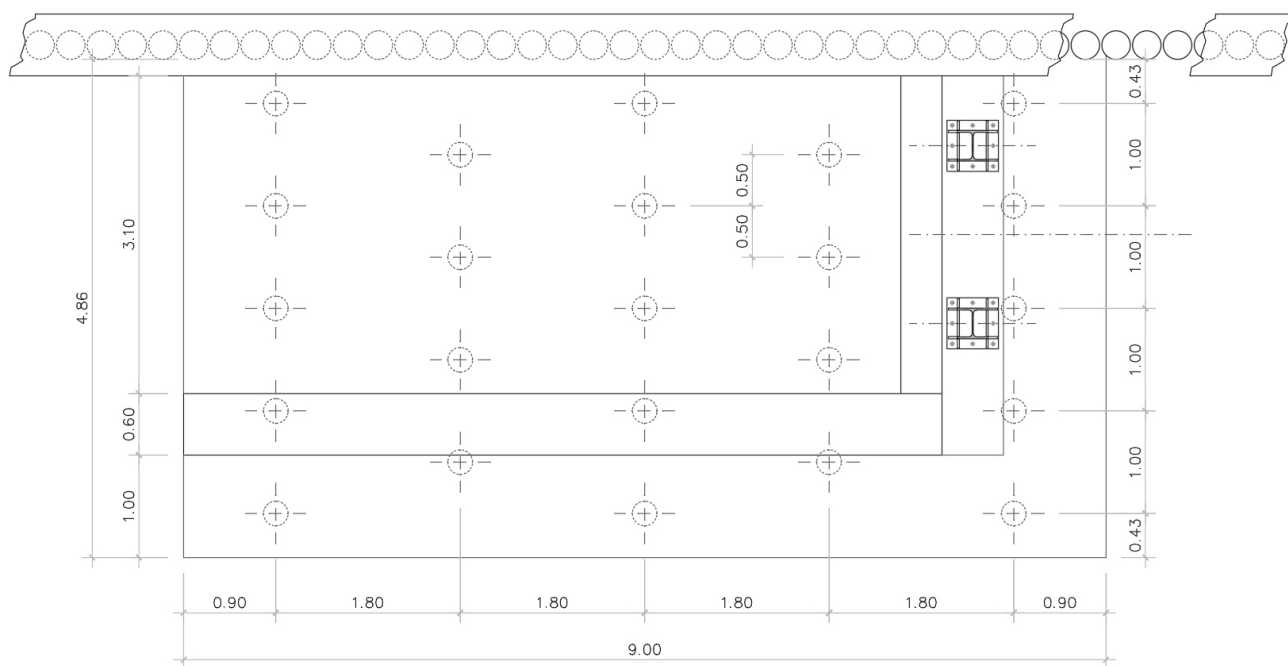
## 14 VERIFICHE SPALLE

E' prevista la realizzazione di due spalle, alla fine dello sviluppo della passerella ciclabile, con la geometria riportata in figura.

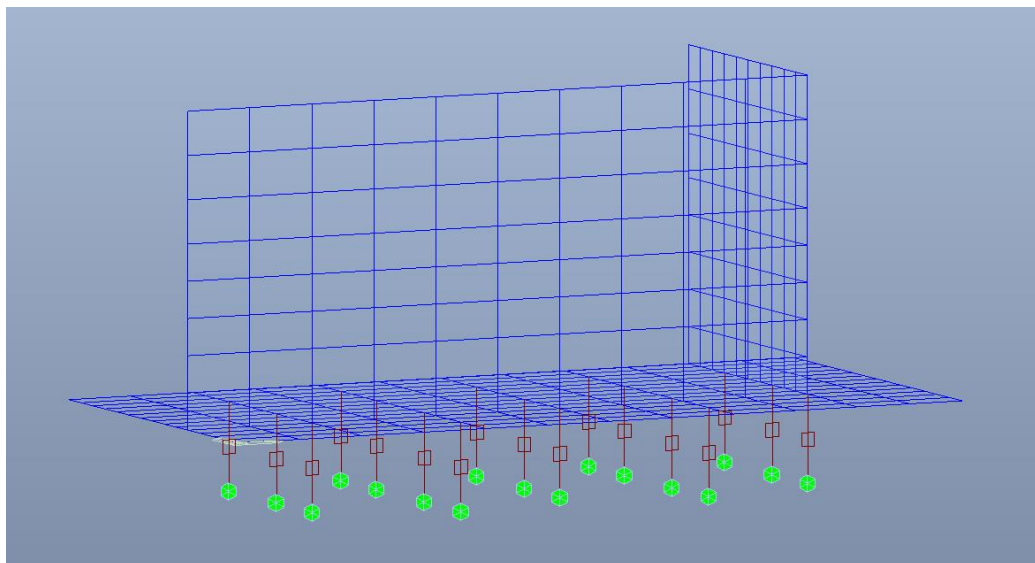


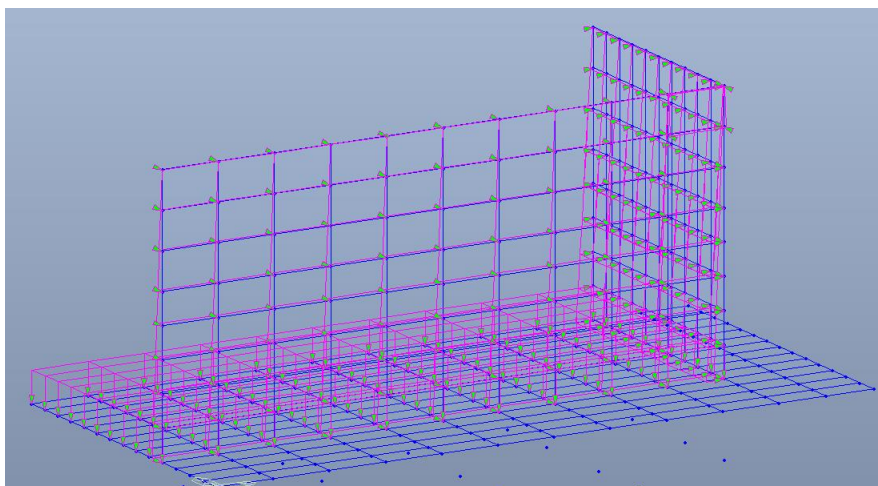
**Spalla passerella ciclabile (vista in elevazione)**





di 240mm, in totale sono previsti 17 micropali. Questi micropali sono stati modellati come elementi tipo boundary (molle elastiche) ai quali la rigidezza viene assegnata in base alle caratteristiche del micropalo.





**Assegnazione carichi dovuti al terreno**









Vengono ricavate anche le sollecitazioni massime sui micropali, che eventualmente saranno utilizzati per il loro dimensionamento.

### SOLLECITAZIONI MASSIME MICROPALI

Forza assiale	$F_z$	686,1 kN
---------------	-------	----------

### Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio § 4.1.2.3.5.1



















































