

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J84H17000930009

## U.O. ARCHITETTURA STAZIONI E TERRITORIO

### PROGETTO DEFINITIVO

#### RADDOPPIO LINEA CODOGNO-CREMONA-MANTOVA

#### TRATTA PIADENA-MANTOVA

#### FV14 - FERMATA DI CASTELLUCCHIO

#### OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE

Relazione di calcolo della pensilina ferroviaria

SCALA:

-

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

N M 2 5    0 3    D    4 4    C L    F V 1 4 0 0    0 0 1    A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	F. Serrau 	Aprile 2020	M. De Vita 	Aprile 2020	M. Berlingeri 	Aprile 2020	R. Marino Aprile 2020 

File: NM2503D44CLFV1400001A

n. Elab.:

## INDICE

1	PREMESSA .....	6
2	SCOPO DEL DOCUMENTO .....	6
3	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO .....	7
3.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	7
3.2	ELABORATI DI RIFERIMENTO .....	9
4	MATERIALI .....	10
4.1	ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA S275 .....	10
4.2	TIRAFONDI.....	11
4.3	BULLONI.....	11
4.4	ALLETTAMENTO PIASTRA DI BASE.....	11
4.5	SALDATURE .....	11
5	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO.....	12
5.1	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO.....	12
5.2	PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA .....	13
5.3	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CATEGORIA TOPOGRAFICA.....	14
6	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	15
6.1	GENERALITÀ.....	15
6.2	UNITÀ DI MISURA.....	17
6.3	MODELO DI CALCOLO .....	17
6.3.1	<i>Codice di calcolo.....</i>	<i>17</i>
6.3.2	<i>Affidabilità dei codici di calcolo .....</i>	<i>17</i>
6.3.3	<i>Informazioni generali sull'elaborazione.....</i>	<i>17</i>
6.3.4	<i>Tipo di analisi svolta .....</i>	<i>17</i>

6.4	ANALISI DEI CARICHI.....	22
6.4.1	<i>Peso proprio della struttura</i> .....	22
6.4.2	<i>Carichi permanenti non strutturali</i> .....	22
6.4.3	<i>Carichi variabili</i> .....	22
6.4.4	<i>Azione termica</i> .....	22
6.4.5	<i>Carico della neve sulla copertura</i> .....	22
6.4.6	<i>Azione del vento</i> .....	23
6.4.7	<i>Pressione aerodinamica dovuta al passaggio dei treni</i> .....	30
6.4.8	<i>Carichi di pali TE (Tensione Elettrica)</i> .....	37
6.4.9	<i>Azione sismica</i> .....	37
6.5	COMBINAZIONI DI CARICO.....	42
7	RISULTATI ANALISI.....	53
7.1	RISULTATI DELL'ANALISI MODALE .....	53
7.2	STATI LIMITE ULTIMO (SLU).....	54
7.2.1	<i>Involuppo diagrammi delle sollecitazioni di progetto</i> .....	54
7.3	STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) .....	59
8	CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI.....	59
9	VERIFICHE DELLE MEMBRATURE METALLICHE.....	60
9.1.1	<i>Verifiche delle colonne HEB360</i> .....	61
9.1.2	<i>Verifiche delle mensole (H400x300)</i> .....	63
9.1.3	<i>Verifiche delle travi longitudinali HEA260</i> .....	65
9.1.4	<i>Verifiche degli arcarecci IPE 180</i> .....	67
9.1.5	<i>Verifiche degli arcarecci IPE 200</i> .....	69
9.1.6	<i>Verifiche dei controventi 2L70x70x7</i> .....	71
9.2	VERIFICHE TABELLE OUTPUT COMPLETE.....	73

10	VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ.....	75
10.1	VERIFICHE DI SPOSTAMENTI VERTICALI .....	75
10.2	VERIFICHE DI SPOSTAMENTI LATERALI.....	77
10.3	VERIFICHE DI RIGIDEZZA.....	80
10.4	VERIFICHE DEL GIUNTO STRUTTURALE .....	83
10.5	VERIFICHE DI BUCKLING SENCONDO LA CIRCOLARE APPLICATIVA C4.2.3.4.....	86
10.6	VERIFICHE DEGLI EFFETTI DELLE NON-LINEARITÀ GEOMETRICHE SECONDO NTC18 §7.3.1 .....	88
11	VERIFICA DEI TIRAFONDI.....	89
11.1	VERIFICHE DELL'ACCIAIO .....	89
12	<b>GENERALE</b> .....	90
13	<b>GEOMETRIA</b> .....	90
14	<b>COLONNA</b> .....	90
15	<b>PLINTO DELLA COLONNA</b> .....	91
16	<b>ANCORAGGIO</b> .....	91
17	<b>COEFFICIENTI DI MATERIALE</b> .....	91
18	<b>PLINTO DI FONDAZIONE</b> .....	91
19	<b>SALDATURE</b> .....	92
20	<b>CARICHI</b> .....	92
21	<b>RISULTATI</b> .....	92
22	<b>ZONA DI COMPRESSIONE</b> .....	92
23	<b>ZONA IN TRAZIONE</b> .....	93
24	<b>CONTROLLO DELLA RESISTENZA DEL GIUNTO</b> .....	94
25	<b>TAGLIO</b> .....	94
26	<b>SALDATURE TRA LA COLONNA E LA PIASTRA DELLA BASE</b> .....	95
27	<b>RIGIDEZZA DEL GIUNTO</b> .....	95



**PROGETTO DEFINITIVO**

**RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA**

**TRATTA PIADENA-MANTOVA**

OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 44	CLFV1400001	A	5 di 99

**28** **IL COMPONENTE PIÙ DEBOLE:** .....96

28.1 VERIFICHE NEL CLS.....97

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA</b> <b>TRATTA PIADENA-MANTOVA</b>					
OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE  RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA <b>NM25</b>	LOTTO 03	CODIFICA D.44	DOCUMENTO CLFV1400001	REV. A	FOGLIO 6 di 99

## 1 PREMESSA

Il presente documento si inserisce nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici di progetto definitivo del Raddoppio linea Codogno – Cremona – Mantova, tratta Piadena - Mantova. Le Analisi e Verifiche nel seguito esposte fanno in particolare riferimento alle pensiline previste in corrispondenza della fermata “Castellucchio”.

La descrizione degli interventi che segue è da leggersi congiuntamente all'analisi degli elaborati di progetto a cui si fa riferimento implicito.


La presente relazione si riferisce alle opere civili previste per la realizzazione della fermata ferroviaria “Castellucchio”.

Le opere strutturali previste possono differenziarsi in base alla loro tipologia come:

- Pensilina metallica disposta a protezione di una parte della banchina lato binario dispari per una lunghezza complessiva di 70 metri circa

## 2 SCOPO DEL DOCUMENTO

Il presente documento ha per oggetto il calcolo strutturale delle pensiline da realizzarsi nell'ambito dell'intervento Raddoppio della linea Codogno – Cremona – Mantova, in particolare la stazione ferroviaria di “Castellucchio”.

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA</b> <b>TRATTA PIADENA-MANTOVA</b>					
	OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA <b>NM25</b>	LOTTO 03	CODIFICA D.44	DOCUMENTO CLFV1400001	REV. A

### 3 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

#### 3.1 Normativa di riferimento

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086”;
- Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni co particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- D. M. Min. II. TT. del 17 gennaio 2018 – Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 21 gennaio 2019 , n.7 - Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- UNI ENV 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- EUROCODICE 2- UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005
- RFI DTC INC PO SP IFS 001 A Specifica per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario
- RFI DTC INC CS SP IFS 001 A Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie
- RFI DTC INC PO SP IFS 003 A Specifica per la verifica a fatica dei ponti ferroviari
- RFI DTC INC CS LG IFS 001 A Linee guida per il collaudo statico delle opere in terra
- RFI DTC INC PO SP IFS 002 A Specifica per la progettazione e l’esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria
- RFI DTC INC PO SP IFS 004 A Specifica per la progettazione e l’esecuzione di impalcati ferroviari a travi in ferro a doppio T incorporate nel calcestruzzo
- RFI DTC INC PO SP IFS 005 A Specifica per il progetto, la produzione, il controllo della produzione e la posa in opera dei dispositivi di vincolo e dei coprigiunti degli impalcati ferroviari e dei cavalcavia
- *Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;*

- *Regolamento (UE) N. 1300/2014/UE Specifiche Tecniche di Interoperabilità per l'accessibilità del sistema ferroviario dell'Unione europea per le persone con disabilità e le persone a mobilità ridotta del 18/11/2014, modificato con il Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/772 della Commissione del 16 maggio 2019;*
- *Regolamento (UE) N° 1303/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alla specifica tecnica di interoperabilità concernente la "sicurezza nelle gallerie ferroviarie" del sistema ferroviario dell'Unione europea, rettificato dal Regolamento (UE) 2016/912 del 9 giugno 2016 e modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019*
- *Regolamento UE N. 1301/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «Energia» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di Esecuzione (UE) 2018/868 del 13 giugno 2018 e dal successivo Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019*
- *Regolamento (UE) N. 2016/919 della Commissione del 27 maggio 2016 relativo alla specifica tecnica di interoperabilità per i sottosistemi "controllo-comando e segnalamento" del sistema ferroviario nell'Unione europea modificata con la Rettifica del 15 giugno 2016 e dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;*
- *REGOLAMENTO DI ESECUZIONE (UE) 2019/772 DELLA COMMISSIONE del 16 maggio 2019 che modifica il regolamento (UE) n. 1300/2014 per quanto riguarda l'inventario delle attività al fine di individuare le barriere all'accessibilità, fornire informazioni agli utenti e monitorare e valutare i progressi compiuti in materia di accessibilità.*
- *REGOLAMENTO DI ESECUZIONE (UE) 2019/776 DELLA COMMISSIONE del 16 maggio 2019 che modifica i regolamenti (UE) n. 321/2013, (UE) n. 1299/2014, (UE) n. 1301/2014, (UE) n. 1302/2014, (UE) n. 1303/2014 e (UE) 2016/919 della Commissione e la decisione di esecuzione 2011/665/UE della Commissione per quanto riguarda l'allineamento alla direttiva (UE) 2016/797 del Parlamento europeo e del Consiglio e l'attuazione di obiettivi specifici stabili nella decisione delegata (UE) 2017/1471 della Commissione.*



### 3.2 Elaborati di riferimento

Titolo	scala																					
Pensiline – Relazione di calcolo pensilina ferroviaria a singolo pilastro simmetrica	-	N	M	2	5	0	3	D	4	4	C	L	F	V	1	4	0	0	0	0	1	A
Pensiline – Relazione di calcolo pensilina ferroviaria a singolo pilastro asimmetrica	-	N	M	2	5	0	3	D	4	4	C	L	F	V	1	4	0	0	0	0	2	A
Carpenteria piano terra - pensilina ferroviaria	1:100	N	M	2	5	0	3	D	4	4	P	A	F	V	1	4	0	0	0	0	7	A
Carpenteria copertura - pensilina ferroviaria	1:100	N	M	2	5	0	3	D	4	4	P	A	F	V	1	4	0	0	0	0	8	A
Carpenteria - sezioni longitudinali e trasversali - pensilina ferroviaria	1:50	N	M	2	5	0	3	D	4	4	W	B	F	V	1	4	0	0	0	0	1	A
Relazione di calcolo fondazione	-	N	M	2	5	0	3	D	2	6	C	L	F	V	1	4	B	0	0	1	1	A
Planimetria fondazioni	1:100	N	M	2	5	0	3	D	2	6	P	A	F	V	1	4	B	0	0	1	1	A
Carpenteria fondazioni	1:50	N	M	2	5	0	3	D	2	6	P	B	F	V	1	4	N	0	0	1	2	A


## 4 MATERIALI

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali previsti per la realizzazione delle strutture oggetto di calcolo nell'ambito del presente documento:

### 4.1 Acciaio da carpenteria metallica S275

ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA - Rif. 4.1.4.1 e 11.3.4 NTC			
<b>Classe Acciaio</b>	S	<input type="text" value="275"/>	
<b>Modulo di elasticità</b>	$E_f =$	<input type="text" value="210000"/>	N/mm <sup>2</sup>
<b>Modulo di Poisson:</b>	$\nu =$	<input type="text" value="0.3"/>	
<b>Coefficiente di dilatazione lineare</b>	$\alpha =$	<input type="text" value="0.00001"/>	°C <sup>-1</sup>
<b>Modulo di elasticità trasversale</b>	$G =$	<input type="text" value="80769"/>	N/mm <sup>2</sup>
<b>Densità</b>	$\gamma =$	<input type="text" value="7850"/>	Kg/m <sup>3</sup> = <input type="text" value="76.98"/> KN/m <sup>3</sup>
<b>Spessore massimo elementi</b>		<input type="text" value="&lt;40"/>	mm
<b>Tensione caratteristica allo snervamento:</b>	$f_{yk} =$	<input type="text" value="275"/>	N/mm <sup>2</sup>
<b>Tensione caratteristica di rottura:</b>	$f_{tk} =$	<input type="text" value="430"/>	N/mm <sup>2</sup>
Coefficienti parziali per le verifiche agli SLU:			
<b>[<math>\gamma_{m0}</math>]</b> Resistenza sezioni cl 1-4	<b>[<math>\gamma_{m1}</math>]</b> Instabilità membrature	<b>[<math>\gamma_{m1}</math>]</b> Instabilità membrature ponti ferr. e strad.	<b>[<math>\gamma_{m2}</math>]</b> Resistenza sezioni forate
1.05	1.05	1.10	1.25

Classe di esecuzione (UNI EN 1090, RFI DTC SI PS SP IFS 002 B): EXC2

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p><b>PROGETTO DEFINITIVO</b></p> <p><b>RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA</b></p> <p><b>TRATTA PIADENA-MANTOVA</b></p>					
	<p>OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA</p> <p><b>NM25</b></p>	<p>LOTTO</p> <p>03</p>	<p>CODIFICA</p> <p>D 44</p>	<p>DOCUMENTO</p> <p>CLFV1400001</p>	<p>REV.</p> <p>A</p>

#### 4.2 Tirafondi

- Barre interamente filettate con filettatura metrica ISO a passo grosso, di caratteristiche meccaniche equivalenti alla classe 8.8 secondo UNI EN ISO 898 parte I
- dadi con caratteristiche Meccaniche equivalenti alla classe 8 secondo UNI EN 898 parte II conformi per le caratteristiche dimensionali alla ISO 4032
- rondelle in acciaio temperato e rinvenuto HV 300 conformi per le caratteristiche dimensionali alla UNI EN ISO 7089

#### 4.3 Bulloni

- Caratteristiche meccaniche: classe 8.8 secondo UNI EN ISO 898 parte I
- Dadi con caratteristiche meccaniche equivalenti alla classe 8 secondo UNI EN 898 parte II conformi per le caratteristiche dimensionali alla ISO 4032
- Rondelle in acciaio temperato e rinvenuto HV 300 conformi per le caratteristiche dimensionali alla UNI EN ISO 7089

#### NOTE:

- i bulloni dovranno essere montati con una rosetta sotto la testa e sotto il dado
- i tirafondi dovranno essere montati con una rosetta sotto il dado
- i tirafondi dovranno essere montati con dado e controdado. Qualora il controdado non fosse compatibile con la geometria e gli ingombri del collegamento, si dovranno prevedere dadi ribassati o idonei dispositivi di antisvitamento.

#### 4.4 Allettamento piastra di base

Realizzato con malta tipo Emaco S55 o equivalente.

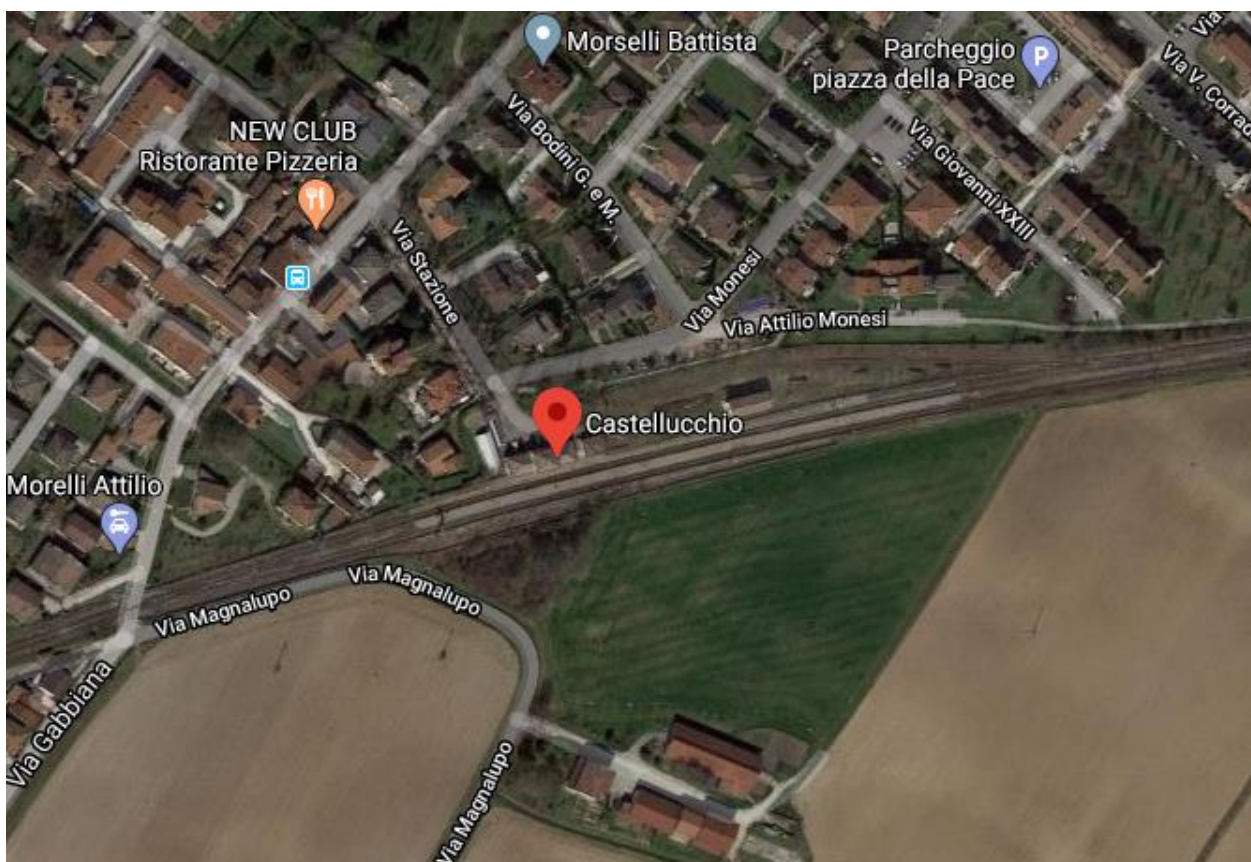
#### 4.5 Saldature

Procedimenti di saldatura omologati e qualificati (tipo automatico ad arco sommerso o altri che verranno concordati e accettati dall'ente appaltante) conformi a RFI DTC SI SP IFS 001 D, capitolo 6.6.7 e UNI EN 1090-2.

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p><b>PROGETTO DEFINITIVO</b></p> <p><b>RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA</b></p> <p><b>TRATTA PIADENA-MANTOVA</b></p>					
	<p>OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA</p> <p><b>NM25</b></p>	<p>LOTTO</p> <p>03</p>	<p>CODIFICA</p> <p>D 44</p>	<p>DOCUMENTO</p> <p>CLFV1400001</p>	<p>REV.</p> <p>A</p>

## 5 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

Nel seguente paragrafo è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica utili alla determinazione delle azioni sismiche di progetto dell'opera cui si riferisce il presente documento, in accordo a quanto specificato a riguardo dal D.M. 17 gennaio 2018 e relativa circolare applicativa.



*Figura 1 – Configurazione planimetrica tracciato*

Le coordinate del sito sono:

45°08'39.48"N

10°38'51"E

### 5.1 Vita nominale e classe d'uso

Per la valutazione dei parametri di pericolosità sismica è necessario definire, oltre alla localizzazione geografica del sito, la Vita nominale dell'opera strutturale (VN), intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA</b> <b>TRATTA PIADENA-MANTOVA</b>				
	OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE  RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA <b>NM25</b>	LOTTO 03	CODIFICA D.44	DOCUMENTO CLFV1400001

sogetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata, e la Classe d'Uso a cui è associato un coefficiente d'uso (CU).

Per l'opera in oggetto si considera una vita nominale:  $V_N = 50$  anni. Riguardo invece la Classe d'Uso, all'opera in oggetto corrisponde una Classe III a cui è associato un coefficiente d'uso pari a (NTC – Tabella 2.4.II):  $C_U = 1.5$ .

I parametri di pericolosità sismica vengono quindi valutati in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale  $V_n$  per il coefficiente d'uso  $C_u$ , ovvero:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Pertanto, per l'opera in oggetto, il periodo di riferimento è pari a  $V_R = 50 \times 1.5 = 75$  anni.

## 5.2 Parametri di pericolosità sismica

La valutazione dei parametri di pericolosità sismica, che ai sensi del D.M. 17.01.2018, costituiscono il dato base per la determinazione delle azioni sismiche di progetto su una costruzione (forme spettrali e/o forze inerziali) dipendono, come già in parte anticipato in precedenza, dalla localizzazione geografica del sito, dalle caratteristiche della costruzione (Periodo di riferimento per valutazione azione sismica /  $V_R$ ) oltre che dallo Stato Limite di riferimento/Periodo di ritorno dell'azione sismica.

In accordo a quanto riportato in Allegato A delle Norme Tecniche per le costruzioni DM 17-01-18, si ottiene per il sito in esame:

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE:  LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE:  PROVINCIA:  COMUNE:

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione:

Elaborazioni grafiche


Grafici spettrali di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	45	0.038	2.566	0.245
SLD	75	0.045	2.556	0.274
SLV	712	0.100	2.591	0.309
SLC	1462	0.128	2.556	0.313

*Tabella di riepilogo Parametri di pericolosità sismica*

### 5.3 Categoria di sottosuolo e categoria topografica

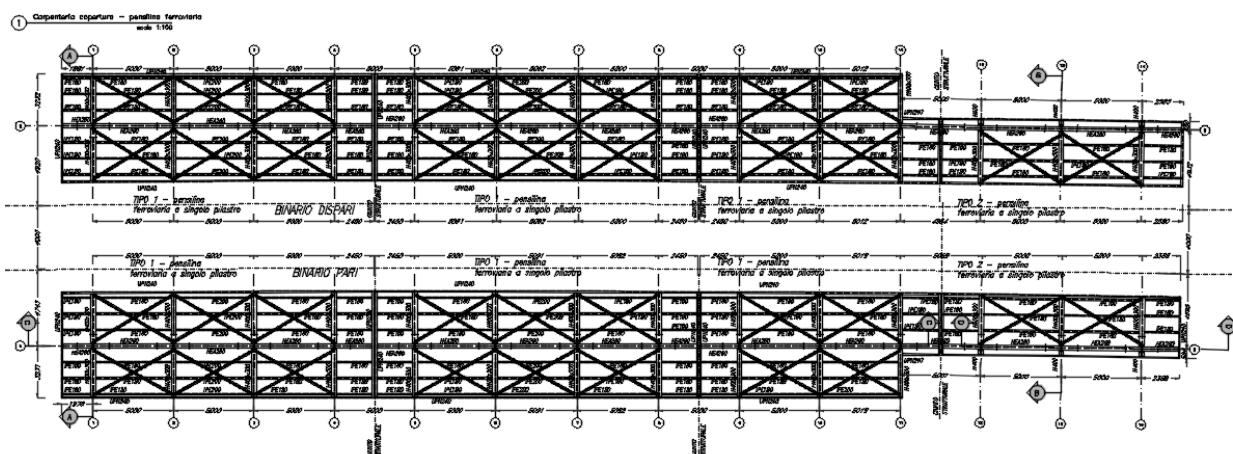
Le Categoria di Sottosuolo e le Condizioni Topografiche sono valutate come descritte al punto 3.2.2 del DM 17.01.18. Per il caso in esame si è assunta una categoria di sottosuolo di tipo C e una classe Topografica T1.

## 6 DESCRIZIONE DELL'OPERA

### 6.1 Generalità

La presente relazione ha per scopo il dimensionamento delle pensiline in corrispondenza del binario sud. Le analisi svolte per le suddette strutture sono valide anche per quelle in corrispondenza del binario nord, le quali presentano le medesime caratteristiche geometriche, rispetto alla struttura in esame. La struttura metallica è composta da una struttura intelaiata, che si estende per un totale di 14 assi strutturali, disposte ad un interasse di 5.0 m tra di loro. La lunghezza totale della struttura è pari a circa 70m, di cui si possono distinguere due tipologie strutturali distinte, le cui sezioni trasversali sono espresse nelle figure seguenti. Sono stati previsti tre giunti strutturali, da realizzarsi in mezzzeria tra le assi strutturali 4-5, 8-9 e 11-12.

La tipologia in esame consiste di una struttura intelaiata a mensola simmetrica (circa 3.70m sul lato binario), che si estende tra le assi strutturali 1-4 e 5-8. In direzione trasversale la struttura è composta da un pilastro HEB360 per asse, su cui appoggiano le travi principali, incastrate nel pilastro, le cui sezioni sono del tipo composto e sviluppano un'altezza massima pari a 400mm. Parte dei pilastri (assi strutturali 1-2 6-7) appoggiano su platea di fondazione F1 di dimensioni pari a 2.25x7.0x0.6m, mentre l'altra parte in corrispondenza del sottopasso, appoggia su allargamenti appositi del muro del sottopasso. In direzione longitudinale, i pilastri sono uniti in testa tramite una trave secondaria HEA260. Il nodo strutturale di unione trave secondaria e pilastro è del tipo rigido in direzione longitudinale. Sulle travi principali, longitudinalmente appoggiano arcarecci IPE180-IPE200 ogni 1.0m circa. La connessione è incernierata su tutti gli arcarecci, tranne quelli bordo, per i quali è stata adottata una connessione rigida.



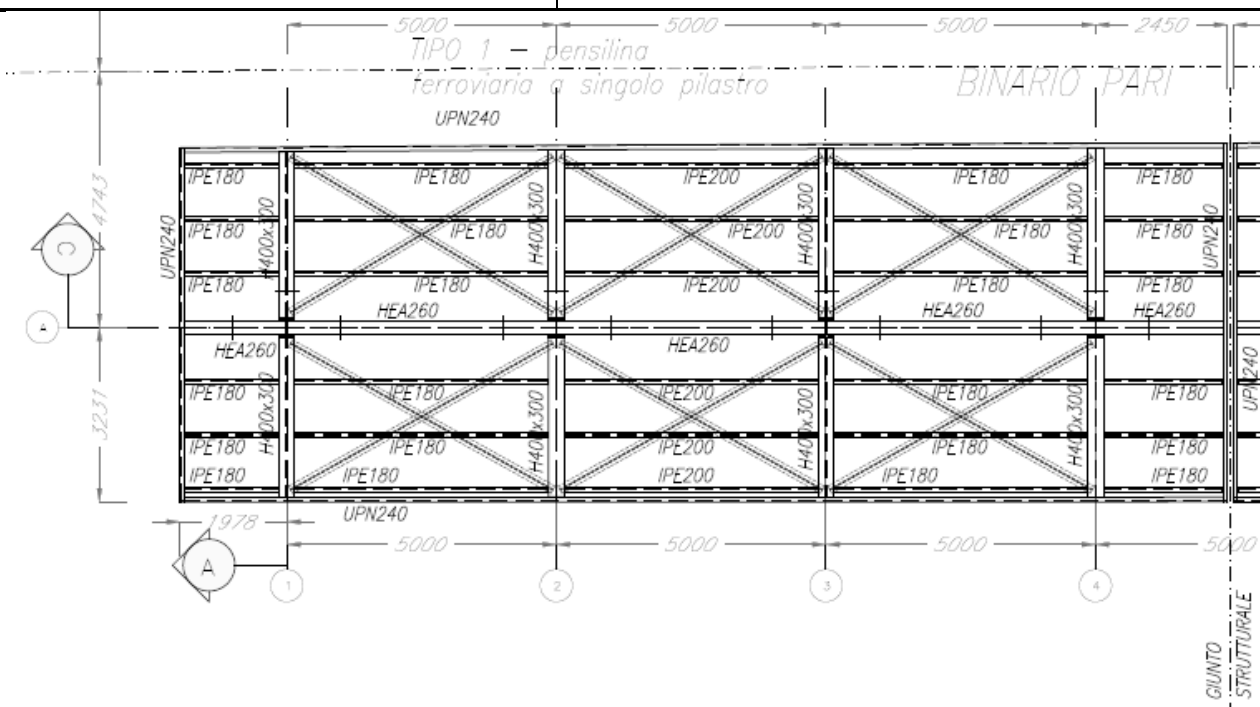


Figura 2 – Inquadramento planimetrico

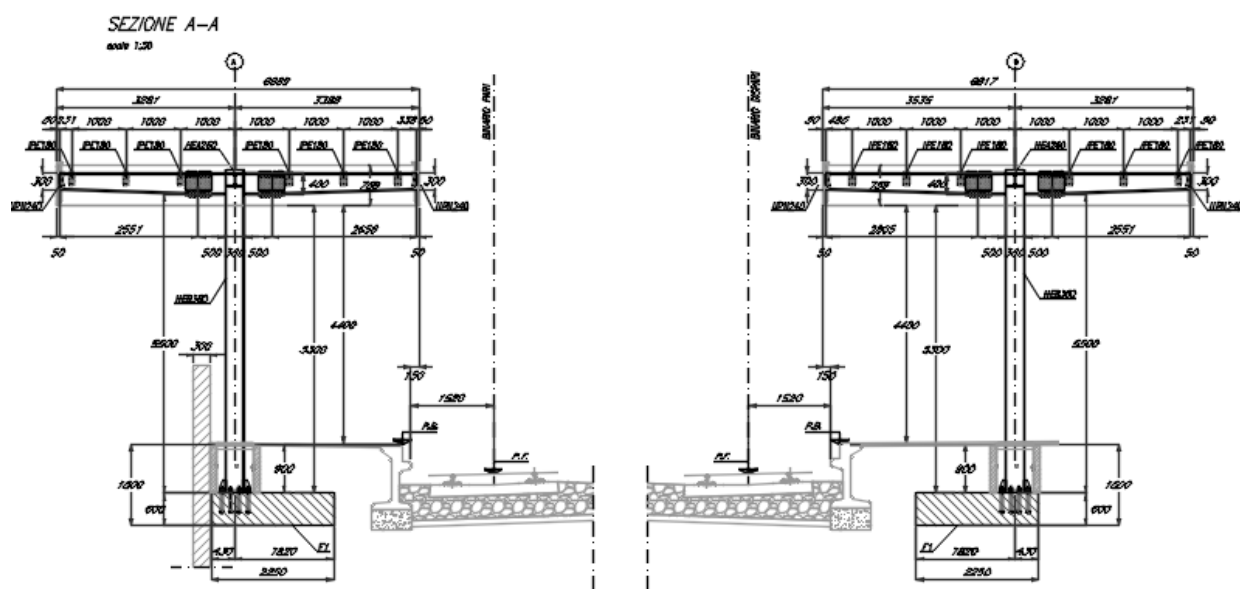


Figura 3 – Sezioni trasversali



 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p><b>PROGETTO DEFINITIVO</b></p> <p><b>RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA</b></p> <p><b>TRATTA PIADENA-MANTOVA</b></p>					
	<p>OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA</p> <p><b>NM25</b></p>	<p>LOTTO</p> <p>03</p>	<p>CODIFICA</p> <p>D 44</p>	<p>DOCUMENTO</p> <p>CLFV1400001</p>	<p>REV.</p> <p>A</p>

## 6.2 Unità di misura

Nel seguito si adotteranno le seguenti unità di misura:

- per le lunghezze ⇒ m, mm
- per i carichi ⇒ kN, kN/m<sup>2</sup>, kN/m<sup>3</sup>
- per le azioni di calcolo ⇒ kN, kNm
- per le tensioni ⇒ MPa

## 6.3 Modello di calcolo

### 6.3.1 Codice di calcolo

Per le analisi delle strutture è stato utilizzato il Sap 2000 v.21.0.2 prodotto, distribuito ed assistito da Computers and Structures. Questa procedura è sviluppata in ambiente Windows, permette l'analisi elastica lineare e non di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà utilizzando un solutore ad elementi finiti. Gli elementi considerati sono frame (trave), con eventuali svincoli interni o rotazione attorno al proprio asse. I carichi sono applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sulle travi, come forze distribuite, trapezie, concentrate, come coppie e come distorsioni termiche. A supporto del programma è fornito un ampio manuale d'uso contenente fra l'altro una vasta serie di test di validazione sia su esempi classici di Scienza delle Costruzioni, sia su strutture particolarmente impegnative e reperibili nella bibliografia specializzata.

Tale programma fornisce in output, oltre a tutte le caratteristiche geometriche e di carico delle strutture, i risultati relativi alle sollecitazioni indotte nelle sezioni degli elementi presenti.

### 6.3.2 Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego.

### 6.3.3 Informazioni generali sull'elaborazione

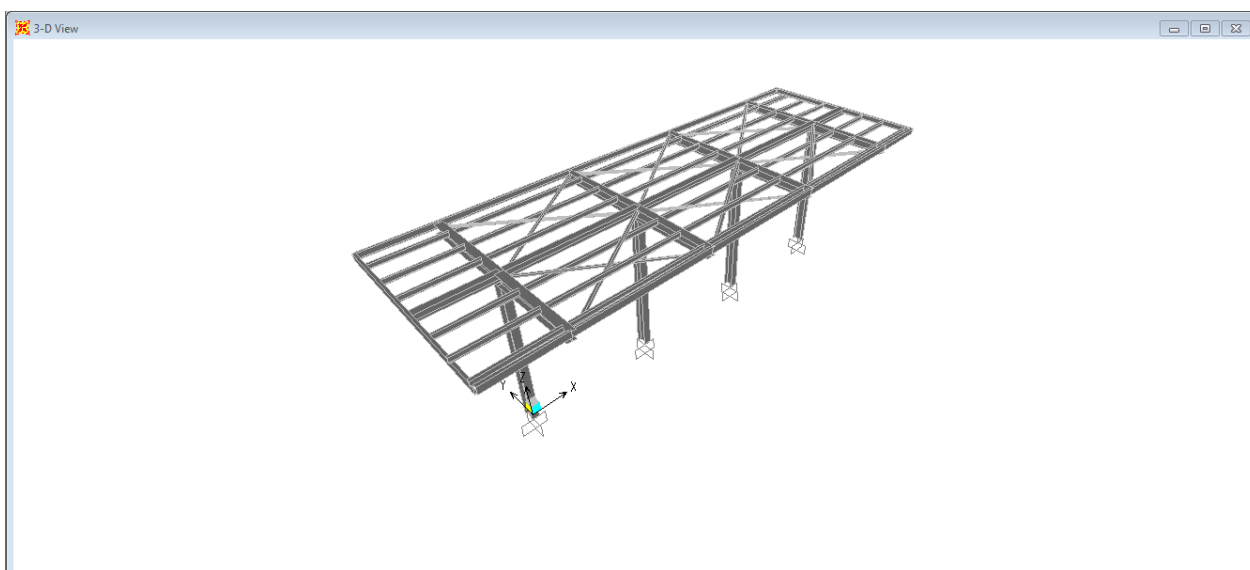
Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

### 6.3.4 Tipo di analisi svolta

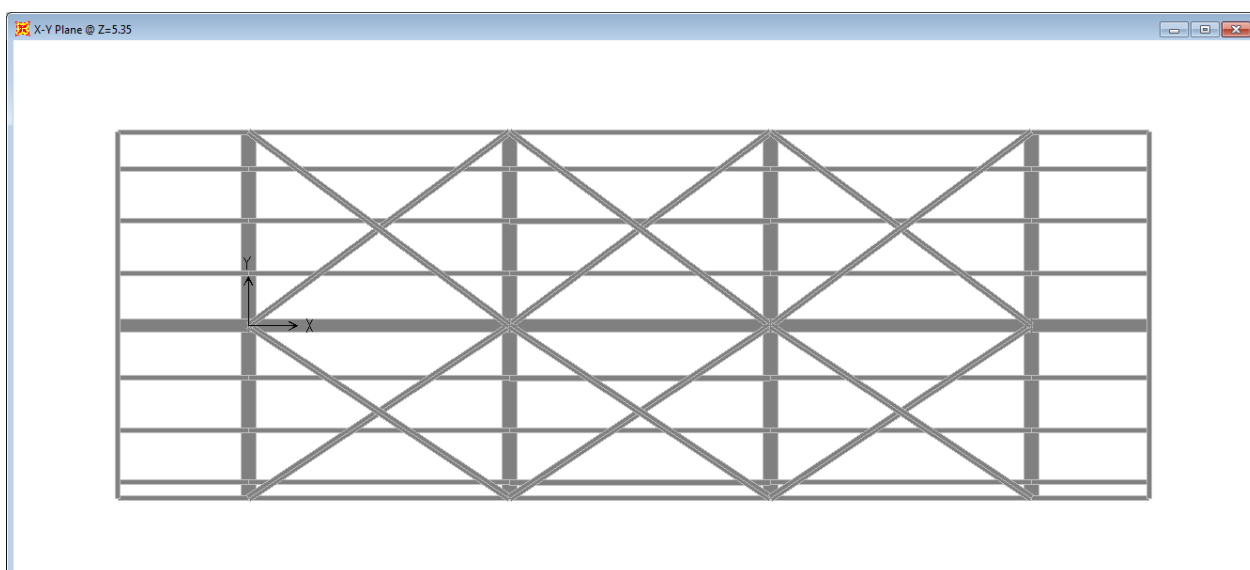
L'analisi condotta è una analisi 3D in cui la struttura viene discretizzata in elementi tipo trave. Il modello è sviluppato per entrambe le tipologie di pensilina, descritte nel punto precedente. L'analisi strutturale rispetto alle azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi dinamica lineare a spettro di risposta secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

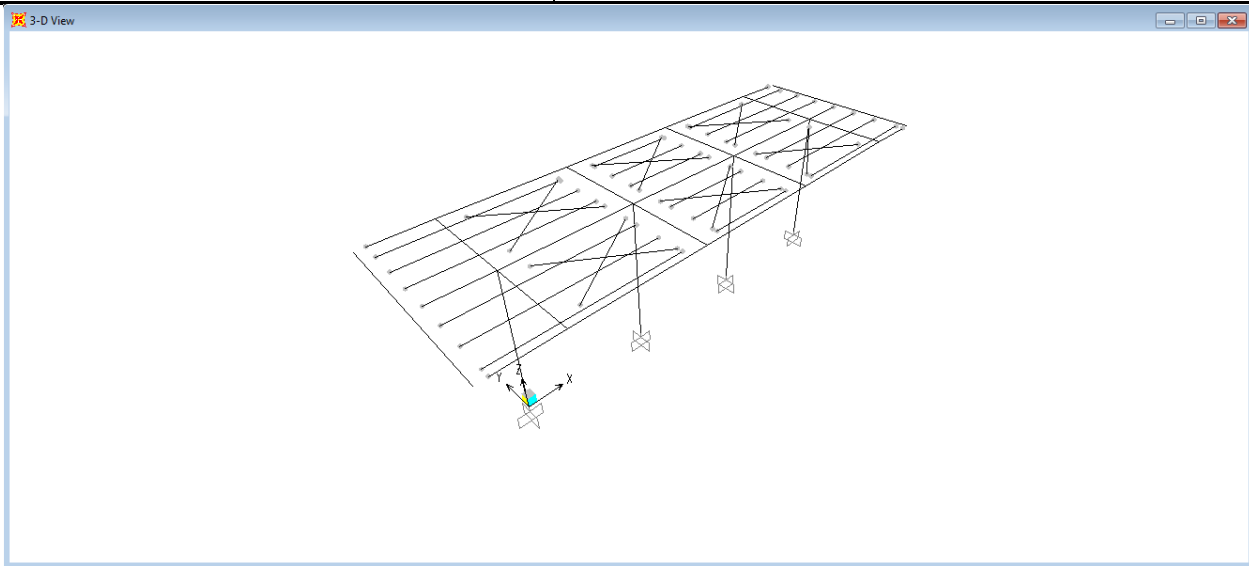
Nelle figure seguenti si riportano alcune immagini rappresentative del modello geometrico della struttura:



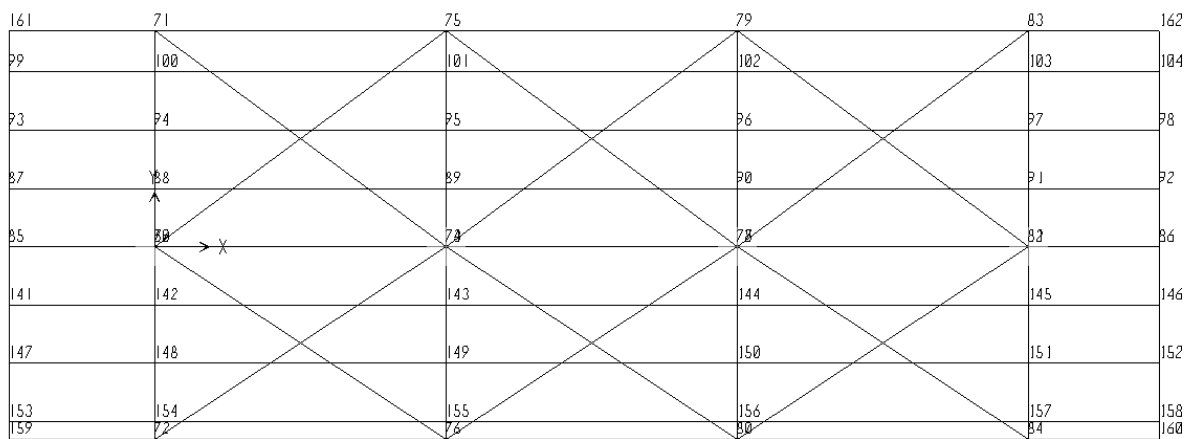
*Figura 4 – Vista assonometrica*



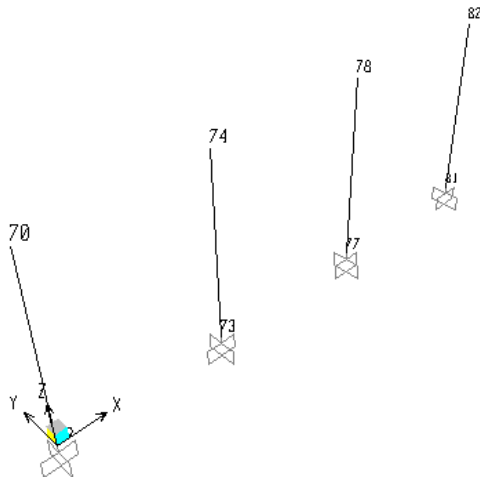
*Figura 5 – Vista in pianta*



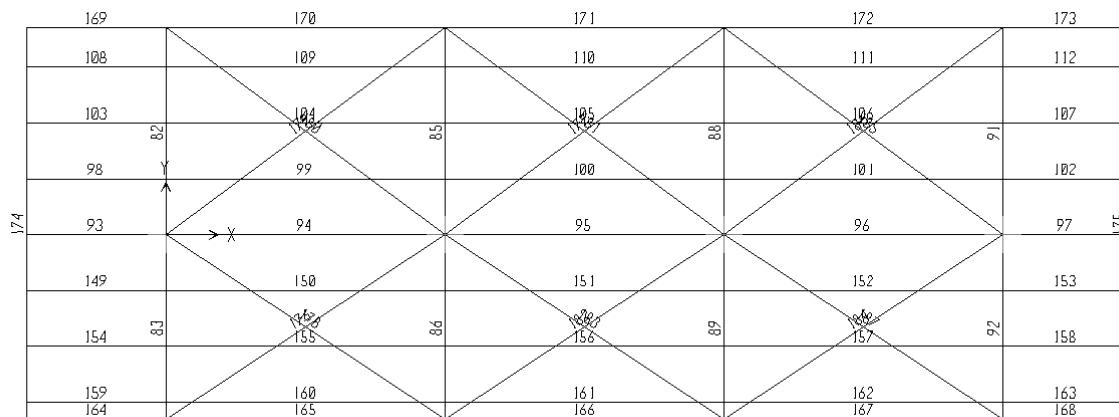
*Figura 6 – Vincoli interni*



*Figura 7 – Numerazione nodi di copertura*



*Figura 8 – Numerazione nodi di pilastri*

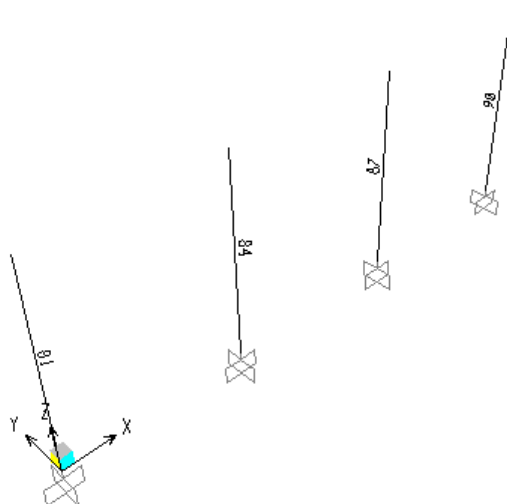


*Figura 9 – Numerazione aste di copertura*

OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D.44	CLFV1400001	A	21 di 99



*Figura 10 – Numerazione aste dei pilastri*

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p><b>PROGETTO DEFINITIVO</b></p> <p><b>RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA</b></p> <p><b>TRATTA PIADENA-MANTOVA</b></p>					
	<p>OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA</p> <p><b>NM25</b></p>	<p>LOTTO</p> <p>03</p>	<p>CODIFICA</p> <p>D 44</p>	<p>DOCUMENTO</p> <p>CLFV1400001</p>	<p>REV.</p> <p>A</p>

## 6.4 Analisi dei carichi

Si riportano di seguito i carichi utilizzati per il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche delle sezioni della struttura in esame.

### 6.4.1 *Peso proprio della struttura*

Le sollecitazioni indotte dal peso della struttura sono valutate automaticamente dal programma a partire dal peso specifico dell'acciaio assunto pari a  $7850 \text{ kg/m}^3$ .

(CONDIZIONE PESO-PROPRIO)

### 6.4.2 *Carichi permanenti non strutturali*

Peso permanenti portati dal solaio di copertura della pensilina sono stati valutati assumendo cautelativamente:  $p=1.20 \text{ N/m}^2$

(CONDIZIONE COPERTURA)

### 6.4.3 *Carichi variabili*

Il carico variabile di manutenzione agente sulla copertura della pensilina è  $q=0.5 \text{ KN/m}^2$  (categoria H1).

(CONDIZIONE CARICHI\_VARIABILI)

### 6.4.4 *Azione termica*

Si applica la variazione uniforme della temperatura di  $\pm 25^\circ$  alle membrature in acciaio

Il coefficiente di dilatazione termica vale  $\alpha=0.00001$

(CONDIZIONE TEMPERATURA)

### 6.4.5 *Carico della neve sulla copertura*

Le azioni della neve sono definite al capitolo 3.4 delle NTC2018. Il carico provocato dalla neve sulle coperture è definito dall'espressione seguente:

$$q_s = \mu_i \times C_e \times C_t \times q_{sk}$$

dove:

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA</b> <b>TRATTA PIADENA-MANTOVA</b>					
	OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE  RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA <b>NM25</b>	LOTTO 03	CODIFICA D 44	DOCUMENTO CLFV1400001	REV. A

$\mu_i$  - Coefficiente di forma della copertura;

$C_e$  - Coefficiente di esposizione;

$C_t$  - Coefficiente termico;

$q_{sk}$  - Valore di riferimento del carico neve al suolo.

Il coefficiente di forma  $\mu_i$ , avendo la falda un'inclinazione nulla rispetto all'orizzontale, risulta essere pari a 0.8.

Per un altitudine pari a circa 40 m s.l.m., si ottiene  $q_{sk}$  uguale a 1.00 kN/m<sup>2</sup>.

Ponendo coefficiente di esposizione  $C_e = 1$  e il coefficiente termico  $C_t = 1$ , ne deriva un carico neve in copertura pari a:

$$q_s = 0.8 \times 1.0 \times 1 \times 1 = 0.8 \text{ kN/m}^2$$

(CONDIZIONE NEVE)

#### 6.4.6 Azione del vento

### **AZIONE DEL VENTO PAR. 3.3 NTC18**

#### **DEFINIZIONE DEI DATI**

##### **zona:**

1) Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)



##### **Classe di rugosità del terreno:**

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....)

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

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

**a<sub>s</sub>** (altitudine sul livello del mare della costruzione):

40 [m]

**Distanza dalla costa**

150 [km]

**T<sub>R</sub>** (Tempo di ritorno):

50 [anni]

**Categoria di esposizione**

II

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

ZONA 6					
	costa		500m		
	mare				
	2 km	10 km	30 km		
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

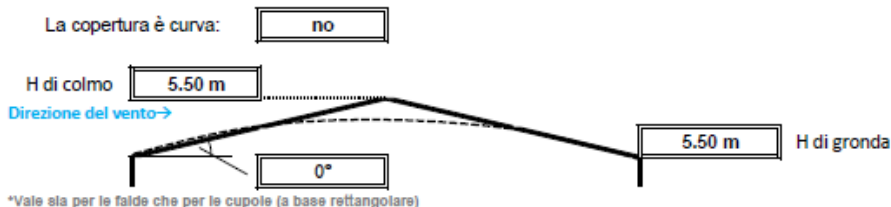
ZONE 7,8			
	costa		
	mare		
	1,5 km	0,5 km	
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8			

ZONA 9		
	costa	
	mare	
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I



Altezza del colmo della copertura, rispetto al suolo e inclinazione della falda sopravvento

E' consigliabile calcolare la pressione del vento per ogni facciata del fabbricato modificando i parametri per ogni caso. Nel caso di studio su prospetto di timpano, la valutazione della pressione del vento si conduce come se la copertura fosse piana e la parete alta fino alla linea di colmo. Nel caso di coperture a padiglione, la valutazione delle pressioni si esegue su ogni facciata del fabbricato utilizzando di volta in volta l'angolo della falda investito dal vento. Nel caso di coperture curve, si deve inserire l'angolo della retta tangente al bordo della copertura, in sostanza l'angolo di attacco della copertura. (per cupole a tutto sesto l'angolo è di 90°, per cupole a sesto ribassato è minore di 90°). Nel caso di studio su prospetto piano l'analisi si conduce come su prospetto di timpano. Si osserva che oltre alle pressioni andrebbe considerata anche la forza tangenziale esercitata dal vento sul fabbricato. Generalmente essa si trascura, è necessaria modellarla solo per grandi coperture piane ad esempio: coperture di grandi capannoni industriali. Il foglio di calcolo è utilizzabile per fabbricati a base rettangolare.



CALCOLO VELOCITA' DI RIFERIMENTO DEL VENTO §3.3.2.

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_s$	$C_a$
1	25	1000	0.4	1.000

CALCOLO VELOCITA' DI RIFERIMENTO DEL VENTO §3.3.2.

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_s$	$C_a$
1	25	1000	0.4	1.000

$$v_b = v_{b,0} \cdot ca$$

ca = 1 per  $a_s \leq a_0$   
ca = 1 +  $k_s (a_s/a_0 - 1)$  per  $a_0 < a_s \leq 1500$  m

$v_b$  (velocità base di riferimento) 25.00 m/s

$$v_r = v_b \cdot cr$$

Cr coefficiente di ritorno 1.00  
 $v_r$  (velocità di riferimento) 25.02 m/s

PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO §3.3.6.

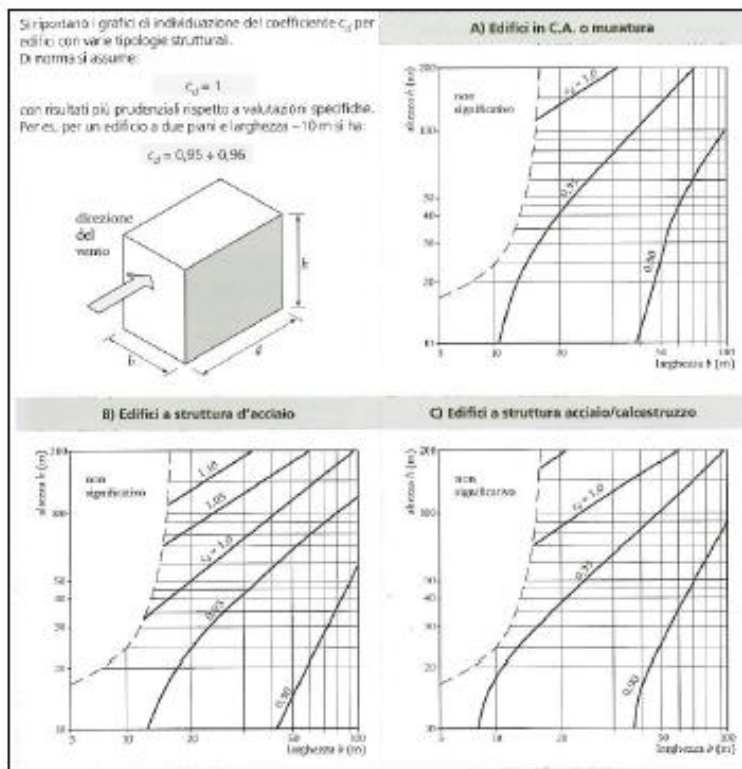
$q_r$  (pressione cinetica di riferimento [N/mq])  
 $q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2$  ( $\rho = 1,25$  kg/m<sup>3</sup>)  
Pressione cinetica di riferimento  $q_r$  391.20 [N/m<sup>2</sup>]

CALCOLO DEI COEFFICIENTI

Coefficiente dinamico [§3.3.8]

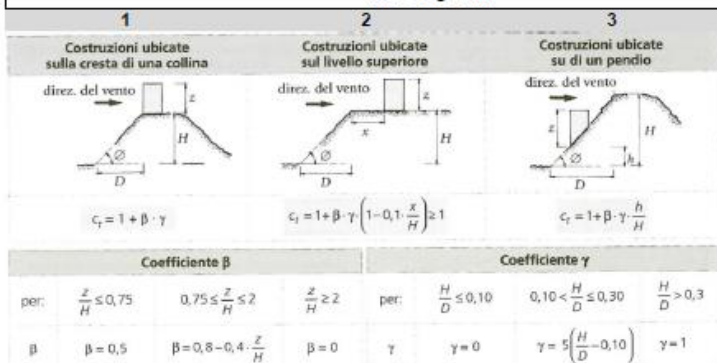
$c_d$

Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.



**Coefficiente Topografico (Orografico)**

Il coefficiente topografico si assume di norma uguale ad 1, sia per zone pianeggianti, ondulate, collinose e montane. Nel caso di costruzioni che sorgono presso la sommità di colline o pendii isolati si procede nel modo seguente:



Caso selezionato:

Condizione non isolata

Il coefficiente topografico vale:  $c_t = 1,00$

**Coefficiente di esposizione [§3.3.7]**

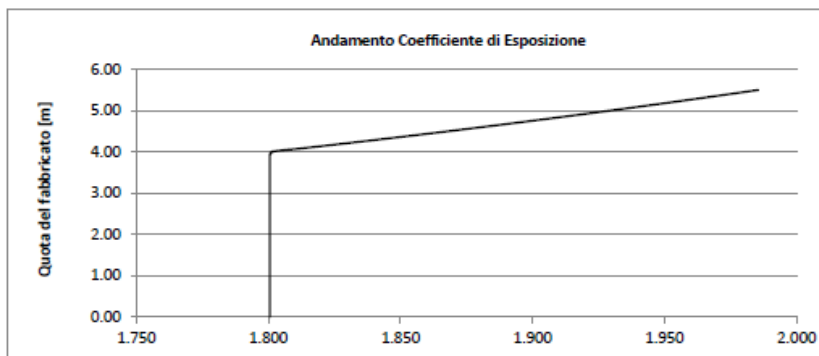
Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito (e quindi dalla classe di rugosità del terreno) ove sorge la costruzione; per altezze non maggiori di  $z=200\text{m}$  valgono le seguenti espressioni

$$c_e(z) = k_r \cdot c_s \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_s \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

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

$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{\min}$ [m]
0.19	0.05	4.00

Coefficiente di esposizione minimo	$c_{e,\min}$	1.80	$z < 4.00$
Coefficiente di esposizione alla gronda	$c_{e,\text{gronda}}$	1.99	$z = 5.50$
Coefficiente di esposizione al colmo	$c_{e,\text{colmo}}$	1.99	$z = 5.50$



**6.4.6.1 Superfici orizzontali parallele al binario**

**Tettoia ad uno spiovente**

Configurazione più svantaggiosa

Configurazione A

(1) parete sopravvento	$C_D$	0.00
(2) copertura sopravvento	$C_D$	1.24
(3) copertura sottovento	$C_D$	0.00
(4) parete sottovento	$C_D$	0.00

Direzione del vento →

(2)  $c_{pe} = 1.24$



Configurazione A

(1) parete sopravvento	$C_D$	0.00
(2) copertura sopravvento	$C_D$	-1.24
(3) copertura sottovento	$C_D$	0.00
(4) parete sottovento	$C_D$	0.00

Direzione del vento →

(2)  $c_{pe} = -1.24$



Configurazione B

## PRESSIONI DEL VENTO

**Combinazione più sfavorevole per pareti e copertura:**

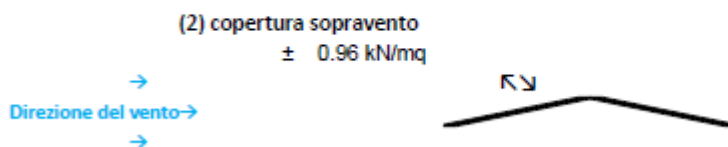
Valori massimi della pressione per ogni elemento

$$p \text{ (pressione del vento)} = q_s \cdot c_d \cdot c_t \cdot c_e \cdot c_p$$

$c_d$  (coefficiente dinamico)     $c_t$  (coefficiente topografico)     $c_e$  (coefficiente di esposizione)

$c_p$  (coefficiente di forma)

	$p$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$c_d$	$c_t$	$c_e$	$c_p$	$P$ [kN/m <sup>2</sup> ]
(1) par. sopravent.	0.391	1.00	1.00	1.985	0.00	0.00
(2) cop. sopravent.	0.391	1.00	1.00	1.985	1.24	0.96
(3) cop. sottovent.	0.391	1.00	1.00	1.985	0.00	0.00
(4) par. sottovent.	0.391	1.00	1.00	1.985	0.00	0.00



**NOTA: La somma della pressione dovuta al carico del vento ed a quello della pressione aerodinamica dei treni sulle superfici orizzontali non deve essere minore a 1.5kN/m<sup>2</sup>. (§5.2.3.2.2 NTC2018)**

In ogni caso le azioni aerodinamiche devono essere cumulate con l'azione del vento. L'azione risultante dovrà essere maggiore di un valore minimo, funzione della velocità della linea e comunque di 1,5 kN/m<sup>2</sup> sia nella verifica agli SLE (combinazione caratteristica) sia nella verifica agli SLU con  $\gamma_Q = 1,00$  e  $\gamma_G = 1,00$ .

Nel caso specifico si ha:

$$p = 0.391 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.985 \times 1.24 = 0.96$$

$$p + q_{3k} = 0.96 + 0.41 = 1.37 \text{ kN/m}^2$$

La pressione sulle superfici orizzontali dovuta al carico del vento è stata incrementata a  $p = 1.09 \text{ kN/m}^2$

### 6.4.6.2 Superfici verticali parallele al binario

#### 6.4.6.2.1 Carico di vento agente sulla fascia perimetrale

Nel caso in esame la fascia perimetrale della pensilina può essere assimilata a una trave a parete piena. In base al punto C3.3.10.4.1 il coefficiente di forma  $c_p$  si determina in base la parametro

$$\phi = S_p/S = 1 \rightarrow c_p = 2.4 - 1 = 1.4$$

La pressione del vento sulla fascia perimetrale di copertura vale dunque:

$$p = 0.391 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.985 \times 1.4 = 1.09 \text{ kN/m}^2$$

A favore di sicurezza, l'altezza della fascia si assume essere pari a 0.8m. Nello specifico si ha:

$$p_1 = p \times h_{\text{fascia perimetrale}} = 1.09 \times 0.8 = 0.87 \text{ kN/m}$$

#### 6.4.6.2.2 Carico di vento agente sui pilastri HEB360/450

Nel caso specifico si esamina una trave a parete piena. In base al punto C3.3.10.4.1 il coefficiente di forma  $c_p$  si determina in base al parametro

$$\phi = S_p/S = 1 \rightarrow c_p = 2.4 - 1 = 1.4$$

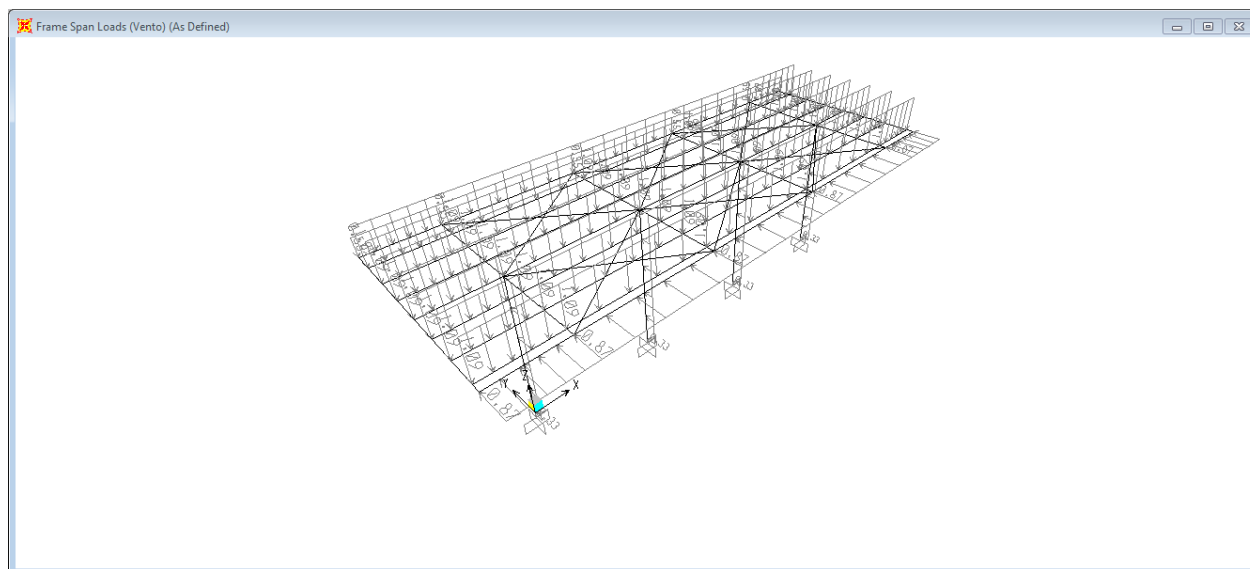
La pressione del vento sui montanti HEB360/450 vale dunque:

$$p = 0.391 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.985 \times 1.4 = 1.09 \text{ kN/m}^2$$

La larghezza dei profili HEB360 ed HEB450 è pari a 0.3m.

Nello specifico si ha:

$$p_2 = p \times b_{\text{HEB}} = 1.09 \times 0.3 = 0.33 \text{ kN/m}$$

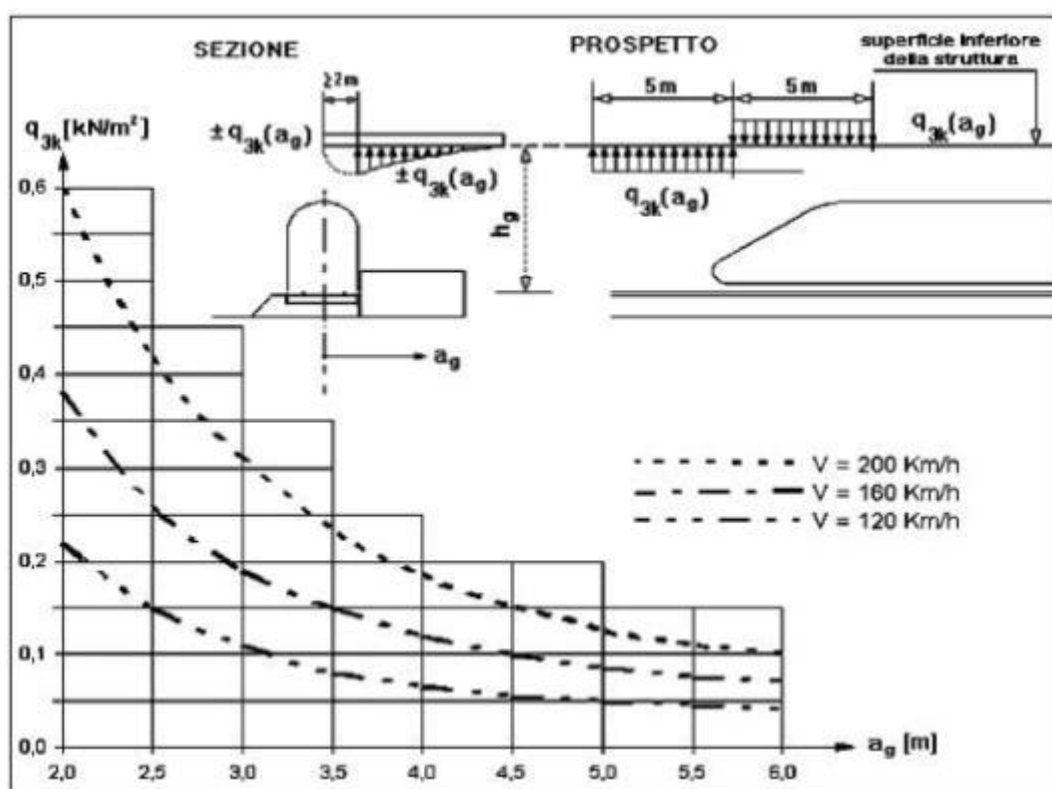


(CONDIZIONE VENTO)

### 6.4.7 Pressione aerodinamica dovuta al passaggio dei treni

#### 6.4.7.1 Superfici orizzontali parallele al binario

I valori caratteristici dell'azione  $\pm q_{3k}$ , relativi a superfici orizzontali adiacenti al binario sono forniti al punto 5.2.2.7 delle NTC. In particolare per superfici orizzontali poste in adiacenza al binario vale la figura 5.2.10



Se la distanza  $h_G$  supera i 3.80 m l'azione  $q_{3k}$  può essere ridotta del fattore  $k_3$ :

$$k_3 = (7.5 - h_G) / 3.7 = (7.5 - 4.95) / 3.7 = 0.68$$

Nel caso in esame assumendo per sicurezza una velocità pari a 200 km/h e una distanza pari  $a_g$  2 metri si ottiene una pressione pari a  $q_{3k} = 0.68 \times 0.60 = 0.41 \text{ kN/m}^2$

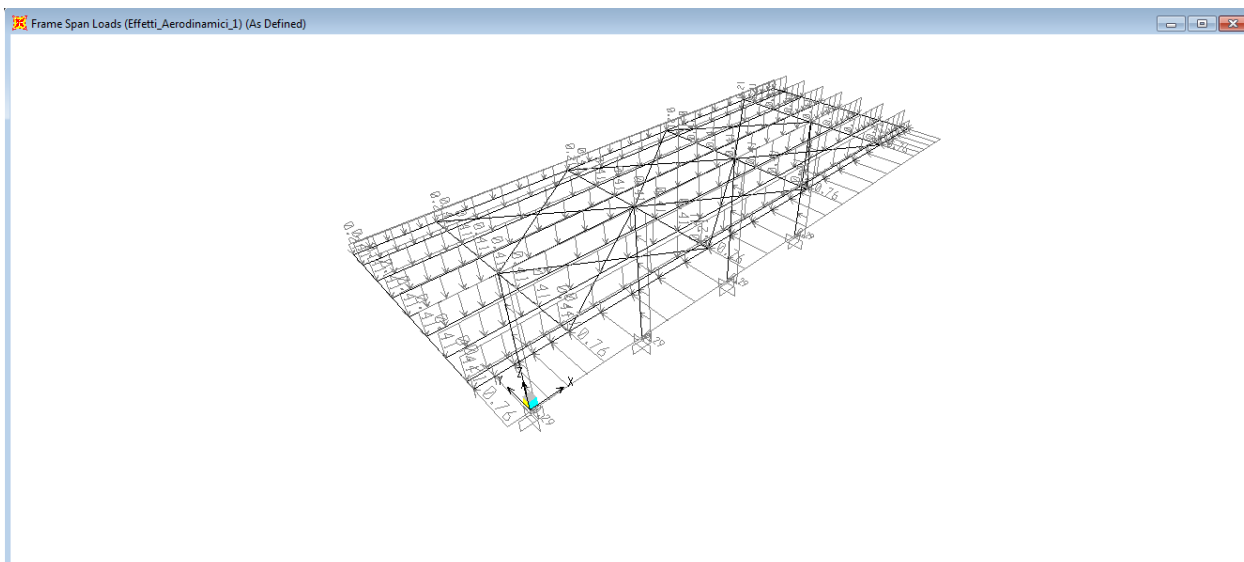
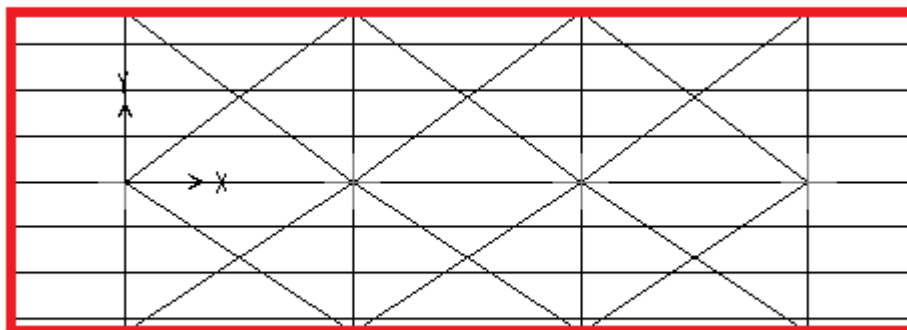
La misura assunta per la distanza tra pensilina e convoglio viene assunta a favore di sicurezza pari a 2 metri che rappresenta il valore al quale corrisponde la massima pressione.

Tali pressioni sono state considerate nel modello come carichi lineari applicati ai telai, coerentemente con le aree di influenza di ciascun telaio.

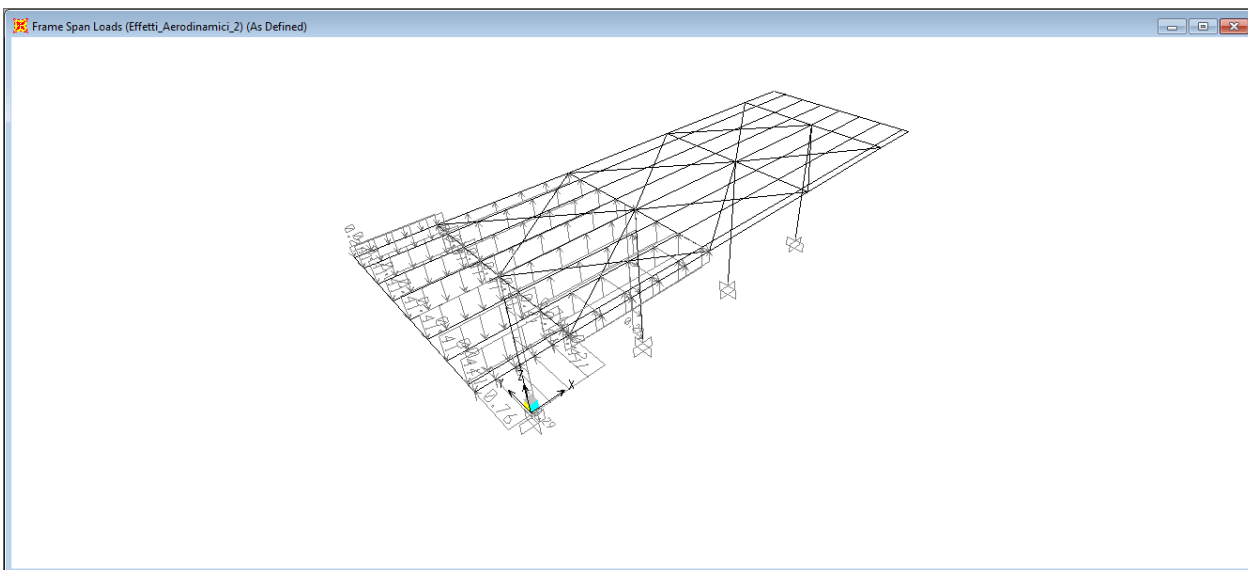
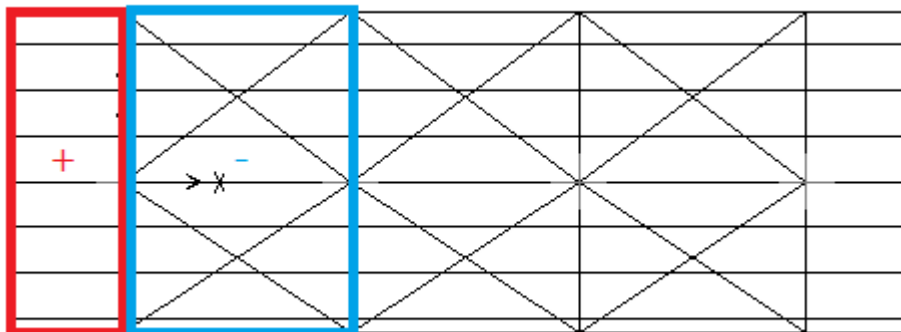
Sono state considerate differenti distribuzioni di pressione aerodinamica sugli elementi strutturali, ciascuna corrispondente ad una particolare configurazione del traffico ferroviario ai lati della pensilina.

Nello specifico, sono stati individuati n° 4 casi (- depressione, + pressione):

- Condizione di carico 1: (EFFETTI\_AERODINAMICI\_1) – Pressione applicata lungo tutto lo sviluppo della pensilina cautelativamente.

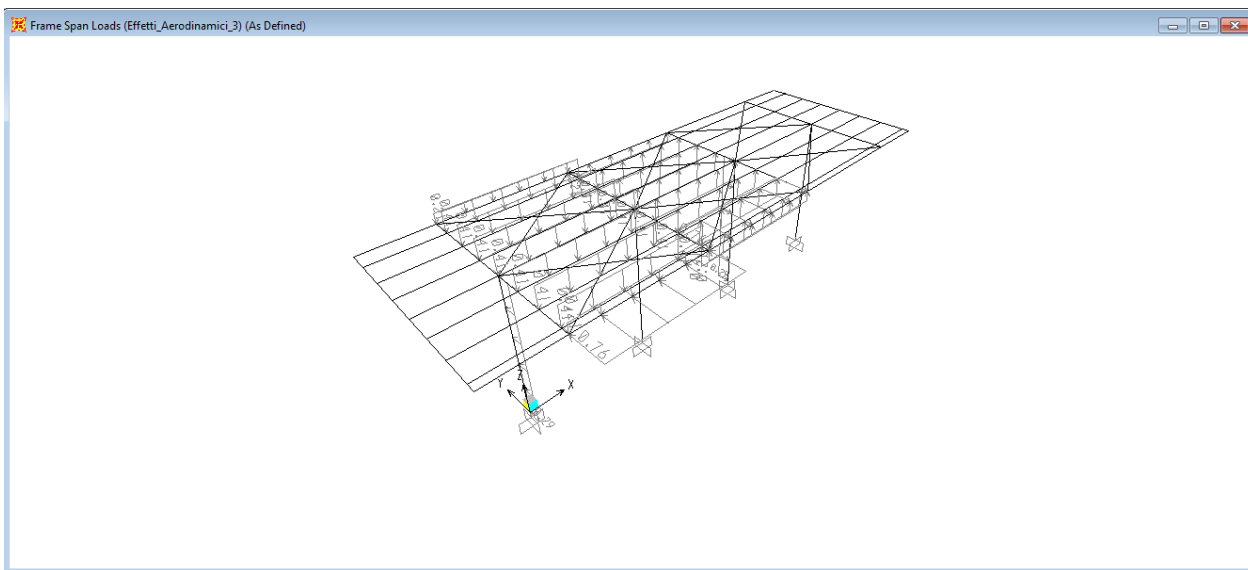
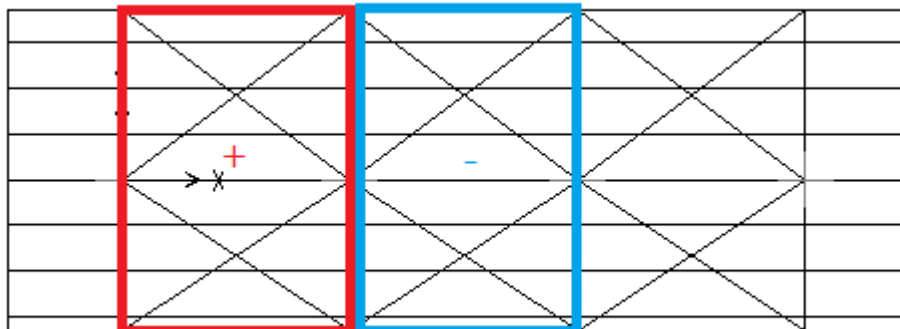


- Condizione di carico 2: (EFFETTI\_AERODINAMICI\_2)

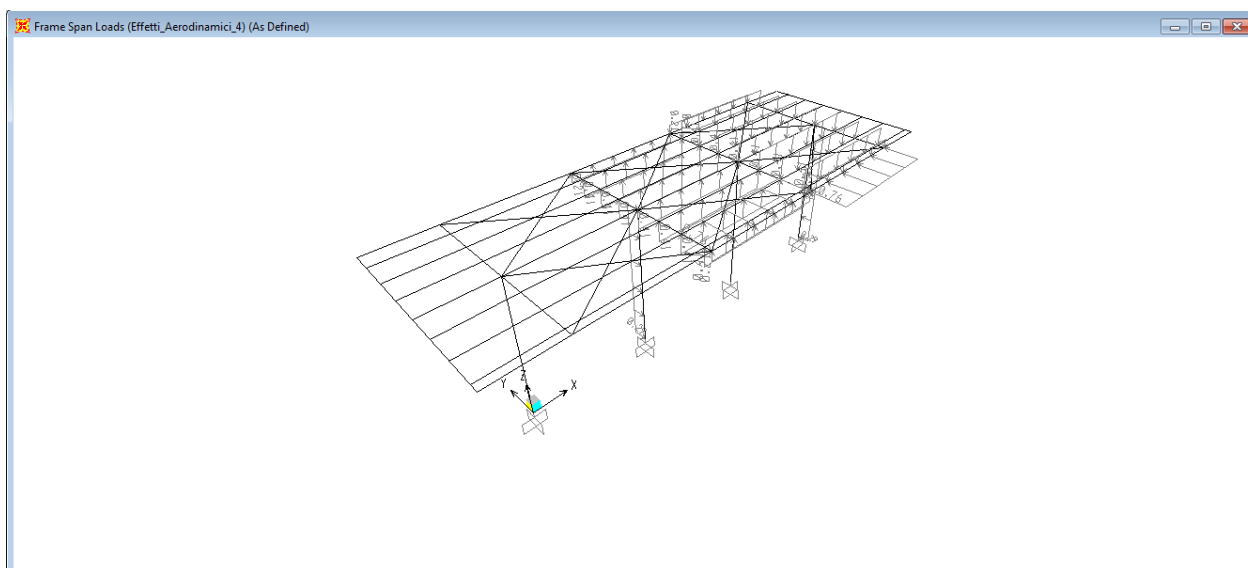
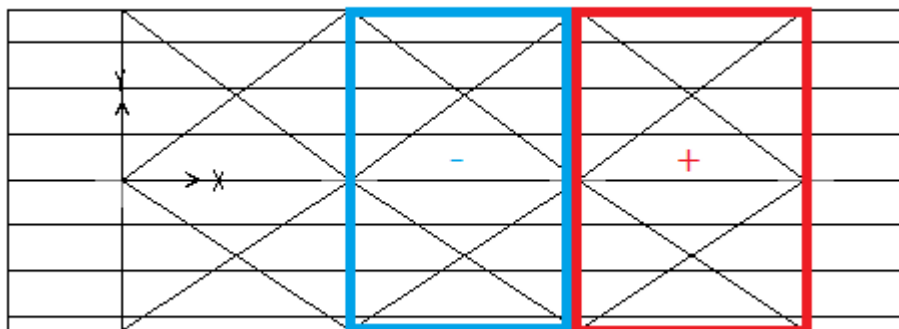




- Condizione di carico 3: (EFFETTI\_AERODINAMICI\_3)

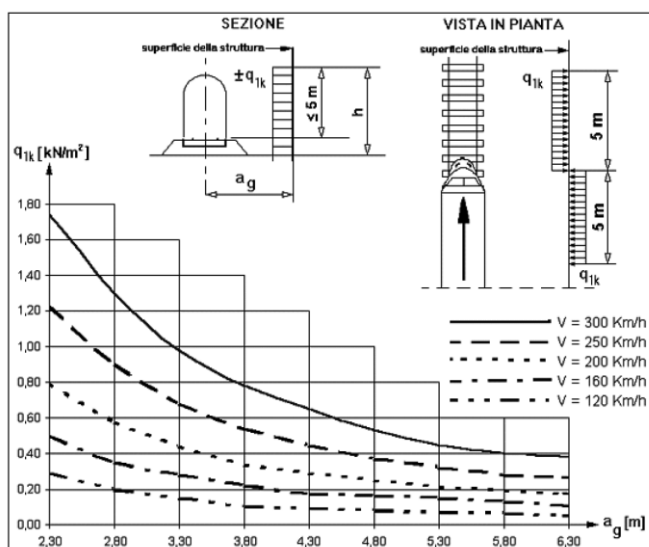


- Condizione di carico 4: (EFFETTI\_AERODINAMICI\_4)



### 6.4.7.2 Superfici verticali parallele al binario

I valori caratteristici dell'azione  $\pm q_{1k}$  relativi a superfici verticali parallele al binario sono forniti nella figura seguente, in funzione della distanza  $a_g$  dall'asse del binario più vicino.



Nel caso in esame assumendo per sicurezza una velocità pari a 200 km/h e una distanza pari  $a_g = 2\text{m}$  si ottiene:

$$q_{1k} = 0.80 \text{ kN/m}^2$$

Il suddetto valore è relativo a treni con forme aerodinamiche sfavorevoli; per i casi di forme aerodinamiche favorevoli, questi valori dovranno essere corretti per mezzo del fattore  $k_1$ , ove:

$k_1 = 0.85$  per convogli formati da carrozze con sagoma arrotondata;

$k_1 = 0.60$  per treni aerodinamici.

Nel caso in esame si assume conservativamente  $k_1 = 0.85$ .

Se l'altezza di un elemento strutturale (o parte della sua superficie di influenza) è  $\leq 1.0\text{ m}$  o se la larghezza è  $\leq 2.50\text{ m}$ , l'azione  $q_{1k}$  deve essere incrementata del fattore  $k_2 = 1.3$ .

Nel caso in esame l'altezza dei pilastri è  $> 2.50\text{ m}$ , quindi l'azione  $q_{1k}$  non v'è essere incrementata del fattore  $k_2$ .

Complessivamente si ottiene quindi:

$$q_{1k} = 0.80 \times 0.85 = 0.68 \text{ kN/m}^2$$

#### 6.4.7.2.1 Pressione aerodinamica agente sulla fascia perimetrale

La pressione aerodinamica sulla fascia perimetrale si calcola con la variante del coefficiente di forma.

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p><b>PROGETTO DEFINITIVO</b></p> <p><b>RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA</b></p> <p><b>TRATTA PIADENA-MANTOVA</b></p>					
	<p>OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA</p> <p><b>NM25</b></p>	<p>LOTTO</p> <p>03</p>	<p>CODIFICA</p> <p>D.44</p>	<p>DOCUMENTO</p> <p>CLFV1400001</p>	<p>REV.</p> <p>A</p>

Nel caso in esame la fascia perimetrale della pensilina può essere assimilata a una trave a parete piena. In base al punto C3.3.10.4.1 il coefficiente di forma  $c_p$  si determina in base al parametro

$$\phi = S_p/S = 1 \rightarrow c_p = 2.4 - 1 = 1.4$$

La pressione aerodinamica sulla fascia perimetrale di copertura vale dunque:

$$q_1 = 0.68 \times 1.4 = 0.95 \text{ kN/m}^2$$

A favore di sicurezza, l'altezza della fascia si assume essere pari a 0.8m. Nello specifico si ha:

$$q_1' = q_1 \times h_{\text{fascia perimetrale}} = 0.95 \times 0.8 = 0.76 \text{ kN/m}$$

#### **6.4.7.2.2 Carico di vento agente sui pilastri HEB360/450**

Nel caso specifico si esamina una trave a parete piena. In base al punto C3.3.10.4.1 il coefficiente di forma  $c_p$  si determina in base al parametro

$$\phi = S_p/S = 1 \rightarrow c_p = 2.4 - 1 = 1.4$$

La pressione aerodinamica sui pilastri è dunque pari a:

$$q_1 = 0.68 \times 1.4 = 0.95 \text{ kN/m}^2$$

La larghezza dei profili HEB360 ed HEB450 è pari a 0.3m.

Nello specifico si ha:

$$q_1'' = q_1 \times b_{\text{HEB}} = 0.95 \times 0.3 = 0.29 \text{ kN/m}$$

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p><b>PROGETTO DEFINITIVO</b></p> <p><b>RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA</b></p> <p><b>TRATTA PIADENA-MANTOVA</b></p>					
	<p>OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA</p> <p><b>NM25</b></p>	<p>LOTTO</p> <p>03</p>	<p>CODIFICA</p> <p>D 44</p>	<p>DOCUMENTO</p> <p>CLFV1400001</p>	<p>REV.</p> <p>A</p>

#### 6.4.8 Carichi di pali TE (Tensione Elettrica)

##### 6.4.8.1 Carichi caratteristici alla base delle paline TE che insistono sui pilastri della pensilina:

$$N_{TE} = 18.5 \text{ kN (CONDIZIONE Nte)}$$

$$V_{TE,tras} = 12 \text{ kN}; M_{TE,tras} = 54 \text{ kN.m (CONDIZIONE V1te)}$$

$$V_{TE,long} = 3 \text{ kN}; M_{TE,long} = 5 \text{ kN.m (CONDIZIONE V2te)}$$

Le forze sono ubicate nel punto superiore del pilastro maggiormente sollecitato a favore di sicurezza.

##### 6.4.8.2 Rottura della catenaria

Si dovrà considerare l'eventualità che si verifichi la rottura della catenaria nel punto più sfavorevole per la struttura. La forza trasmessa alla struttura in conseguenza di un simile evento si considererà come una forza di natura statica agente in direzione parallela all'asse dei binari, di intensità pari a 20kN e applicata sui sostegni alla quota del filo.

Il carico trasmesso alla struttura, dalla rottura della catenaria, è di natura eccezionale.

La forza è ubicata nel punto superiore del pilastro maggiormente sollecitato a favore di sicurezza.

(ROTTURA\_CATENARIA)

#### 6.4.9 Azione sismica

Sulla base di quanto riportato al paragrafo 6 si riporta nel seguito lo spettro elastico e di progetto allo SLV utilizzato per condurre l'analisi dinamica lineare della struttura. Seguono i parametri considerati nel calcolo sismico della pensilina:

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

##### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_R$	0.100 g
$F_0$	2.591
$T_C$	0.309 s
$S_S$	1.500
$C_C$	1.547
$S_T$	1.000
$q$	1.000

##### Parametri dipendenti

$S$	1.500
$\eta$	1.000
$T_B$	0.159 s
$T_C$	0.478 s
$T_D$	2.000 s

##### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.150
$T_B \leftarrow$	0.159	0.389
$T_C \leftarrow$	0.478	0.389
	0.551	0.337
	0.623	0.298
	0.696	0.267
	0.768	0.242
	0.840	0.221
	0.913	0.204
	0.985	0.189
	1.058	0.176
	1.130	0.164
	1.203	0.154
	1.275	0.146
	1.348	0.138
	1.420	0.131

**Espressioni dei parametri dipendenti**

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

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

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

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

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

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

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

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

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

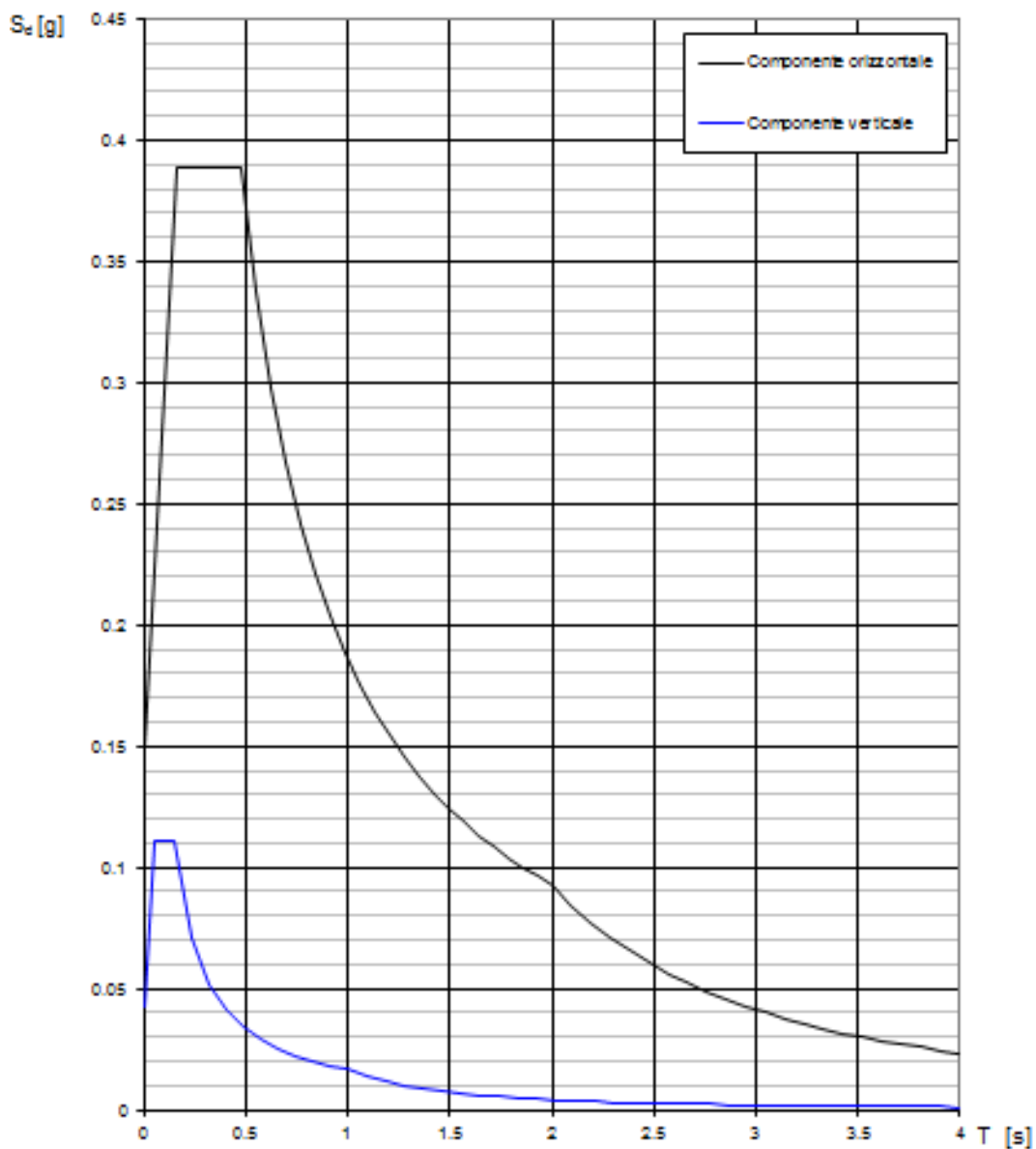
$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

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

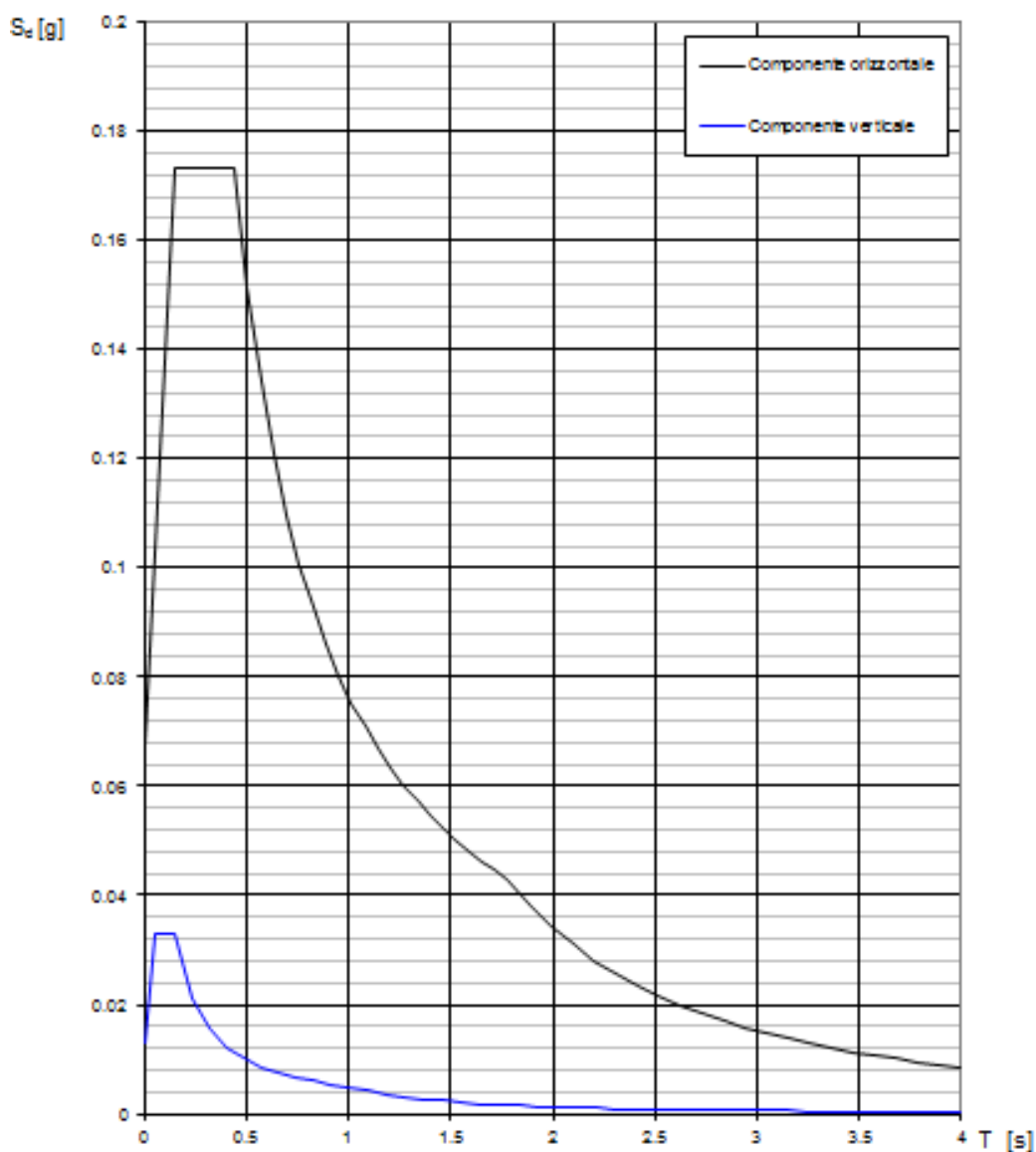
1.493	0.124
1.565	0.119
1.638	0.113
1.710	0.109
1.783	0.104
1.855	0.100
1.928	0.096
2.000	0.093
2.095	0.085
2.190	0.077
2.286	0.071
2.381	0.066
2.476	0.061
2.571	0.056
2.667	0.052
2.762	0.049
2.857	0.046
2.952	0.043
3.048	0.040
3.143	0.038
3.238	0.035
3.333	0.033
3.429	0.032
3.524	0.030
3.619	0.028
3.714	0.027
3.810	0.026
3.905	0.024
4.000	0.023

$T_D \leftarrow$

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

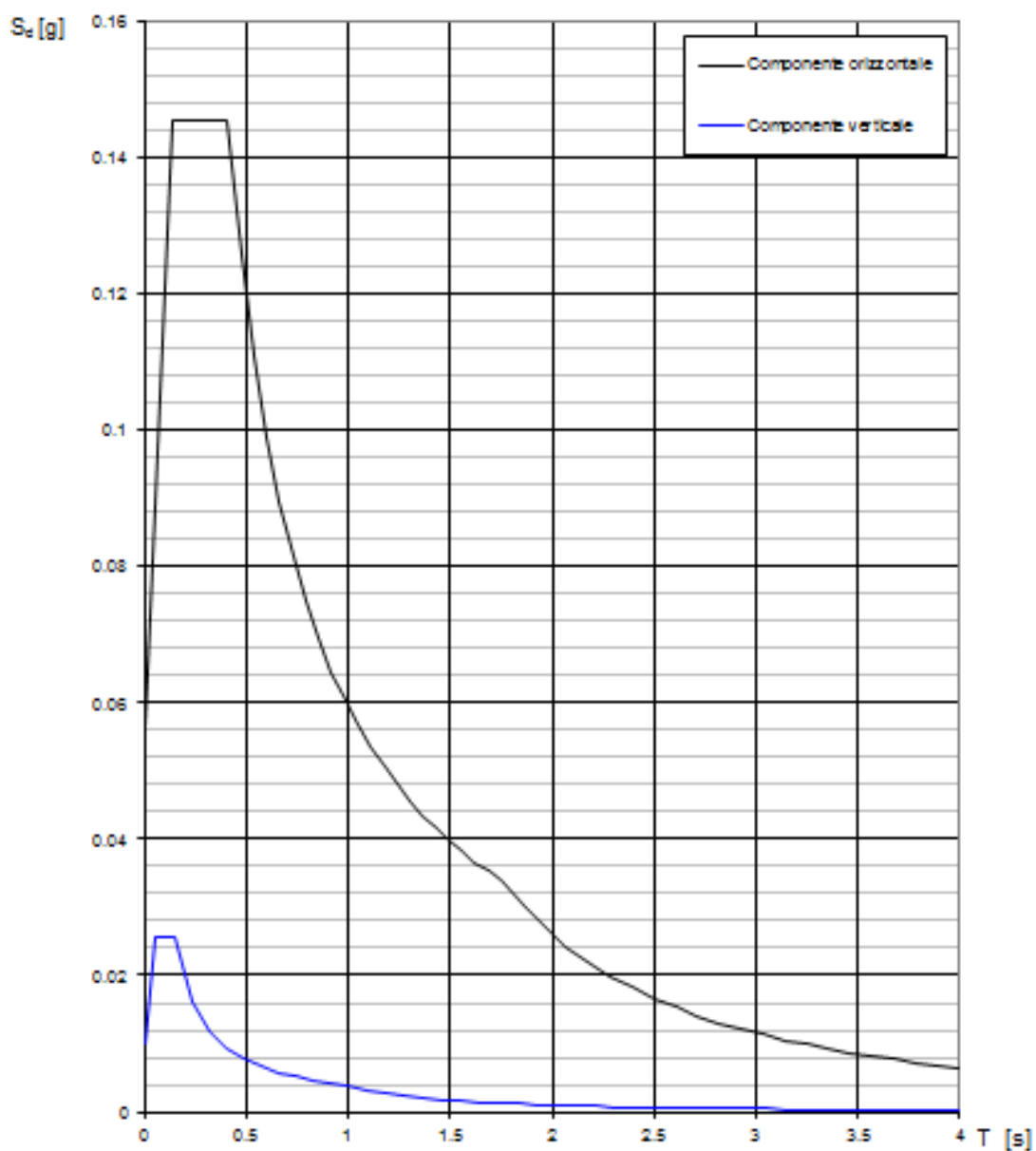


**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato lim SLD**





**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato lim SLO**



NOTA: La costruzione oggetto della presente relazione, soggetta all'azione sismica, è stata progettata considerando un comportamento strutturale in campo elastico. Il fattore di struttura utilizzato per le componenti orizzontali e verticali dell'azione sismica è pari a 1.

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p><b>PROGETTO DEFINITIVO</b></p> <p><b>RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA</b></p> <p><b>TRATTA PIADENA-MANTOVA</b></p>					
	<p>OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA</p> <p><b>NM25</b></p>	<p>LOTTO</p> <p>03</p>	<p>CODIFICA</p> <p>D.44</p>	<p>DOCUMENTO</p> <p>CLFV1400001</p>	<p>REV.</p> <p>A</p>

## 6.5 Combinazioni di carico

Ai fini della determinazione delle sollecitazioni di verifica, le azioni elementari descritte al precedente paragrafo, vanno combinate nei vari stati limite di verifica previsti (Esercizio, Stati limite Ultimo statico e Sismico) in accordo a quanto previsto al punto 2.5.3 delle NTC18, tenendo conto dell'approccio di verifica scelto; a tal fine, si riportano per maggiore chiarezza le espressioni generali dei criteri di combinazione delle azioni definiti al 2.5.3 delle DM 17.01.18:

– Combinazione fondamentale. generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

– Combinazione caratteristica (rara). generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

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

– Combinazione frequente generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili;

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

– Combinazione quasi permanente. generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine;

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

– Combinazione sismica. impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

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

dove:

$$E = \pm 1.00 \times E_x \pm 0.30 \times E_y \pm 0.30 \times E_z \text{ oppure}$$

$$E = \pm 0.30 \times E_x \pm 1.00 \times E_y \pm 0.30 \times E_z \text{ oppure}$$

$$E = \pm 1.00 \times E_x \pm 0.30 \times E_y \pm 1.00 \times E_z$$

avendo indicato con  $E_x$ ,  $E_y$  e  $E_z$  rispettivamente le componenti orizzontali (X e Y) e verticale (Z) dell'azione sismica.

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

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

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(5)</sup>	1,00 <sup>(6)</sup>	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	$\gamma_{Ce}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione  $\Psi$  delle azioni

Azioni		$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	$gr_1$	0,80 <sup>(1)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$gr_2$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
	$gr_3$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$gr_4$	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	$F_{wk}$	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,60	0,60	0,50

<sup>(1)</sup> 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

<sup>(2)</sup> Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\Psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Tab. 2.5.I - Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6

Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Nello specifico si ha:

Gruppo	Tipo	$\gamma$	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Carichi permanenti strutturali	Permanente	1.35/1.00	1	1	1
Carichi permanenti non-strutturali	Permanente	1.5/0.8*	1	1	1
Variabile - Catenaria	Variabile	1.5	0.8	0.5	0
Temperatura	Variabile	1.5	0.6	0.5	0.5
Neve (<1000mslm)	Variabile	1.5	0.5	0.2	0
Vento	Variabile	1.5	0.6	0.5	0
Variabili-copertura (cat. H1) - Carico distribuito	Variabile	1.5	0	0	0
Variabili-Pressione aerodinamica	Variabile	1.45	0.8	0.5	0
Rottura - Catenaria	Accidentale	1	0	0	0
Sisma X-Y-Z	Sismico	1	-	-	-

\* Nel caso in cui si ha una condizione di sottovento si è ipotizzato un coefficiente di sicurezza del carico NON-STRUTT pari ad 0.8 anziché 0, ipotizzando che l'assenza della superficie riduca il carico di sottovento a valori trascurabili.

Nello specifico si ha:

<b>Condizione di carico</b>	<b>Tipo</b>
MODAL	LinModal
PESO_PROPRIO	LinStatic
COPERTURA	LinStatic
CARICHI_VARIABILI	LinStatic
NTE	LinStatic
V1TE	LinStatic
V2TE	LinStatic
ROTTURA_CATENARIA	LinStatic
EFFETTI_AERODINAMICI_1	LinStatic
EFFETTI_AERODINAMICI_2	LinStatic
EFFETTI_AERODINAMICI_3	LinStatic
EFFETTI_AERODINAMICI_4	LinStatic
NEVE	LinStatic
VENTO	LinStatic
SLV_U1	LinRespSpec
SLV_U2	LinRespSpec
SLV_U3	LinRespSpec
SLD_U1	LinRespSpec
SLD_U2	LinRespSpec
SLD_U3	LinRespSpec
TEMPERATURA	LinStatic









RELAZIONE DI CALCOLO

SLE_R_16	γ	1	0.8	1							1
	ψ	1	1	-1							-0.6
SLE_R_17	γ	1	0.8	1							1
	ψ	1	1	-1							0.6
SLE_R_18	γ	1	1	1	1						1
	ψ	1	1	1	0.8						-0.6
SLE_R_19	γ	1	1	1	1	1					1
	ψ	1	1	1	0.8						0.6
SLE_R_20	γ	1	1	1		1					1
	ψ	1	1	1		0.8					-0.6
SLE_R_21	γ	1	1	1		1					1
	ψ	1	1	1		0.8					0.6
SLE_R_22	γ	1	1	1			1				1
	ψ	1	1	1			0.8				-0.6
SLE_R_23	γ	1	1	1			1				1
	ψ	1	1	1			0.8				0.6
SLE_R_24	γ	1	1	1				1			1
	ψ	1	1	1				0.8			-0.6
SLE_R_25	γ	1	1	1				1			1
	ψ	1	1	1				0.8			0.6
SLE_R_26	γ	1	0.8	1	1						1
	ψ	1	1	-1	0.8						-0.6
SLE_R_27	γ	1	0.8	1	1						1
	ψ	1	1	-1	0.8						0.6
SLE_R_28	γ	1	0.8	1		1					1
	ψ	1	1	-1		0.8					-0.6
SLE_R_29	γ	1	0.8	1		1					1
	ψ	1	1	-1		0.8					0.6
SLE_R_30	γ	1	0.8	1			1				1
	ψ	1	1	-1			0.8				-0.6
SLE_R_31	γ	1	0.8	1			1				1
	ψ	1	1	-1			0.8				0.6
SLE_R_32	γ	1	0.8	1				1			1
	ψ	1	1	-1				0.8			-0.6
SLE_R_33	γ	1	0.8	1				1			1
	ψ	1	1	-1				0.8			0.6
SLE_R_34	γ	1	1	1	1	1					1
	ψ	1	1	0.5	0.6	1					-0.6
SLE_R_35	γ	1	1	1	1		1				1
	ψ	1	1	0.5	0.6		1				-0.6
SLE_R_36	γ	1	1	1	1			1			1
	ψ	1	1	0.5	0.6			1			-0.6
SLE_R_37	γ	1	1	1	1				1		1
	ψ	1	1	0.5	0.6				1		-0.6
SLE_R_38	γ	1	1	1	1					1	1
	ψ	1	1	0.5	0.6					1	-0.6
SLE_R_39	γ	1	1	1	1	1					1
	ψ	1	1	0.5	0.6	0.8					-0.6
SLE_R_40	γ	1	1	1	1		1				1
	ψ	1	1	0.5	0.6		0.8				-0.6
SLE_R_41	γ	1	1	1	1			1			1
	ψ	1	1	0.5	0.6			0.8			-0.6
SLE_R_42	γ	1	1	1	1				1	1	1
	ψ	1	1	0.5	0.6				0.8	1	-0.6
SLE_R_43	γ	1	1	1							1
	ψ	1	1		0.6						-1
SLE_R_44	γ	1	1	1							1
	ψ	1	1		0.6						1
SLE_R_45	γ	1	0.8	1							1
	ψ	1	1	-0.6							-1
SLE_R_46	γ	1	0.8	1							1
	ψ	1	1	-0.6							1
SLE_R_47	γ	1	1	1	1	1					1
	ψ	1	1		0.6	0.8					-1
SLE_R_48	γ	1	1	1	1						1
	ψ	1	1		0.6	0.8					1
SLE_R_49	γ	1	1	1			1				1
	ψ	1	1		0.6		0.8				-1
SLE_R_50	γ	1	1	1			1				1
	ψ	1	1		0.6		0.8				1



OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 44	CLFV1400001	A	51 di 99

RELAZIONE DI CALCOLO

	γ	ψ	1	1				1	1	1								
SLD_24	γ	ψ	1	1				-0.3	0.3	-1								
SLU_63	γ	ψ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.5	1.5	1.5								
SLU_64	γ	ψ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.5	1.5	1.5								
SLU_65	γ	ψ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.5	1.5	1.5								
SLU_66	γ	ψ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.5	1.5	1.5								
SLU_67	γ	ψ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.5	1.5	1.5								
SLU_68	γ	ψ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.5	1.5	1.5								
SLU_69	γ	ψ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.5	1.5	1.5								
SLU_70	γ	ψ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.5	1.5	1.5								
SLU_71	γ	ψ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.5	1.5	1.5								
SLU_72	γ	ψ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.5	1.5	1.5								
SLU_73	γ	ψ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.5	1.5	1.5								
SLU_74	γ	ψ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.5	1.5	1.5								
SLU_75	γ	ψ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.5	1.5	1.5								
SLU_76	γ	ψ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.5	1.5	1.5								
SLU_77	γ	ψ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.5	1.5	1.5								
SLU_78	γ	ψ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.5	1.5	1.5								
ECCEZIONALE1	γ	ψ	1	1												1		
ECCEZIONALE2	γ	ψ	1	1												1		
SLO_1	γ	ψ	1	1												1	1	1
SLO_2	γ	ψ	1	1												1	1	1
SLO_3	γ	ψ	1	1												-1	0.3	0.3
SLO_4	γ	ψ	1	1												1	-0.3	0.3
SLO_5	γ	ψ	1	1												1	1	1
SLO_6	γ	ψ	1	1												1	-0.3	-0.3
SLO_7	γ	ψ	1	1												-1	-0.3	-0.3
SLO_8	γ	ψ	1	1												1	1	1
SLO_9	γ	ψ	1	1												-1	0.3	-0.3
SLO_10	γ	ψ	1	1												1	1	1
SLO_11	γ	ψ	1	1												-0.3	1	0.3
SLO_12	γ	ψ	1	1												1	1	1
SLO_13	γ	ψ	1	1												0.3	1	-0.3
SLO_14	γ	ψ	1	1												1	1	1
SLO_15	γ	ψ	1	1												-0.3	-1	-0.3
SLO_16	γ	ψ	1	1												1	1	1



## 7 RISULTATI ANALISI

### 7.1 Risultati dell'analisi modale

**TABLE: Modal Participating Mass Ratios**

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.616922	0.00126	0.00476	0.00000106	0.00126	0.00476	0.00000106	0.00636	0.00015	0.26184	0.00636	0.00015	0.26184
MODAL	Mode	2	0.546899	0.90673	0.06447	0.00002985	0.90799	0.06923	0.00003091	0.08624	0.24987	0.03715	0.09261	0.25002	0.29899
MODAL	Mode	3	0.546251	0.08822	0.64949	0.00017	0.99622	0.71872	0.0002	0.86867	0.02769	0.43297	0.96128	0.27771	0.73196
MODAL	Mode	4	0.224198	0.000004539	0.02789	0.00011	0.99622	0.74661	0.00031	0.0051	0.0000988	0.00193	0.96638	0.27772	0.73389
MODAL	Mode	5	0.209596	0.00041	0.00006992	0.000005349	0.99663	0.74668	0.00032	0.00001067	0.00012	0.00037	0.96639	0.27784	0.73426
MODAL	Mode	6	0.201919	0.00012	0.000004709	1.972E-07	0.99675	0.74668	0.00032	0.00006361	0.00008372	0.06171	0.96645	0.27793	0.79598
MODAL	Mode	7	0.196732	0.00137	0.00005143	0.000001359	0.99812	0.74674	0.00032	0.000000117	0.00079	0.00265	0.96645	0.27871	0.79862
MODAL	Mode	8	0.173694	9.589E-07	0.07285	0.00049	0.99812	0.81958	0.00081	0.0072	0.00047	0.07814	0.97365	0.27918	0.87676
MODAL	Mode	9	0.154041	4.715E-08	0.07555	0.00068	0.99812	0.89513	0.00148	0.01041	0.0004	0.06507	0.98406	0.27958	0.94183
MODAL	Mode	10	0.144047	3.643E-08	0.08926	0.00134	0.99812	0.9844	0.00282	0.01358	0.00004643	0.01463	0.99764	0.27963	0.95647

**TABLE: Modal Load Participation Ratios**

OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic
Text	Text	Text	Percent	Percent
MODAL	Acceleration	UX	100	99.9999
MODAL	Acceleration	UY	100	99.9758
MODAL	Acceleration	UZ	98.7417	69.2827

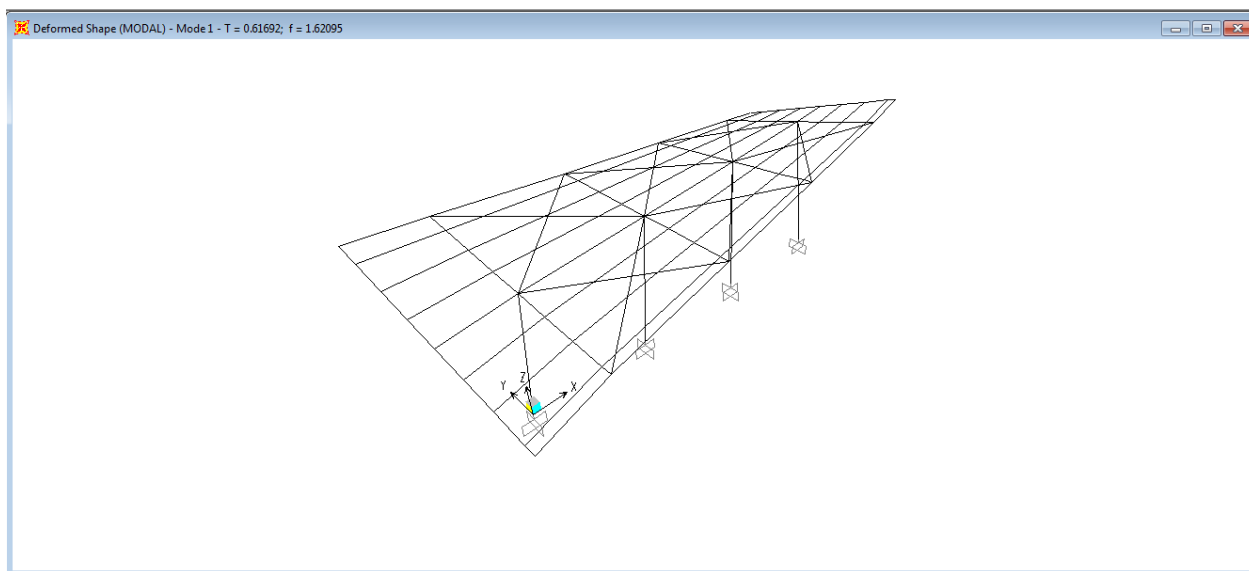


Figura 11 – Modo principale

## 7.2 Stati Limite Ultimo (SLU)

### 7.2.1 Involuppo diagrammi delle sollecitazioni di progetto

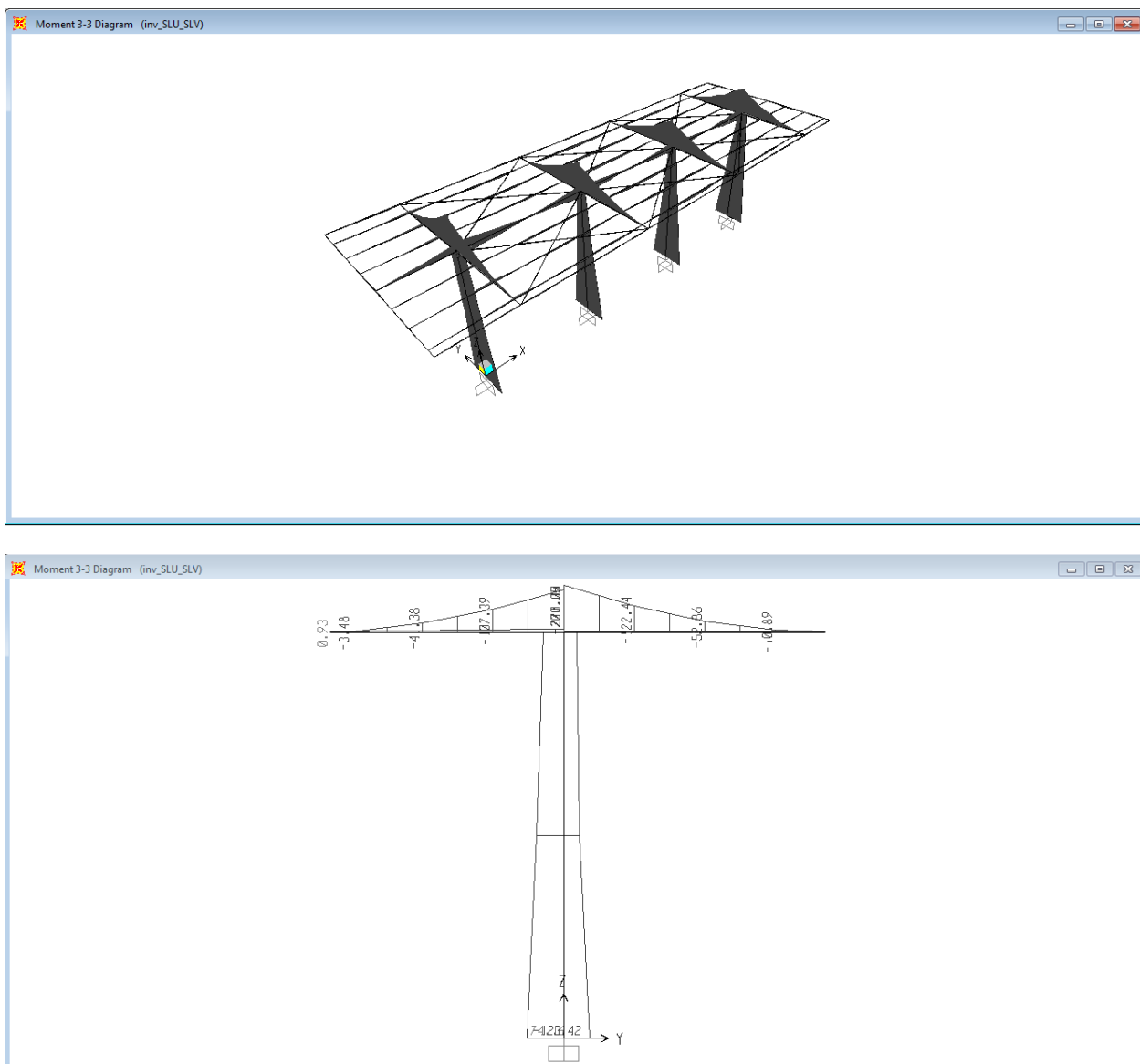


Figura 12 – Momenti flettenti (asse maggiore) da INV\_SLU-SLV [KN.m]

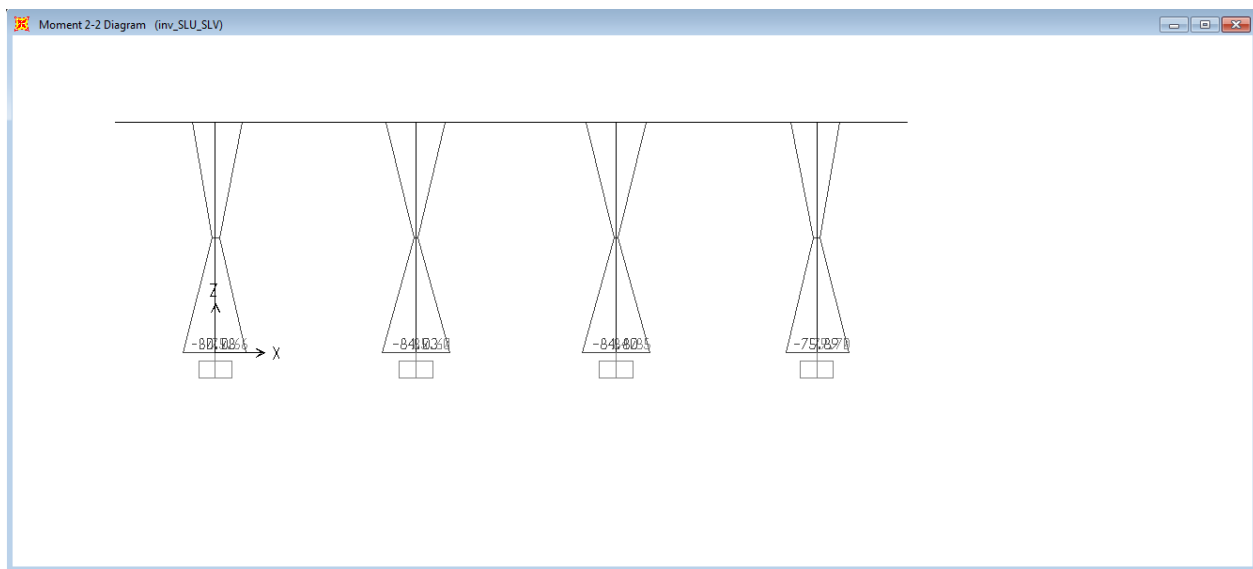
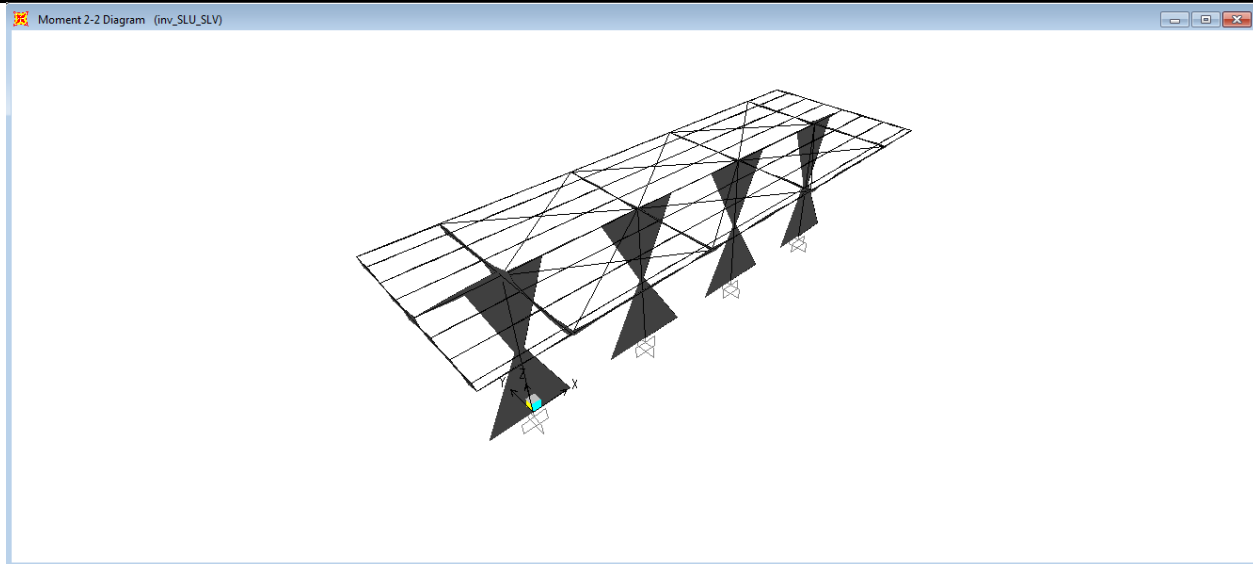


Figura 13 – Momenti flettenti (asse minore) da INV\_SLU-SLV [KN.m]

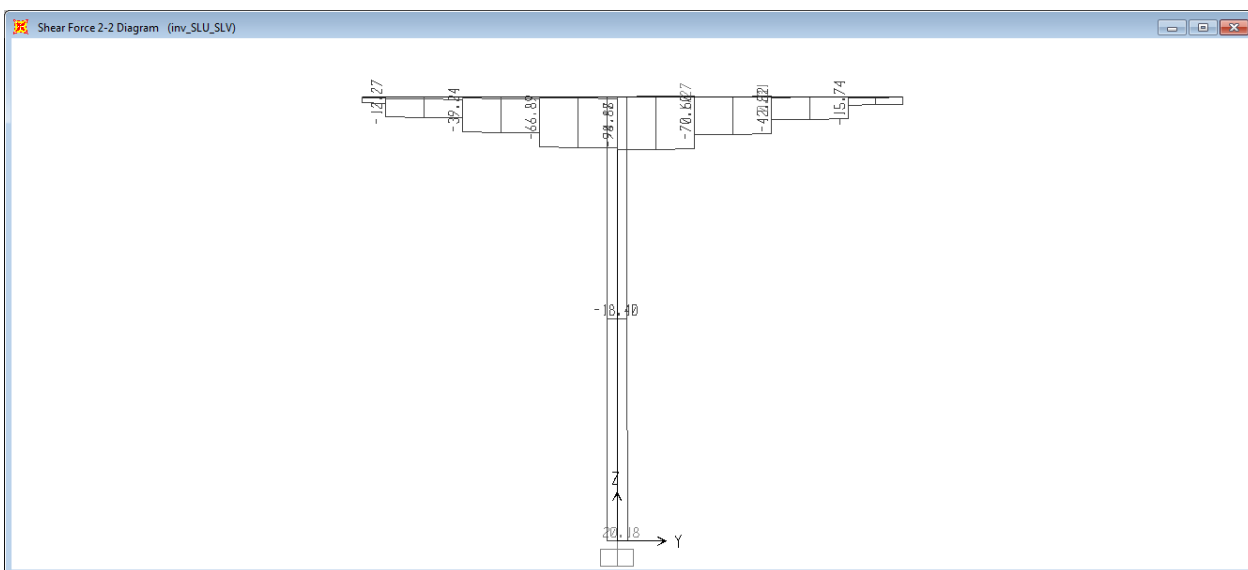
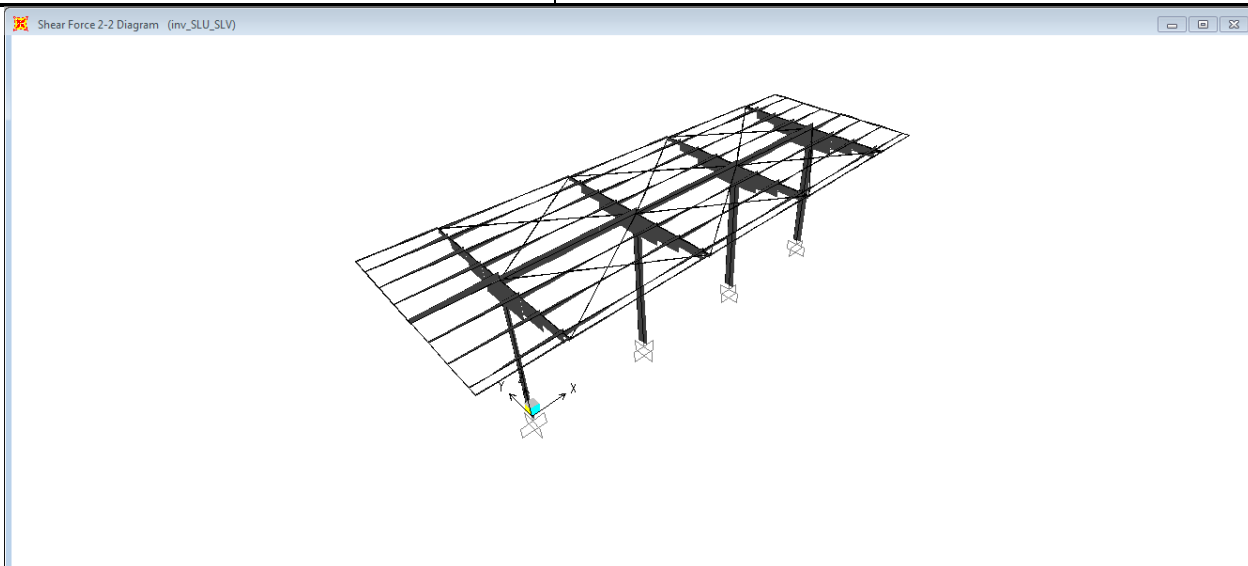


Figura 14 – Taglio (asse maggiore) da INV\_SLU-SLV [kN]



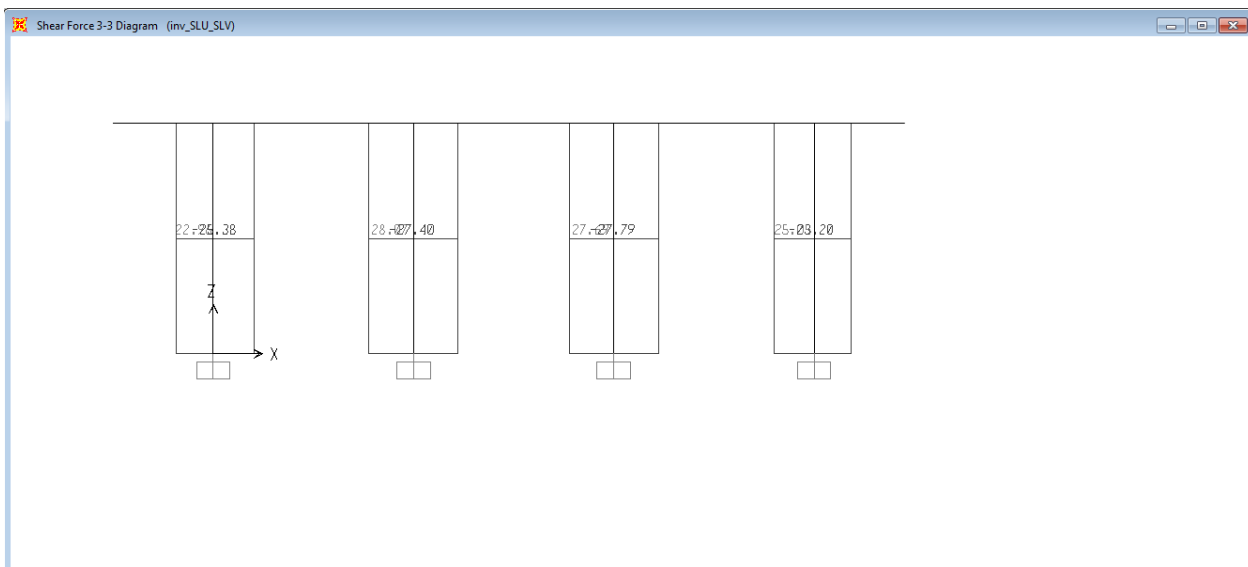
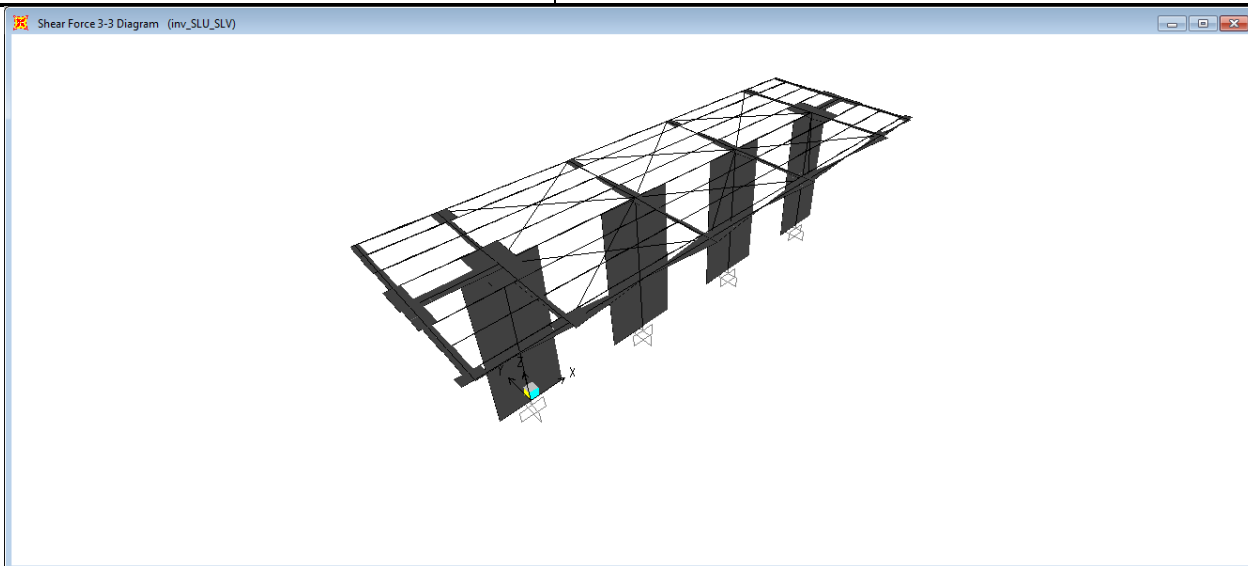


Figura 15 – Taglio (asse minore) da INV\_SLU-SLV [kN]

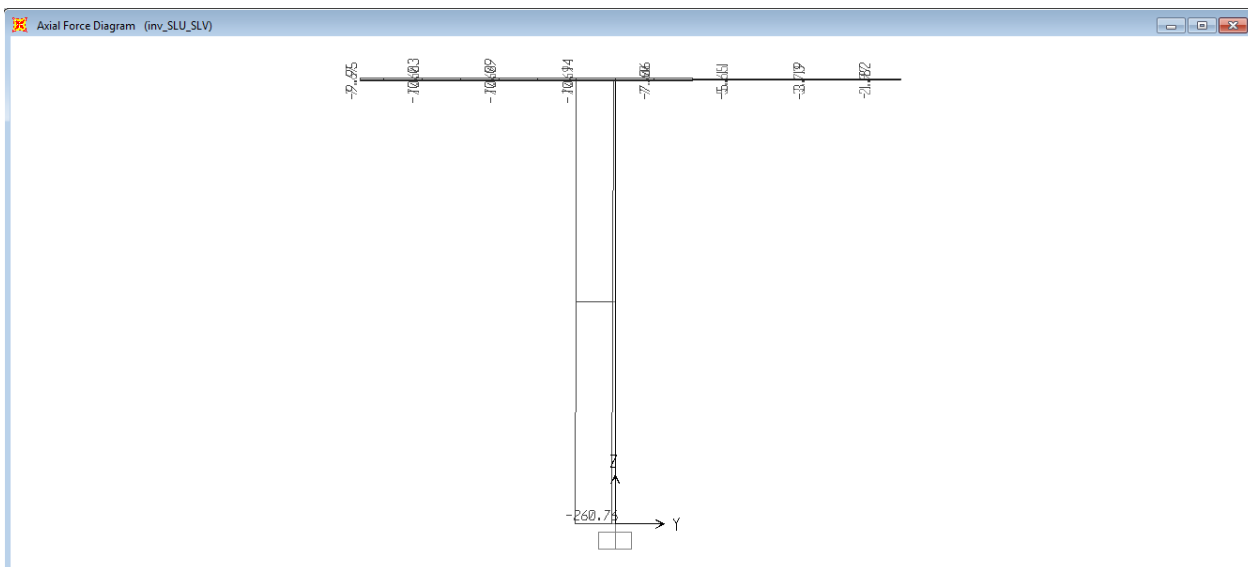
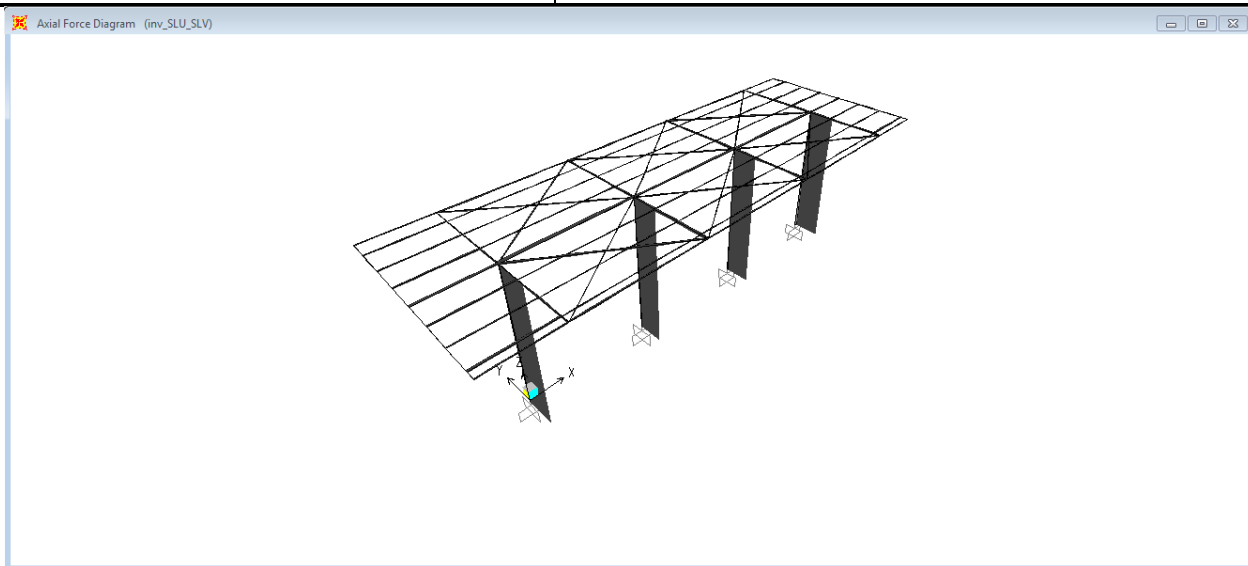
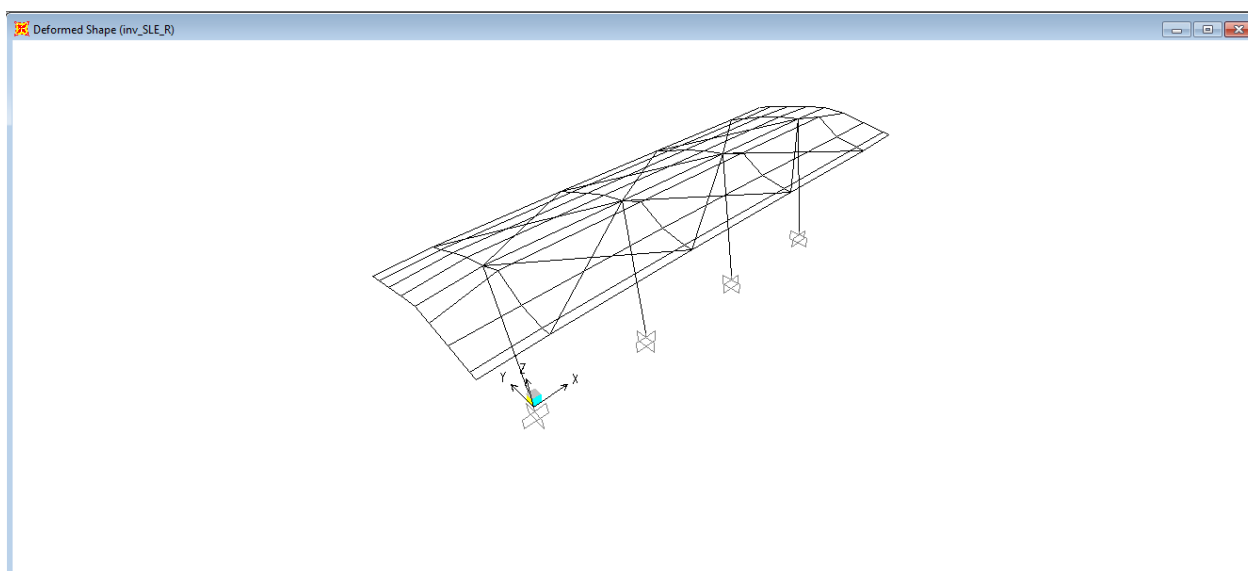


Figura 16 – Sforzi normali da INV\_SLU-SLV [kN]

### 7.3 Stati Limite di Esercizio (SLE)



*Figura 17 – Deformazioni verticali da INV\_SLE\_Rara [mm]*

## 8 CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI

I criteri generali di verifica utilizzati per la valutazione delle capacità resistenti delle sezioni, per le condizioni SLU, sia per quelle SLE, sono quelli definiti al par. 4.2 del DM 17.01.18.

## 9 VERIFICHE DELLE MEMBRATURE METALLICHE

In seguito si riportano i risultati delle verifiche di resistenza delle membrature metalliche. Le verifiche sono state effettuate tramite il modulo “Steel Frame Design” del programma SAP2000

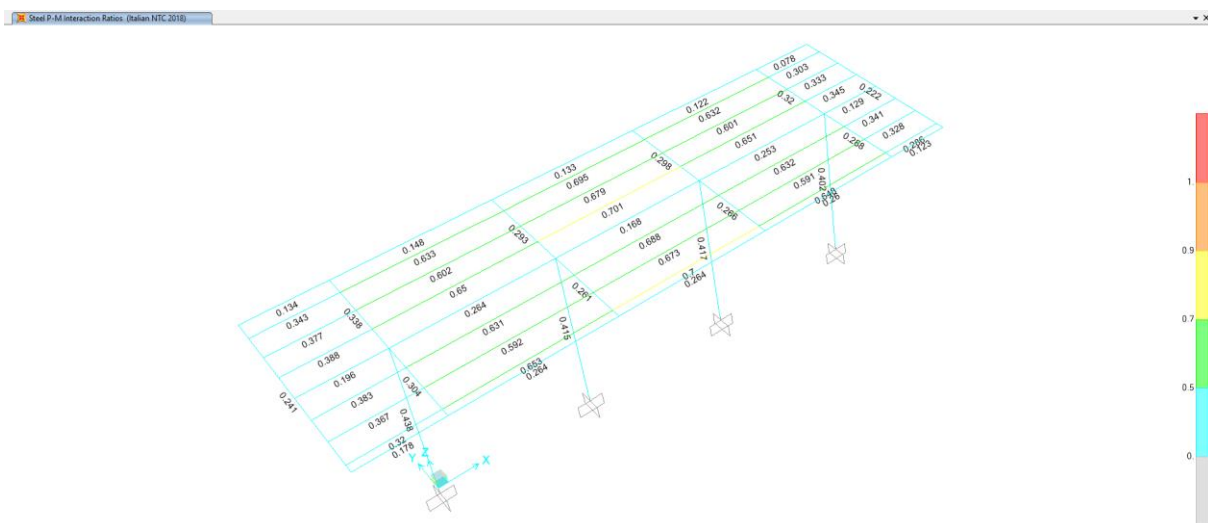
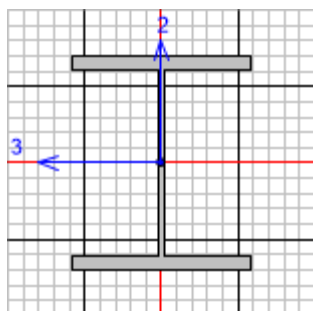


Figura 18 – Tasso di sfruttamento delle membrature

### 9.1.1 Verifiche delle colonne HEB360

Seguono le verifiche di resistenza strutturale della sezione, che contraddistingue i pilastri della struttura della pensilina condotte con il software SAP2000 (si considera la sezione maggiormente sollecitata).



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

Units : KN, m, C

Frame : 81	X Mid: 0.	Combo: SLU 76	Design Type: Column
Length: 5.75	Y Mid: 0.	Shape: HE360B	Frame Type: Non Dissipative
Loc : 2.875	Z Mid: 2.875	Class: Class 1	Rolled : Yes

Interaction=Method B      MultiResponse=Envelopes      P-Delta Done? No  
Consider Torsion? No

GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25	D/C Lim=1.
An/Ag=1.	RLLF=1.	PLLF=0.	

Aeff=0.018	eNy=0.	eNz=0.		
A=0.018	Iyy=4.319E-04	iy=0.154	Wel,yy=0.002	Weff,yy=0.002
It=2.980E-06	Izz=1.014E-04	iz=0.075	Wel,zz=6.760E-04	Weff,zz=6.760E-04
Iw=2.888E-06	Iyz=0.	h=0.36	Wpl,yy=0.003	Av,y=0.014
E=210000000.	fy=275000.	fu=430000.	Wpl,zz=0.001	Av,z=0.006

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
2.875	-252.824	119.588	2.997	17.779	-4.366	-0.047

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

D/C Ratio: 0.438 = 0.116 + 0.298 + 0.024 < 1. OK  

$$= \frac{Ned}{(\chi_z NRk / \Gamma_{M1})} + k_{zy} \frac{(My, Ed + Ned eNy)}{(\chi_{LT} My, Rk / \Gamma_{M1})} + k_{zz} \frac{(Mz, Ed + Ned eNz)}{(Mz, Rk / \Gamma_{M1})}$$
 (NTC Eq C4.2.38)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd
Axial	Force	Capacity	Capacity
	-252.824	4740.476	4740.476

	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
	4740.476	5603.76	11838.741	11838.741	1.

Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b	0.34	27074.881	0.429	0.631	0.914
MajorB (y-y)	b	0.34	27074.881	0.429	0.631	0.914
Minor (z-z)	c	0.49	3796.997	1.145	1.387	0.461

OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 44	CLFV1400001	A	62 di 99

RELAZIONE DI CALCOLO

MinorB(z-z)	c	0.49	10908.715	0.675	0.845	0.74	3507.007
Torsional TF	c	0.49	11838.741	0.648	0.82	0.756	3585.371

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med, span Moment	Mm, Ed Moment	Meq, Ed Moment
Major (y-y)	119.588	174.168	119.588	155.464
Minor (z-z)	2.997	15.551	2.997	6.22

	Mc, Rd Capacity	Mv, Rd Capacity	Mn, Rd Capacity	Mb, Rd Capacity
Major (y-y)	702.69	702.69	702.69	578.005
Minor (z-z)	270.286	270.286	270.286	

LTB	Curve b	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
		0.34	0.695	0.826	0.823	1.326	1526.178

Factors	kyy	kyz	kzy	kzz
	0.759	0.253	0.99	0.422

SHEAR DESIGN

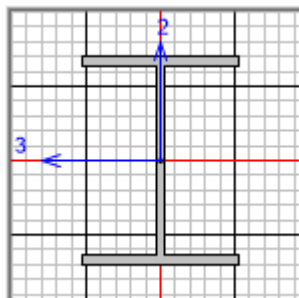
	Ved Force	Ted Torsion	Vc, Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	17.779	0.047	921.818	0.019	OK
Minor (y)	4.366	0.047	2141.522	0.002	OK

Reduction	Vp1, Rd	Eta	LambdabarW
	921.818	1.	0.309

**La verifica ha esito positivo!**

### 9.1.2 Verifiche delle mensole (H400x300)

Seguono le verifiche di resistenza strutturale della sezione che contraddistingue le mensole della struttura della pensilina condotte con il software SAP2000 (si considera la sezione maggiormente sollecitata).



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

Units : KN, m, C

Frame : 82	X Mid: 0.	Combo: SLU_39	Design Type: Beam
Length: 3.7	Y Mid: 1.85	Shape: Mensola 3.7m	Frame Type: Non Dissipative
Loc : 3.7	Z Mid: 5.75	Class: Class 1	Rolled : No

Interaction=Method B      MultiResponse=Envelopes      P-Delta Done? No  
Consider Torsion? No

GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25	
An/Ag=1.	RLLF=1.	PLLF=0.	D/C Lim=1.

Aeff=0.016	eNy=0.	eNz=0.		
A=0.016	Iyy=2.576E-04	iyy=0.127	Wel, yy=0.002	Weff, yy=0.002
It=1.815E-06	Izz=9.007E-05	izz=0.075	Wel, zz=6.005E-04	Weff, zz=6.005E-04
Iw=1.765E-06	Iyz=0.	h=0.3	Wpl, yy=0.002	Av, y=0.012
E=2100000000.	fy=275000.	fu=430000.	Wpl, zz=9.146E-04	Av, z=0.004

#### STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med, yy	Med, zz	Ved, z	Ved, y	Ted
3.7	0.861	-0.441	0.095	-14.454	3.33	-0.325

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

D/C Ratio: 0.338 = 0. + 0.33 + 0.007 < 1. OK  

$$= \frac{NEd}{\chi_z N R_k / \Gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{(M_y, Ed + NEd e_{Ny})}{\chi_{LT} M_y, R_k / \Gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{(M_z, Ed + NEd e_{Nz})}{M_z, R_k / \Gamma_{M1}}$$
 (NTC Eq C4.2.38)

#### AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc, Rd	Nt, Rd
Axial	Force	Capacity	Capacity
	0.861	4164.286	4164.286

	Npl, Rd	Nu, Rd	Ncr, T	Ncr, TF	An/Ag
	4164.286	4922.64	174056.703	174056.703	1.

Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb, Rd
Major (y-y)	b	0.34	38995.175	0.335	0.579	0.951
MajorB (y-y)	b	0.34	38995.175	0.335	0.579	0.951
Minor (z-z)	c	0.49	186687.083	0.153	0.5	1.
MinorB (z-z)	c	0.49	186687.083	0.153	0.5	1.
Torsional TF	c	0.49	174056.703	0.158	0.502	1.

**MOMENT DESIGN**

	Med Moment	Med, span Moment	Mm, Ed Moment	Meq, Ed Moment
Major (y-y)	-0.441	-222.238	-1.63	-66.193
Minor (z-z)	0.095	1.932	0.352	1.292

	Mc, Rd Capacity	Mv, Rd Capacity	Mn, Rd Capacity	Mb, Rd Capacity
Major (y-y)	506.393	506.393	506.393	506.393
Minor (z-z)	239.545	239.545	239.545	

LTB	Curve c	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
		0.49	0.12	0.488	1.	1.384	36885.39

Factors	kyy	kyz	kzy	kzz
	0.43	0.533	0.753	0.888

**SHEAR DESIGN**

	Ved Force	Ted Torsion	Vc, Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	14.454	0.325	589.722	0.025	OK
Minor (y)	3.33	0.325	1814.529	0.002	OK

Reduction	Vpl, Rd	Eta	LambdaBarW
	589.722	1.	0.211

**CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS**

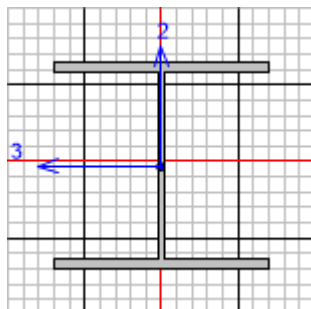
	VMajor Left	VMajor Right
Major (V2)	99.474	14.454

**La verifica ha esito positivo!**



### 9.1.3 Verifiche delle travi longitudinali HEA260

Seguono le verifiche di resistenza strutturale della sezione che contraddistingue le travi longitudinali della struttura della pensilina condotte con il software SAP2000 (si considera la sezione maggiormente sollecitata).



Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)  
Units : KN, m, C

Frame : 94	X Mid: 2.5	Combo: SLV 8	Design Type: Beam
Length: 5.	Y Mid: 0.	Shape: HE260A	Frame Type: Non Dissipative
Loc : 5.	Z Mid: 5.75	Class: Class 1	Rolled : Yes

Interaction=Method B MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No  
Consider Torsion? No

GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25		
An/Ag=1.	RLLF=1.	PLLF=0.	D/C Lim=1.	
Aeff=0.009	eNy=0.	eNz=0.		
A=0.009	Iyy=1.045E-04	iyy=0.11	Wel, yy=8.360E-04	Weff, yy=8.360E-04
It=0.	Izz=3.668E-05	izz=0.065	Wel, zz=2.822E-04	Weff, zz=2.822E-04
Iw=0.	Iyz=0.	h=0.25	Wpl, yy=9.200E-04	Av, y=0.007
E=210000000.	fy=275000.	fu=430000.	Wpl, zz=4.300E-04	Av, z=0.003

#### STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med, yy	Med, zz	Ved, z	Ved, y	Ted
5.	1.057	-43.533	-0.312	-14.895	-0.14	-0.003

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

D/C Ratio: 0.264 = 0. + 0.26 + 0.003 < 1. OK  

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

#### AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc, Rd	Nt, Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	1.057	2273.333	2273.333				
	Npl, Rd	Nu, Rd	Ncr, T	Ncr, TF	An/Ag		
	2273.333	2687.328	5327.95	5327.95	1.		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb, Rd
Major (y-y)	b	0.34	8663.539	0.525	0.693	0.873	1984.658
MajorB (y-y)	b	0.34	8663.539	0.525	0.693	0.873	1984.658
Minor (z-z)	c	0.49	3040.944	0.886	1.061	0.608	1383.261

OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 44	CLFV1400001	A	66 di 99

RELAZIONE DI CALCOLO

MinorB(z-z)	c	0.49	3040.944	0.886	1.061	0.608	1383.261
Torsional TF	c	0.49	5327.95	0.669	0.839	0.744	1690.387

**MOMENT DESIGN**

	Med Moment	Med, span Moment	Mm, Ed Moment	Meq, Ed Moment
Major (y-y)	-43.533	-58.718	-43.533	-56.593
Minor (z-z)	-0.312	-0.419	-0.366	-0.377

	Mc, Rd Capacity	Mv, Rd Capacity	Mn, Rd Capacity	Mb, Rd Capacity
Major (y-y)	240.952	240.952	240.952	225.576
Minor (z-z)	112.619	112.619	112.619	

LTB	Curve b	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
		0.34	0.454	0.646	0.936	2.394	1228.907

Factors	kyy	kyz	kzy	kzz
	0.4	0.539	1.	0.898

**SHEAR DESIGN**

	Ved Force	Ted Torsion	Vc, Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	21.631	0.003	434.542	0.05	OK
Minor (y)	0.147	0.003	1057.341	0.	OK

Reduction	Vp1, Rd	Eta	LambdabarW
	434.542	1.	0.369

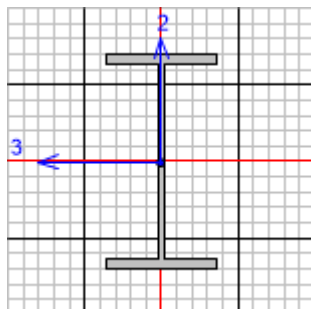
**CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS**

Major (V2)	VMajor Left	VMajor Right
	24.236	21.631

**La verifica ha esito positivo!**

### 9.1.4 Verifiche degli arcarecci IPE 180

Seguono le verifiche di resistenza strutturale della sezione scelta per gli arcarecci longitudinali condotte con il software SAP2000 (si considera la sezione maggiormente sollecitata).



Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)  
Units : KN, m, C

Frame : 109	X Mid: 2.5	Combo: SLU 39	Design Type: Beam
Length: 5.	Y Mid: 3.	Shape: IPE180	Frame Type: Non Dissipative
Loc : 5.	Z Mid: 5.35	Class: Class 1	Rolled : Yes

Interaction=Method B                      MultiResponse=Envelopes                      P-Delta Done? No  
Consider Torsion? No

GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25	
An/Ag=1.	RLLF=1.	PLLF=0.	D/C Lim=1.

Aeff=0.002	eNy=0.	eNz=0.		
A=0.002	Iyy=1.317E-05	iyy=0.074	Wel, yy=1.463E-04	Weff, yy=1.463E-04
It=0.	Izz=1.010E-06	izz=0.021	Wel, zz=2.220E-05	Weff, zz=2.220E-05
Iw=0.	Iyz=0.	h=0.18	Wpl, yy=1.660E-04	Av, y=0.002
E=210000000.	fy=275000.	fu=430000.	Wpl, zz=3.460E-05	Av, z=0.001

**STRESS CHECK FORCES & MOMENTS**

Location	Ned	Med, yy	Med, zz	Ved, z	Ved, y	Ted
5.	-3.352	0.	0.	9.495	-0.002	2.999E-04

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

D/C Ratio: 0.633 = 0.047 + 0.585 + 0. < 1. OK  

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

**AXIAL FORCE DESIGN**

	Ned	Nc, Rd	Nt, Rd		
	Force	Capacity	Capacity		
Axial	-3.352	625.952	625.952		
	Npl, Rd	Nu, Rd	Ncr, T	Ncr, TF	An/Ag
	625.952	739.944	748.296	748.296	1.

Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb, Rd
Major (y-y)	a	1091.855	0.776	0.861	0.809	506.524
MajorB (y-y)	a	1091.855	0.776	0.861	0.809	506.524
Minor (z-z)	b	83.734	2.802	4.867	0.113	70.756
MinorB (z-z)	b	83.734	2.802	4.867	0.113	70.756

OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D.44	CLFV1400001	A	68 di 99

RELAZIONE DI CALCOLO

Torsional TF b 0.34 748.296 0.937 1.064 0.637 398.882

**MOMENT DESIGN**

	Med Moment	Med, span Moment	Mm, Ed Moment	Meq, Ed Moment
Major (y-y)	0.	-13.212	0.	9.909
Minor (z-z)	0.	-0.009	-0.004	0.005

	Mc, Rd Capacity	Mv, Rd Capacity	Mn, Rd Capacity	Mb, Rd Capacity
Major (y-y)	43.476	43.476	43.476	22.31
Minor (z-z)	9.062	9.062	9.062	

LTB	Curve b	AlphaLT 0.34	LambdaBarLT 1.167	PhiLT 1.345	ChiLT 0.513	psi 1.738	Mcr 33.513
-----	------------	-----------------	----------------------	----------------	----------------	--------------	---------------

Factors	kyy 0.621	kyz 0.384	kzy 0.987	kzz 0.64
---------	--------------	--------------	--------------	-------------

**SHEAR DESIGN**

	Ved Force	Ted Torsion	Vc, Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	9.495	2.999E-04	169.416	0.056	OK
Minor (y)	0.002	2.999E-04	229.961	7.785E-06	OK

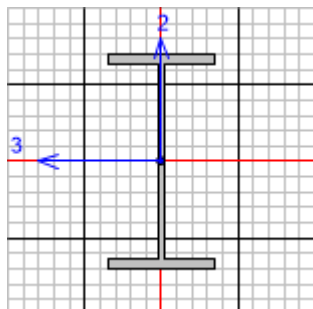
Reduction	Vpl, Rd 169.416	Eta 1.	LambdabarW 0.382
-----------	--------------------	-----------	---------------------

**CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS**

Major (V2)	VMajor Left 14.78	VMajor Right 9.495
------------	-------------------------	--------------------------

**La verifica ha esito positivo!**

9.1.5 Verifiche degli arcarecci IPE 200



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

Units : KN, m, C

Frame : 100	X Mid: 7.5	Combo: SLU_39	Design Type: Beam
Length: 5.	Y Mid: 1.	Shape: IPE200	Frame Type: Non Dissipative
Loc : 5.	Z Mid: 5.75	Class: Class 1	Rolled : Yes

Interaction=Method B      MultiResponse=Envelopes      P-Delta Done? No  
Consider Torsion? No

GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25	D/C Lim=1.
An/Ag=1.	RLLF=1.	PLLF=0.	

Aeff=0.003	eNy=0.	eNz=0.		
A=0.003	Iyy=1.943E-05	iy=0.083	Wel,yy=1.943E-04	Weff,yy=1.943E-04
It=0.	Izz=1.420E-06	iz=0.022	Wel,zz=2.840E-05	Weff,zz=2.840E-05
Iw=0.	Iyz=0.	h=0.2	Wpl,yy=2.210E-04	Av,y=0.002
E=210000000.	fy=275000.	fu=430000.	Wpl,zz=4.460E-05	Av,z=0.001

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
5.	-3.336	0.	0.	12.257	0.	1.083E-05

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

D/C Ratio: 0.701 = 0.034 + 0.667 + 0. < 1. OK  

$$= \frac{NED}{(\chi_z NRk / \Gamma_{M1})} + k_{zy} \frac{(M_y, Ed + NED eNy)}{(\chi_{LT} M_y, Rk / \Gamma_{M1})} + k_{zz} \frac{(M_z, Ed + NED eNz)}{(M_z, Rk / \Gamma_{M1})}$$
 (NTC Eq C4.2.38)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd
Axial	Force	Capacity	Capacity
	-3.336	746.429	746.429

	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
	746.429	882.36	911.527	911.527	1.

Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	a	0.21	1610.838	0.698	0.796	633.64
MajorB (y-y)	a	0.21	1610.838	0.698	0.796	633.64
Minor (z-z)	b	0.34	117.725	2.58	4.233	98.349
MinorB (z-z)	b	0.34	117.725	2.58	4.233	98.349
Torsional TF	b	0.34	911.527	0.927	1.054	480.425

MOMENT DESIGN

Med	Med, span	Mm, Ed	Meq, Ed
-----	-----------	--------	---------

OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 44	CLFV1400001	A	70 di 99

RELAZIONE DI CALCOLO

	Moment	Moment	Moment	Moment		
Major (y-y)	0.	15.321	0.	11.491		
Minor (z-z)	0.	0.	0.	0.		
	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity		
Major (y-y)	57.881	57.881	57.881	22.872		
Minor (z-z)	11.681	11.681	11.681			
LTB	Curve AlphaLT b	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
	0.34	1.378	1.649	0.395	1.143	32.014
Factors	kyy	kyz	kzy	kzz		
	0.952	0.628	0.995	1.047		
<b>SHEAR DESIGN</b>						
	Ved Force	Ted Torsion	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	
Major (z)	12.257	1.083E-05	211.937	0.058	OK	
Minor (y)	0.	1.083E-05	275.99	0.	OK	
Reduction	Vpl,Rd	Eta	LambdabarW			
	211.937	1.	0.403			
<b>CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS</b>						
Major (V2)	VMajor Left	VMajor Right				
	12.257	12.257				

**La verifica ha esito positivo!**

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>  <b>RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA</b>  <b>TRATTA PIADENA-MANTOVA</b>					
	OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE  RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA <b>NM25</b>	LOTTO 03	CODIFICA D.44	DOCUMENTO CLFV1400001	REV. A

### 9.1.6 Verifiche dei controventi 2L70x70x7

I controventi vengono modellati con elementi frame a cui si assegnano dei release di tipo M2-M3 ed un modulo elastico dimezzato. Nel modello di calcolo sono stati considerati reagenti sia a trazione, che a compressione nell'ambito dell'analisi statica lineare. Le verifiche di resistenza, comunque, sono eseguite con il doppio dello sforzo assiale agente del controvento.

Seguono le verifiche di resistenza strutturale della sezione scelta per i controventi condotte con un calcolo manuale (si considera la sezione maggiormente sollecitata).

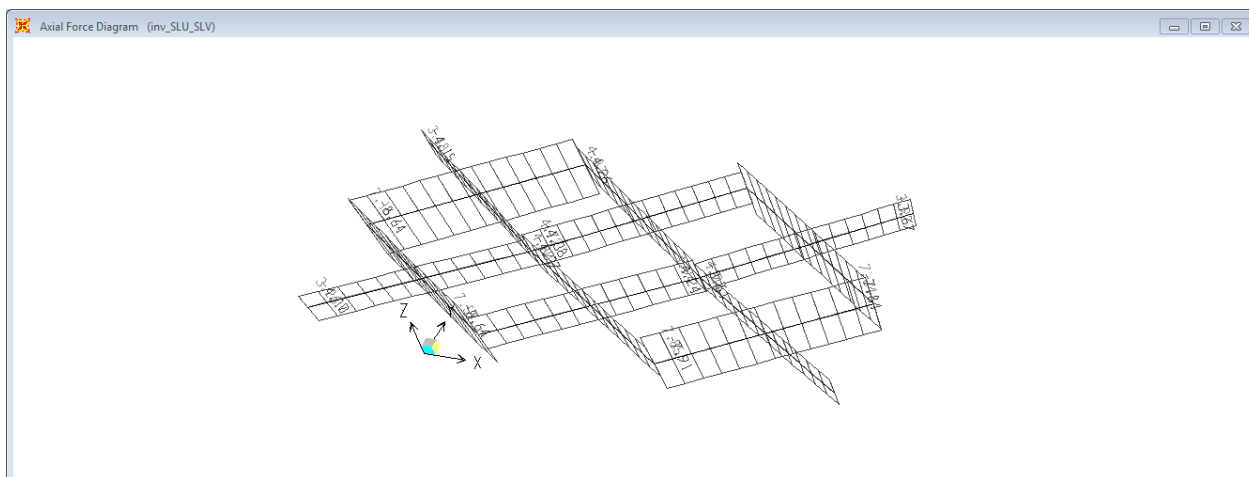
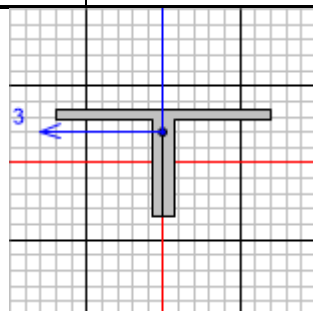


Figura 19 – Sforzi normali da INV-SLV [kN]



Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)  
Units : KN, m, C

Interaction=Method B  
Consider Torsion? No

MultiResponse=Envelopes

P-Delta Done? No

GammaM0=1.05  
An/Ag=1.

GammaM1=1.05  
RLLF=1.

GammaM2=1.25  
PLLF=0.

D/C Lim=1.

Aeff=0.002  
A=0.002  
It=0.  
Iw=0.  
E=105000000.

eNy=0.  
Iyy=0.  
Izz=1.576E-06  
Iyz=0.  
fy=275000.

eNz=0.  
iyy=0.021  
izz=0.029  
h=0.07  
fu=430000.

Wel, yy=1.682E-05  
Wel, zz=2.251E-05  
Wpl, yy=3.120E-05  
Wpl, zz=3.705E-05

Weff, yy=1.682E-05  
Weff, zz=2.251E-05  
Av, y=8.134E-04  
Av, z=9.800E-04

Iyz=0.  
Rot= 90. deg

Imax=1.576E-06  
Imin=0.

imax=0.029  
imin=0.021

Wel, zz, maj=2.251E-05  
Wel, zz, min=1.682E-05

Numero elemento: 179

Sforzo assiale massimo: N=8.64 kN (comb. inv\_SLV dal modelo SAP2000)

$N_{Ed} = 2 \times N = 17.28 \text{ kN}$

$N_{Rd} = A \times f_y / \gamma_{M0} = 429.12 \text{ kN}$

$N_{Ed} < N_{Rd}$

**La verifica ha esito positivo!**



## 9.2 Verifiche tabelle output complete

**TABLE: Steel Design 1 - Summary Data - Italian NTC 2018**

Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	RatioType	Combo
Text	Text	Text	Text	Unitless	Text	Text
81	HE360B	Column	No Messages	0.44	PMM	SLU_76
82	Mensola 3.7m	Beam	No Messages	0.34	PMM	SLU_39
83	Mensola 3.7m	Beam	No Messages	0.30	PMM	SLU_39
84	HE360B	Column	No Messages	0.41	PMM	SLV_1
85	Mensola 3.7m	Beam	No Messages	0.29	PMM	SLU_39
86	Mensola 3.7m	Beam	No Messages	0.26	PMM	SLU_39
87	HE360B	Column	No Messages	0.42	PMM	SLV_1
88	Mensola 3.7m	Beam	No Messages	0.30	PMM	SLU_39
89	Mensola 3.7m	Beam	No Messages	0.27	PMM	SLU_39
90	HE360B	Column	No Messages	0.40	PMM	SLV_1
91	Mensola 3.7m	Beam	No Messages	0.32	PMM	SLU_71
92	Mensola 3.7m	Beam	No Messages	0.29	PMM	SLU_39
93	HE260A	Beam	No Messages	0.20	PMM	SLU_09
94	HE260A	Beam	No Messages	0.26	PMM	SLV_1
95	HE260A	Beam	No Messages	0.17	PMM	SLV_1
96	HE260A	Beam	No Messages	0.25	PMM	SLV_1
97	HE260A	Beam	No Messages	0.13	PMM	SLU_76
98	IPE180	Beam	No Messages	0.39	PMM	SLU_75
99	IPE180	Beam	No Messages	0.65	PMM	SLU_75
100	IPE200	Beam	No Messages	0.70	PMM	SLU_39
101	IPE180	Beam	No Messages	0.65	PMM	SLU_71
102	IPE180	Beam	No Messages	0.35	PMM	SLU_71
103	IPE180	Beam	No Messages	0.38	PMM	SLU_75
104	IPE180	Beam	No Messages	0.60	PMM	SLU_39
105	IPE200	Beam	No Messages	0.68	PMM	SLU_39
106	IPE180	Beam	No Messages	0.60	PMM	SLU_39
107	IPE180	Beam	No Messages	0.33	PMM	SLU_71
108	IPE180	Beam	No Messages	0.34	PMM	SLU_75
109	IPE180	Beam	No Messages	0.63	PMM	SLU_39
110	IPE200	Beam	No Messages	0.69	PMM	SLU_39
111	IPE180	Beam	No Messages	0.63	PMM	SLU_42
112	IPE180	Beam	No Messages	0.30	PMM	SLU_73
149	IPE180	Beam	No Messages	0.38	PMM	SLU_77

150	IPE180	Beam	No Messages	0.63	PMM	SLU_41
151	IPE200	Beam	No Messages	0.69	PMM	SLU_39
152	IPE180	Beam	No Messages	0.63	PMM	SLU_42
153	IPE180	Beam	No Messages	0.34	PMM	SLU_71
154	IPE180	Beam	No Messages	0.37	PMM	SLU_77
155	IPE180	Beam	No Messages	0.59	PMM	SLU_39
156	IPE200	Beam	No Messages	0.67	PMM	SLU_39
157	IPE180	Beam	No Messages	0.59	PMM	SLU_39
158	IPE180	Beam	No Messages	0.33	PMM	SLU_73
159	IPE180	Beam	No Messages	0.32	PMM	SLU_77
160	IPE180	Beam	No Messages	0.65	PMM	SLU_77
161	IPE200	Beam	No Messages	0.70	PMM	SLU_39
162	IPE180	Beam	No Messages	0.65	PMM	SLU_39
163	IPE180	Beam	No Messages	0.29	PMM	SLU_73
164	UPN240	Beam	No Messages	0.18	PMM	SLU_09
165	UPN240	Beam	No Messages	0.26	PMM	SLU_77
166	UPN240	Beam	No Messages	0.26	PMM	SLU_77
167	UPN240	Beam	No Messages	0.26	PMM	SLU_72
168	UPN240	Beam	No Messages	0.12	PMM	SLU_73
169	UPN240	Beam	No Messages	0.13	PMM	SLU_09
170	UPN240	Beam	No Messages	0.15	PMM	SLU_40
171	UPN240	Beam	No Messages	0.13	PMM	SLU_67
172	UPN240	Beam	No Messages	0.12	PMM	SLU_42
173	UPN240	Beam	No Messages	0.08	PMM	SLV_9
174	UPN240	Beam	No Messages	0.24	PMM	SLV_1
175	UPN240	Beam	No Messages	0.22	PMM	SLV_1
176	2L70X7/0/	Beam	No Messages	0.56	PMM	SLU_67
177	2L70X7/0/	Beam	No Messages	0.45	PMM	SLV_1
178	2L70X7/0/	Beam	No Messages	0.70	PMM	SLU_69
179	2L70X7/0/	Beam	No Messages	0.79	PMM	SLU_67
180	2L70X7/0/	Beam	No Messages	0.62	PMM	SLU_69
181	2L70X7/0/	Beam	No Messages	0.46	PMM	SLU_63
182	2L70X7/0/	Beam	No Messages	0.42	PMM	SLU_65
183	2L70X7/0/	Beam	No Messages	0.41	PMM	SLV_1
184	2L70X7/0/	Beam	No Messages	0.60	PMM	SLV_1
185	2L70X7/0/	Beam	No Messages	0.65	PMM	SLV_1
186	2L70X7/0/	Beam	No Messages	0.49	PMM	SLU_65
187	2L70X7/0/	Beam	No Messages	0.44	PMM	SLU_63

## 10 VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ

### 10.1 Verifiche di spostamenti verticali

Gli spostamenti attesi in copertura dati dalla combinazione SLE rara governante e dai carichi permanenti risultano pari a 17 mm e 4.2mm:

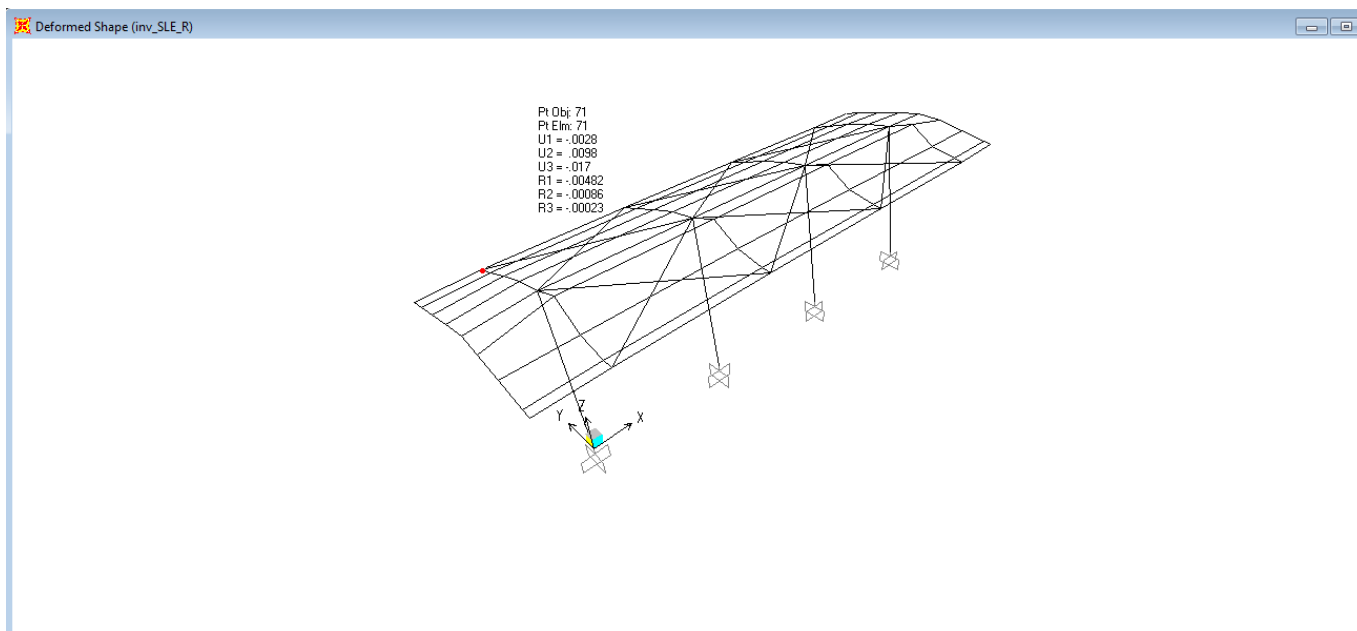


Figura 20 – Spostamenti massimi attesi

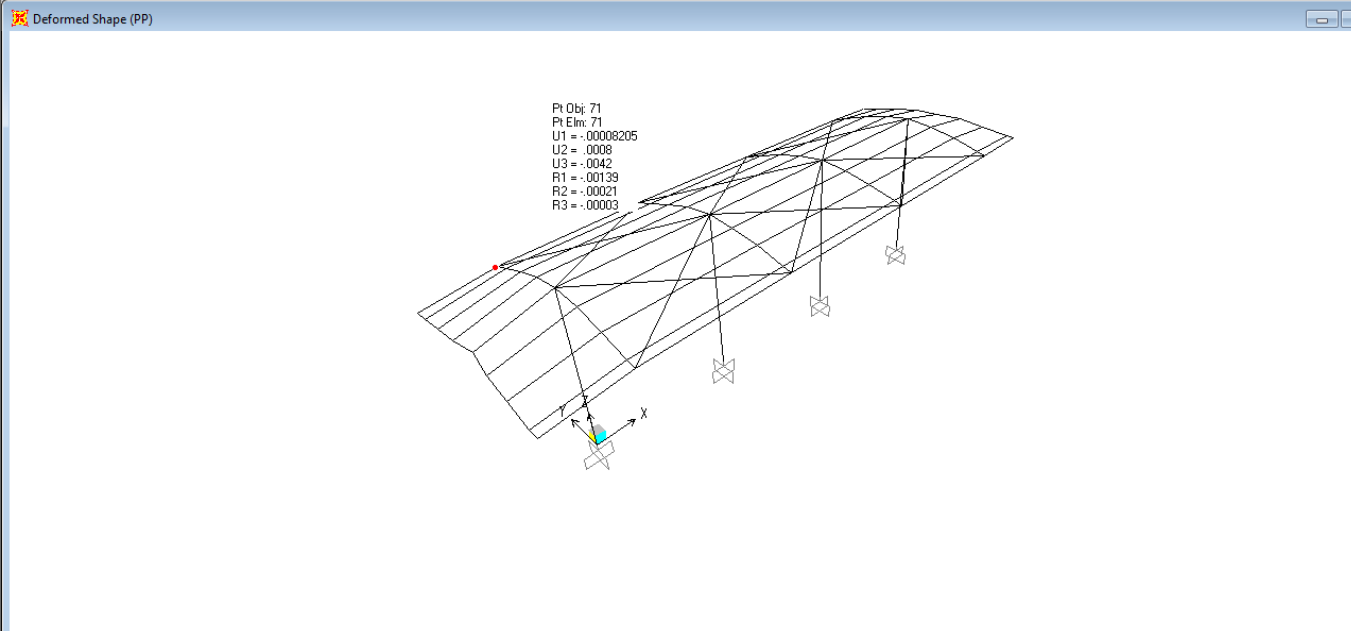


Figura 21 – Spostamenti massimi dai carichi permanenti

La verifica secondo il §4.2.4.2.1 del DM2018 fornisce i seguenti risultati:

- spostamento elastico dovuto ai carichi variabili  $\delta_2 = 17 - 4.2 = 12.8$  mm

- spostamento massimo nello stato finale  $\delta_{max} = 17$  mm

La deformabilità degli elementi della copertura è pertanto:

$$L / \delta_2 = 2 \times 3700 / 17 = 435$$

$$L / \delta_{max} = 2 \times 3700 / 12.8 = 578$$

$$L / 435 \leq L / 250$$

$$L / 578 \leq L / 200$$

lunghezza dello sbalzo = 3.7m

Si ha dunque:  $L = 2 \times 3.7 = 7.40$ m

**La verifica risulta soddisfatta.**

Segue una tabella riassuntiva delle verifiche di deformabilità degli elementi strutturali:

	Elementi	$\delta_{max}$ [mm]	$\delta_2$ [mm]	$\delta_1$ [mm]	L [mm]	L/200 [mm]	L/250 [mm]	Verifica
1	HEA 260 - travi longitudinali - mezzeria	2.1	1.3	0.8	5000	25	20	OK
2	HEA 260 - travi longitudinali - mensola	5.7	4.7	1.0	2x2500	25	20	OK
3	IPE 200 - travi longitudinali - mezzeria	6.5	6.0	0.5	5000	25	20	OK
4	IPE 180 - travi longitudinali - mezzeria	4.4	4.3	0.1	5000	25	20	OK
5	IPE 180 - travi longitudinali - mensola	4.4	3.4	1.0	2x2500	25	20	OK

## 10.2 Verifiche di spostamenti laterali

Gli spostamenti laterali massimi in testa ai pilastri, in direzione Y, dovuti a forze orizzontali, risultanti dalla combinazione SLE\_08, sono pari a 9.2 mm.

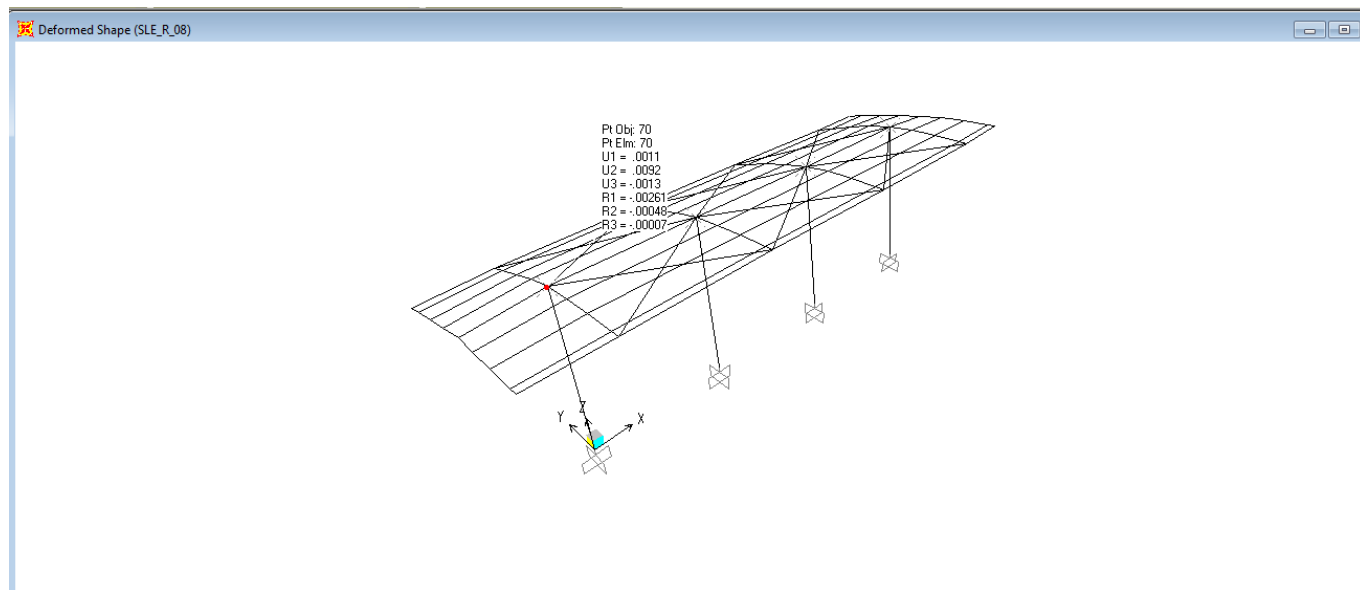
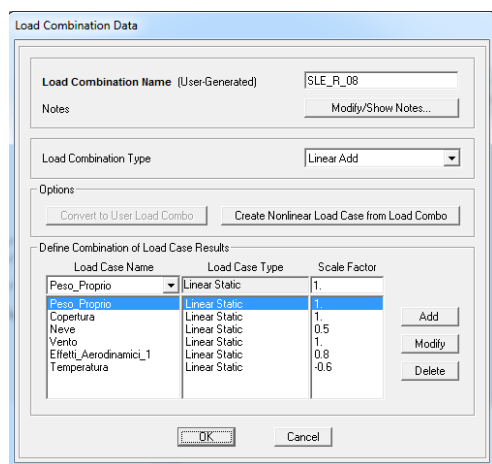


Figura 22 – Spostamenti massimi Y per il SLE\_08

Gli spostamenti laterali massimi in testa ai pilastri, in direzione X, dovuti a forze orizzontali, risultanti dalla combinazione SLE47, sono pari a 2.4 mm.

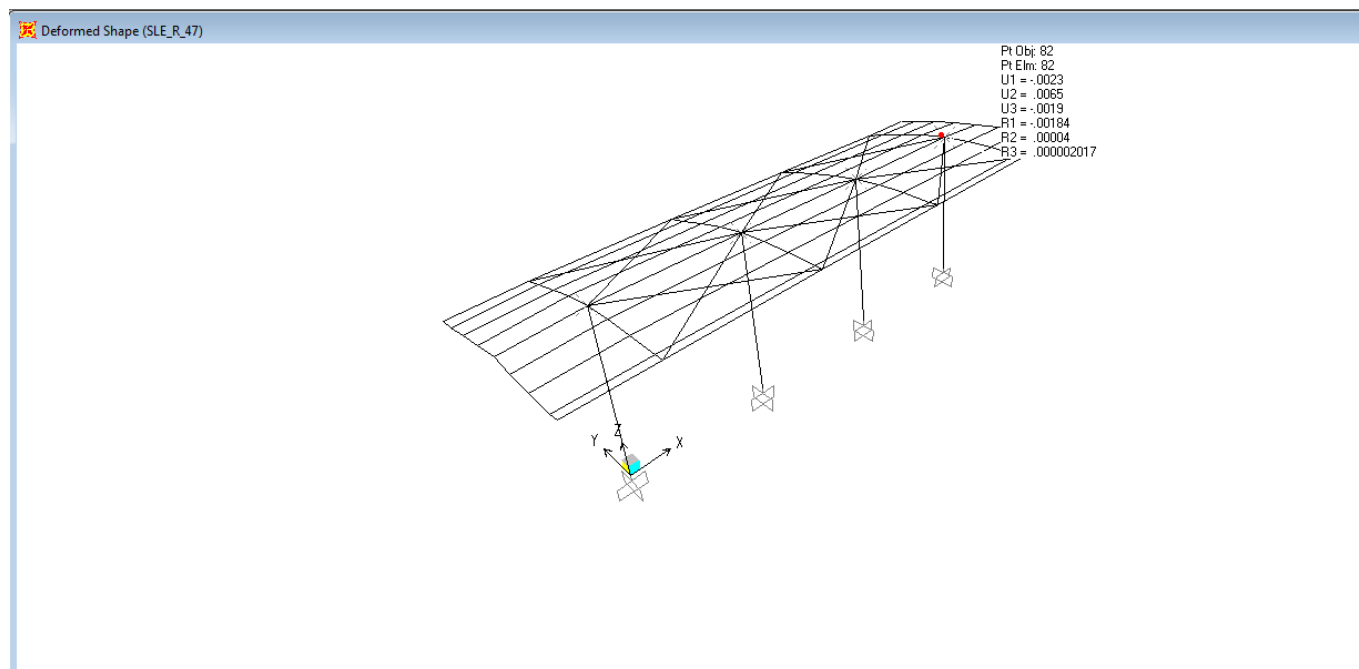
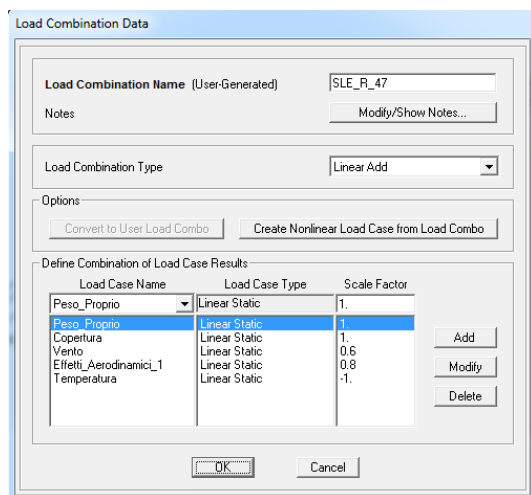


Figura 23 – Spostamenti massimi X per il SLE\_47

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA</b> <b>TRATTA PIADENA-MANTOVA</b>					
<p>OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA</p> <p><b>NM25</b></p>	<p>LOTTO</p> <p>03</p>	<p>CODIFICA</p> <p>D 44</p>	<p>DOCUMENTO</p> <p>CLFV1400001</p>	<p>REV.</p> <p>A</p>	<p>FOGLIO</p> <p>79 di 99</p>

La verifica secondo il §4.2.4.2.2 del DM2018 fornisce i seguenti risultati:

spostamento laterale massimo dovuto ai carichi variabili  $\delta=17.4$  mm

$\delta/h \leq 1/300$

$\delta=9.2$  mm  $\leq 5750/300=19.2$  mm

**La verifica risulta soddisfatta.**

### 10.3 Verifiche di rigidezza

Gli spostamenti laterali in testa ai pilastri, in direzione Y, risultanti dalla combinazione SLO\_9, sono pari a 7 mm.

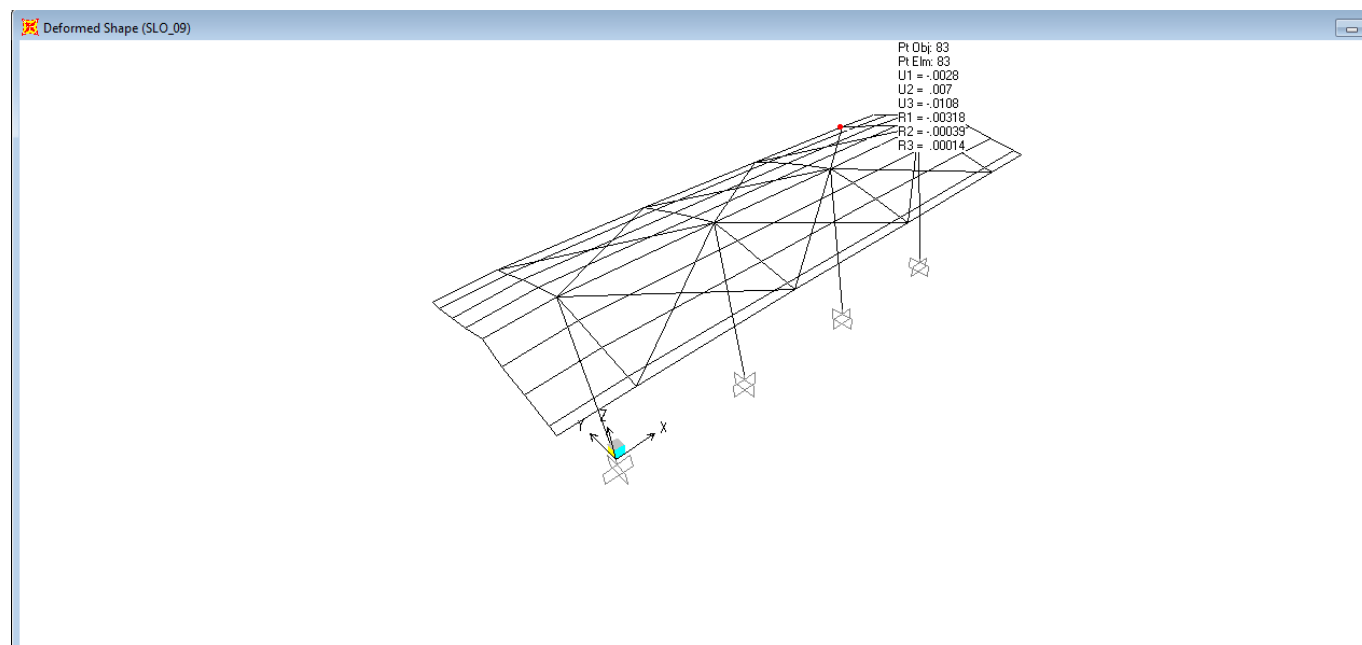
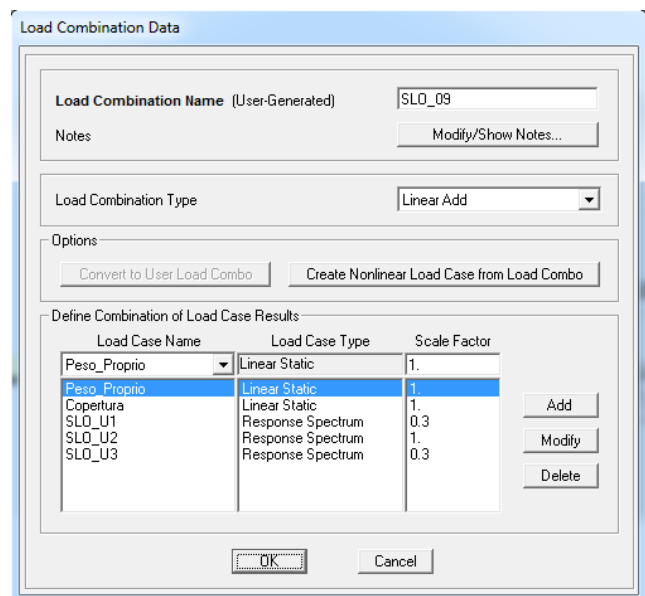


Figura 24 – Spostamenti massimi Y per il SLO\_9



Gli spostamenti laterali in testa ai pilastri, in direzione X, risultanti dalla combinazione SLO\_1, sono pari a 8 mm.

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
Peso_Proprio	Linear Static	1.
Peso_Proprio	Linear Static	1.
Copertura	Linear Static	1.
SLO_U1	Response Spectrum	0.3
SLO_U2	Response Spectrum	0.3
SLO_U3	Response Spectrum	0.3

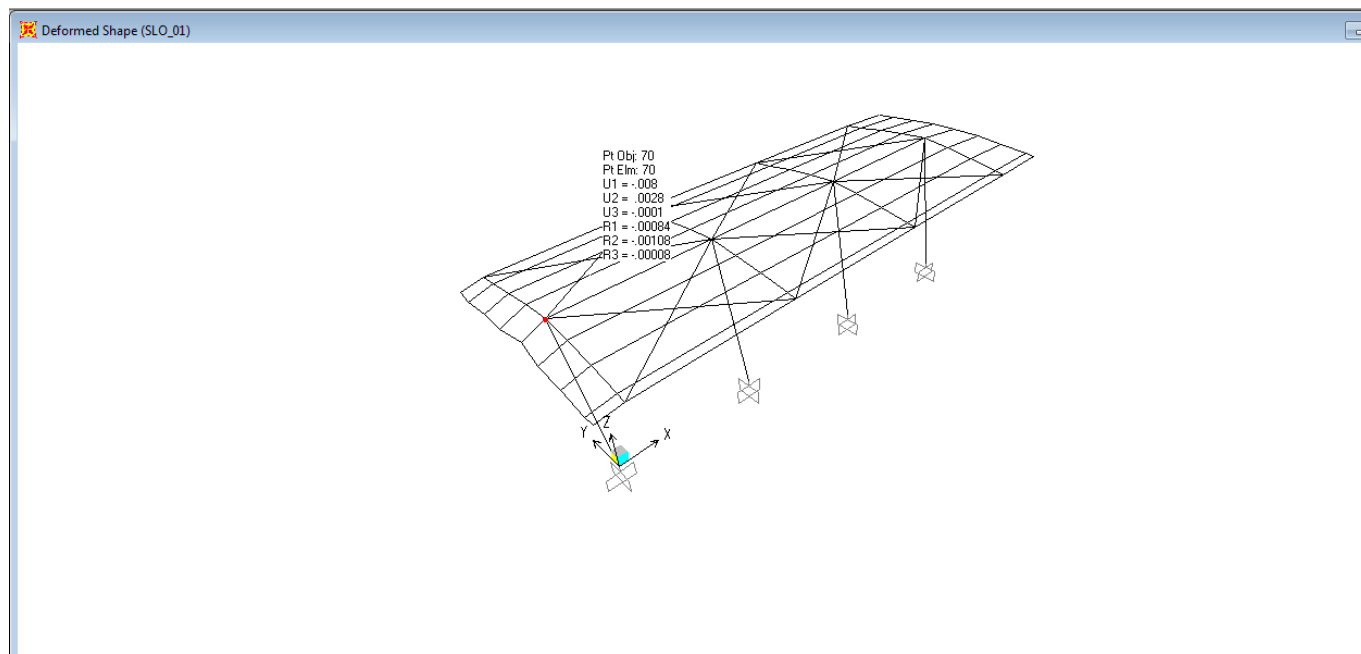


Figura 25 – Spostamenti massimi X per il SLO\_1



**PROGETTO DEFINITIVO**

**RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA**

**TRATTA PIADENA-MANTOVA**

OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 44	CLFV1400001	A	82 di 99

La verifica secondo il §7.3.6.1 del DM2018 fornisce i seguenti risultati:

$$q.dr \leq 0.005 \times 2/3 \times h$$

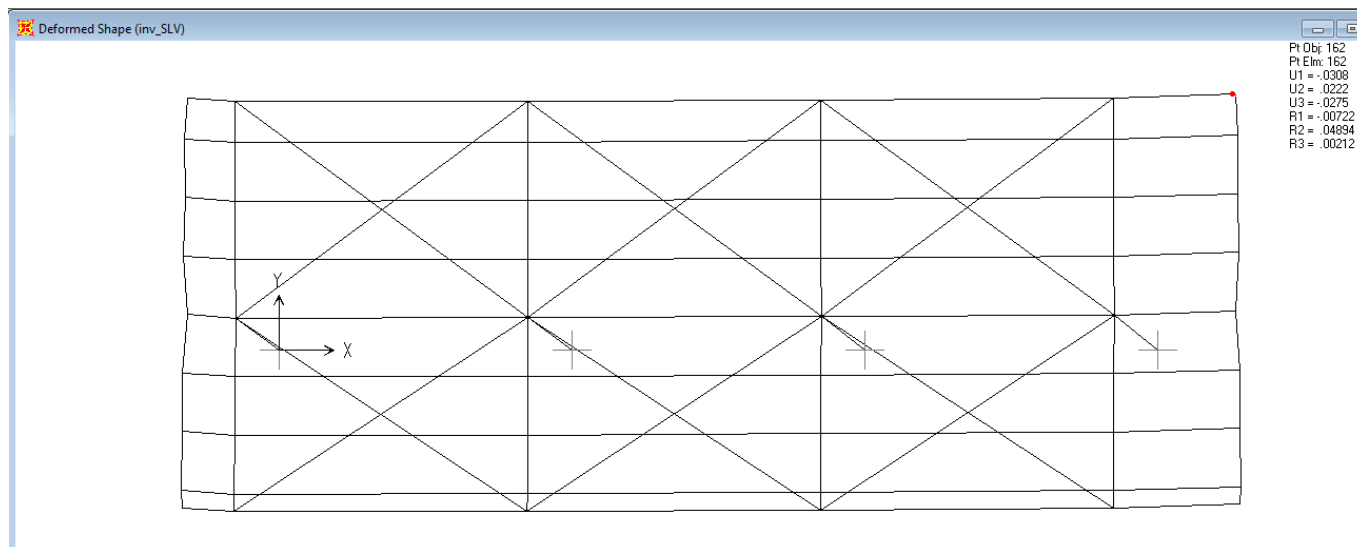
$$dr = 8 \text{ mm} < 0.005 \times 2/3 \times 5750 = 19.2 \text{ mm}$$

**La verifica risulta soddisfatta.**

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p><b>PROGETTO DEFINITIVO</b></p> <p><b>RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA</b></p> <p><b>TRATTA PIADENA-MANTOVA</b></p>					
	<p>OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA</p> <p><b>NM25</b></p>	<p>LOTTO</p> <p>03</p>	<p>CODIFICA</p> <p>D 44</p>	<p>DOCUMENTO</p> <p>CLFV1400001</p>	<p>REV.</p> <p>A</p>

#### 10.4 Verifiche del giunto strutturale

Gli spostamenti laterali in copertura, dovuti alle combinazioni SLV sono pari a 30.8 mm.

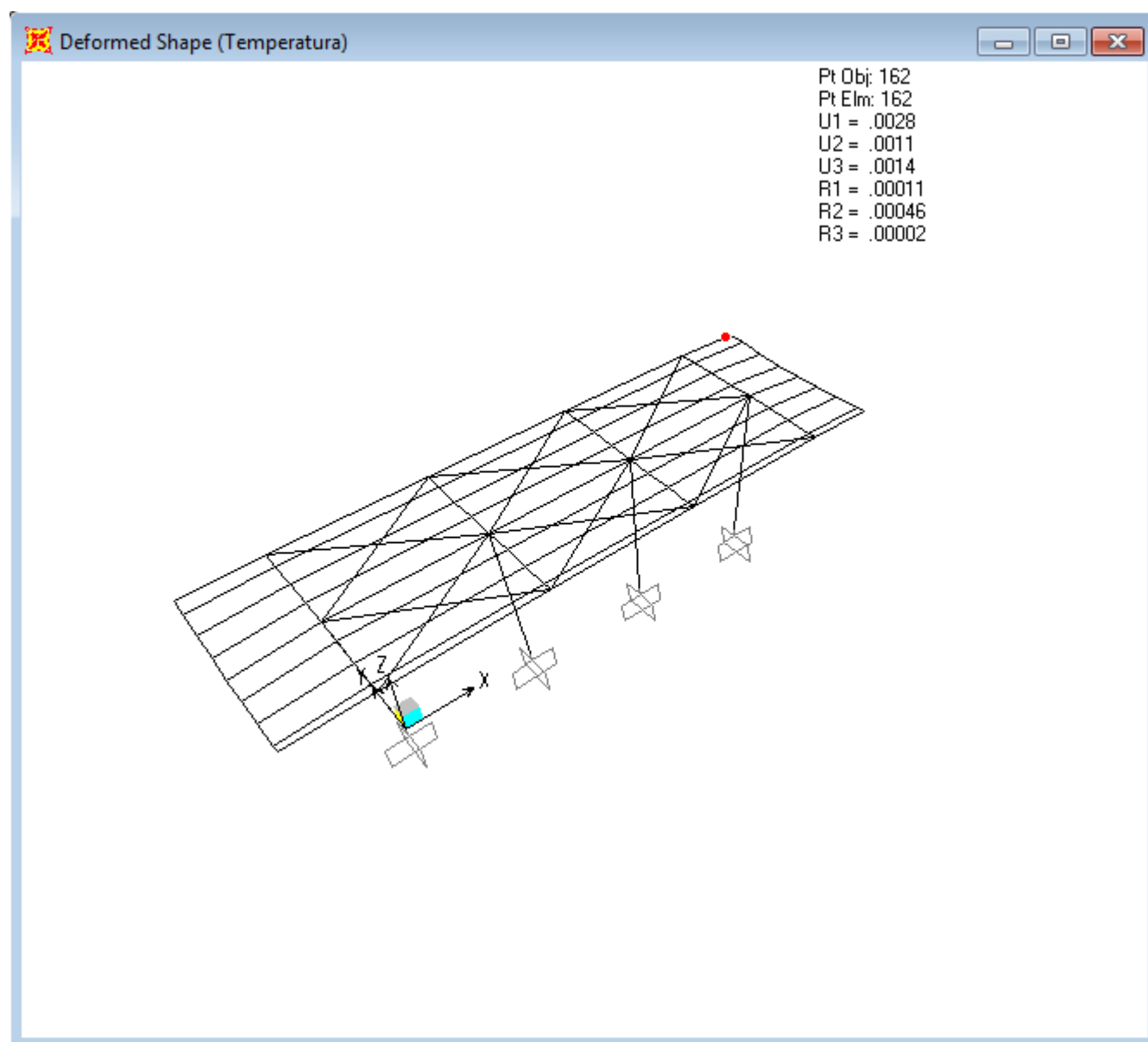


*Figura 26 – Spostamenti massimi tipologia 1 per gli SLV*

Gli spostamenti laterali in copertura, della tipologia adiacente, dovuti alle combinazioni SLV sono pari a 34.9 mm.

**Elab. Rif NM2503D44CLFV1400002A §10.4**

Gli spostamenti laterali in copertura, dovuti allo carico Temperatura sono pari a 2.8 mm.



*Figura 27 – Spostamenti massimi per il Temperatura*

Gli spostamenti laterali in copertura, della tipologia adiacente, dovuti alla temperatura sono pari a 2.2 mm.

**Elab. Rif NM2503D44CLFV1400002A §10.4**



**PROGETTO DEFINITIVO**

**RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA**

**TRATTA PIADENA-MANTOVA**

OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 44	CLFV1400001	A	85 di 99

$$d_{SLV} = 30.8 + 34.9 = 65.7 \text{ mm}$$

$$d_T = 2.8 + 2.2 = 5 \text{ mm}$$

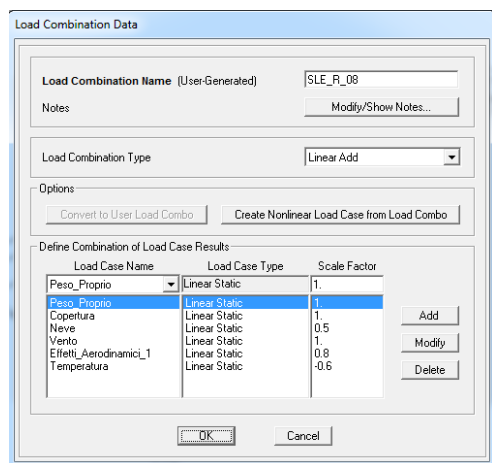
Il giunto tra i moduli della pensilina è di 100 mm.

$$d_{SLV} + d_T = 70.7 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

**La verifica risulta soddisfatta.**

### 10.5 Verifiche di buckling secondo la Circolare Applicativa C4.2.3.4

L'analisi di buckling è stata condotta per la combinazioni di carico SLE Rare più gravose, sia in termini di spostamenti verticali, che di orizzontali massimi, le quali, nel caso della tipologia in esame, sono stati sviluppati dalla combinazione SLE\_R\_08, che include le seguenti condizioni di carico:



Load Combination Name (User-Generated): SLE\_R\_08

Notes: Modify/Show Notes...

Load Combination Type: Linear Add

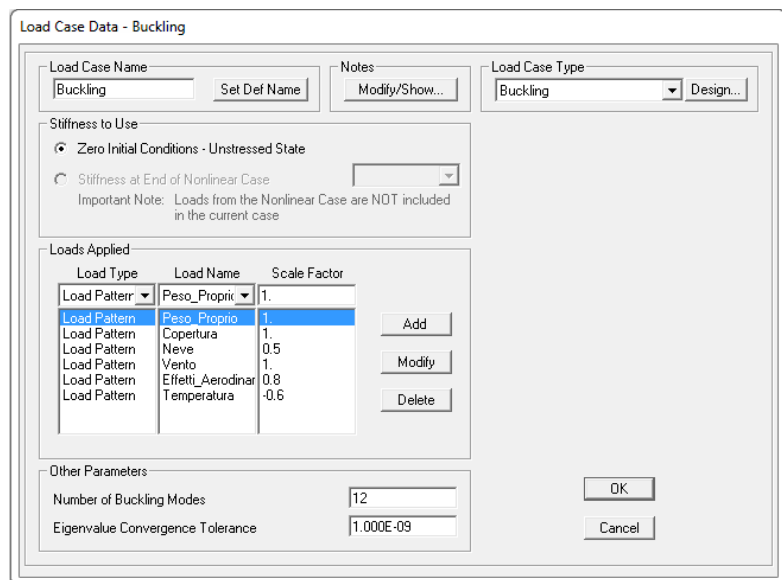
Options: Convert to User Load Combo, Create Nonlinear Load Case from Load Combo

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
Peso_Proprio	Linear Static	1
Copertura	Linear Static	1
Neve	Linear Static	0.5
Vento	Linear Static	1
Effetti_Aerodinamici_1	Linear Static	0.8
Temperatura	Linear Static	-0.6

Buttons: Add, Modify, Delete, OK, Cancel

La combinazione buckling è stata determinata nel modo seguente:



Load Case Name: Buckling (Set Def Name) | Notes: Modify/Show... | Load Case Type: Buckling (Design...)

Stiffness to Use:  Zero Initial Conditions - Unstressed State |  Stiffness at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case

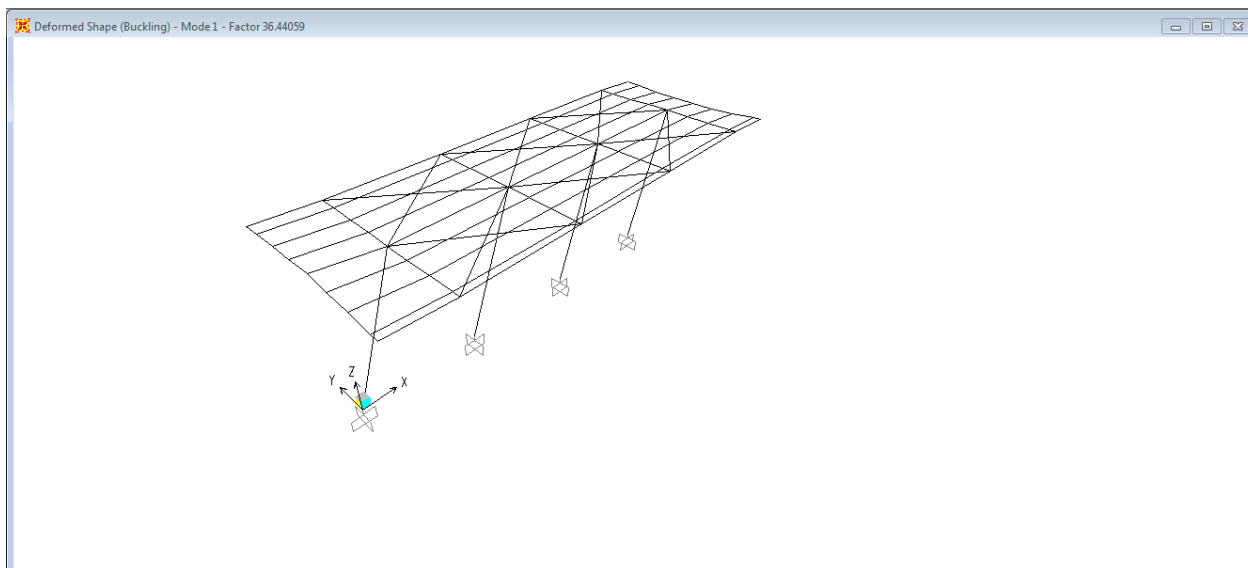
Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Peso_Proprio	1
Load Pattern	Copertura	1
Load Pattern	Neve	0.5
Load Pattern	Vento	1
Load Pattern	Effetti_Aerodinamici_1	0.8
Load Pattern	Temperatura	-0.6

Buttons: Add, Modify, Delete, OK, Cancel

Other Parameters: Number of Buckling Modes: 12 | Eigenvalue Convergence Tolerance: 1.000E-09

La struttura presenta il seguente comportamento:



Dalla figura si evince, che  $\alpha_{cr} = 36 > 10$ .

L'analisi globale della struttura può essere eseguita con la teoria del primo ordine.

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p><b>PROGETTO DEFINITIVO</b></p> <p><b>RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA</b></p> <p><b>TRATTA PIADENA-MANTOVA</b></p>					
	<p>OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA</p> <p><b>NM25</b></p>	<p>LOTTO</p> <p>03</p>	<p>CODIFICA</p> <p>D.44</p>	<p>DOCUMENTO</p> <p>CLFV1400001</p>	<p>REV.</p> <p>A</p>

### 10.6 Verifiche degli effetti delle non-linearità geometriche secondo NTC18 §7.3.1

Le non linearità geometriche, sono prese in conto tramite il fattore  $\theta$ , che è definito nel modo seguente:

$$\theta = P \times d_{Er} / V \times h;$$

dove:

$h = 5.75\text{m}$  – l'altezza del piano in esame rispetto a quota estradosso fondazione (punto d'incastro della struttura)

$d_{Er} = 0.031\text{m}$  – spostamento orizzontale del piano agli SLV

**TABLE: Joint Displacements**

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
161	SLV_1	Combination	Max	0.03124	0.008066	0.004084	0.001609	0.047077	0.00208

$P = 385\text{ kN}$  è il carico verticale totale

$V = 104\text{ kN}$  è il carico orizzontale totale in direzione dello spostamento del piano

: Joint Reactions									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
69	SLV_1	Combination	Max	22.956	6.602	110.535	49.6183	75.6649	0.0097
73	SLV_1	Combination	Max	28.067	6.617	83.444	47.212	85.5985	0.0093
77	SLV_1	Combination	Max	27.688	6.717	84.806	48.1409	84.8482	0.0094
81	SLV_1	Combination	Max	25.049	7.108	105.716	53.5014	79.7004	0.0105
				<b>V</b>		<b>P</b>			
				103.76		384.501			

Si ha, dunque:

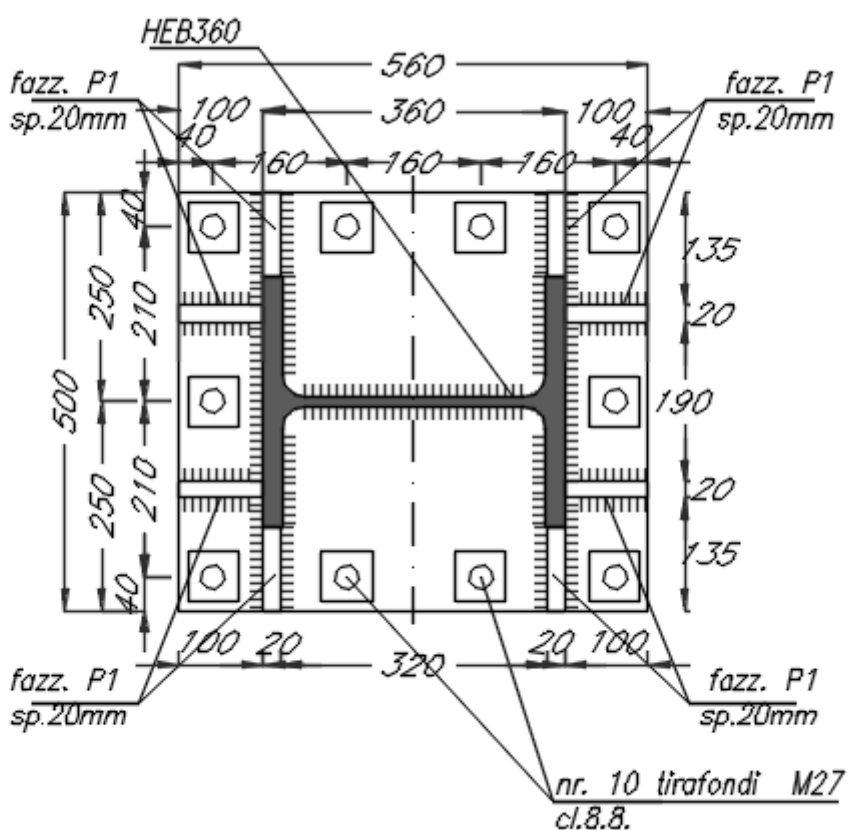
$$\theta = 385 \times 0.031 / 104 \times 5.75 = 0.02 < 0.1 \text{ – Gli effetti delle non linearità geometriche possono essere trascurate.}$$



## 11 VERIFICA DEI TIRAFONDI

### 11.1 Verifiche dell'acciaio

Le verifiche della connessione è stata effettuata tramite il programma Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019.



Sollecitazioni di progetto :

TABLE: Joint Reactions									
Joint	OutputCa	CaseType	StepTy	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
69	SLU_75	Combination		-0.985	-20.182	260.735	174.1554	1.9233	0.0471



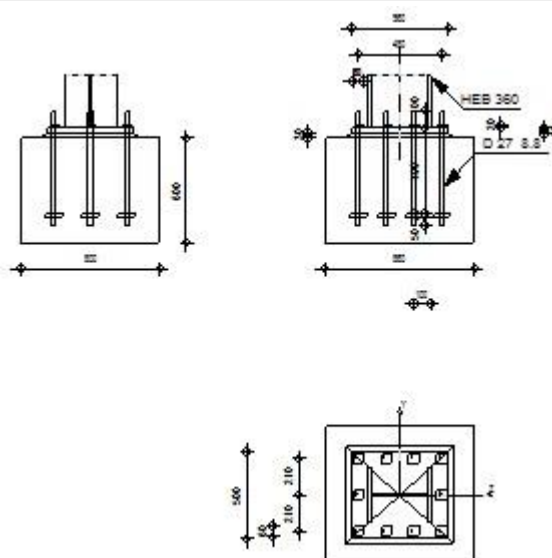
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

## Calcolo del plinto della colonna incastrato

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Coefficiente  
**0.62**



## 12 GENERALE

N. giunto: 1  
Nome del giunto: Fixed column base

## 13 GEOMETRIA

## 14 COLONNA

Profilato: HEB 360

$L_c =$	5.00	[m]	Lunghezza della colonna
$\alpha =$	0.0	[Deg]	Angolo d'inclinazione
$h_c =$	360	[mm]	Altezza della sezione della colonna
$b_{fc} =$	300	[mm]	Larghezza della sezione della colonna
$t_{wc} =$	13	[mm]	Spessore dell'anima della sezione della colonna
$t_{fc} =$	23	[mm]	Spessore dell'ala della sezione della colonna
$r_c =$	27	[mm]	Raggio di raccordo della sezione della colonna
$A_c =$	180.63	[cm <sup>2</sup> ]	Area della sezione della colonna
$I_{yc} =$	43193.50	[cm <sup>4</sup> ]	Momento di inerzia della sezione della colonna
Materiale:	S 275		
$f_{yc} =$	275.00	[MPa]	Resistenza
$f_{uc} =$	430.00	[MPa]	Limite di resistenza del materiale

## 15 PLINTO DELLA COLONNA

$l_{pd} =$	560	[mm]	Lunghezza
$b_{pd} =$	500	[mm]	Larghezza
$t_{pd} =$	30	[mm]	Spessore
Materiale:	S 275		
$f_{ypd} =$	275.00	[MPa]	Resistenza
$f_{upd} =$	430.00	[MPa]	Limite di resistenza del materiale

## 16 ANCORAGGIO

Il piano di taglio attraversa la parte FILETTATA del bullone.

Classe =	8.8		Classe di ancoraggi
$f_{yb} =$	640.00	[MPa]	Limite di plasticità del materiale del bullone
$f_{ub} =$	800.00	[MPa]	Resistenza del materiale del bullone alla trazione
$d =$	27	[mm]	Diametro del bullone
$A_s =$	4.59	[cm <sup>2</sup> ]	Area della sezione efficace del bullone
$A_v =$	5.73	[cm <sup>2</sup> ]	Area della sezione del bullone
$n_H =$	4		Numero di colonne dei bulloni
$n_V =$	3		Numero di file di bulloni

Distanza orizzontale  $e_{Hi}$  = 160;160 [mm]

Distanza verticale  $e_{Vi}$  = 210 [mm]

### Dimensioni di ancoraggi

$L_1 =$	100	[mm]
$L_2 =$	490	[mm]
$L_3 =$	50	[mm]

### Piastrina di resistenza

$l_p =$	100	[mm]	Lunghezza
$b_p =$	100	[mm]	Larghezza
$t_p =$	20	[mm]	Spessore
Materiale:	S 275		
$f_y =$	275.00	[MPa]	Resistenza

### Rondella

$l_{wd} =$	60	[mm]	Lunghezza
$b_{wd} =$	60	[mm]	Larghezza
$t_{wd} =$	20	[mm]	Spessore

## 17 COEFFICIENTI DI MATERIALE

$\gamma_{M0} =$	1.00	Coefficiente di sicurezza parziale
$\gamma_{M2} =$	1.25	Coefficiente di sicurezza parziale
$\gamma_C =$	1.50	Coefficiente di sicurezza parziale

## 18 PLINTO DI FONDAZIONE

$L =$	860	[mm]	Lunghezza del plinto
$B =$	800	[mm]	Larghezza del plinto
$H =$	600	[mm]	Altezza del plinto

## Calcestruzzo

Class C30/37

$f_{ck} = 30.00$  [MPa] Resistenza caratteristica alla compressione

### Getto di sigillatura

$t_g = 30$  [mm] Spessore del getto di sigillatura

$f_{ck,g} = 12.00$  [MPa] Resistenza caratteristica alla compressione

$C_{f,d} = 0.30$  Coeff. di attrito tra la piastra di base e il calcestruzzo

## 19 SALDATURE

$a_p = 10$  [mm] Piastra principale del plinto della colonna

## 20 CARICHI

Condizione Calcolo manuale.

$N_{j,Ed} = -261.00$  [kN] Azione assiale

$V_{j,Ed,y} = -1.00$  [kN] Azione tagliante

$V_{j,Ed,z} = -21.00$  [kN] Azione tagliante

$M_{j,Ed,y} = 176.00$  [kN\*m] Momento flettente

$M_{j,Ed,z} = 2.00$  [kN\*m] Momento flettente

## 21 RISULTATI

## 22 ZONA DI COMPRESSIONE

### COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO

$f_{cd} = 20.00$  [MPa] Resistenza di calcolo alla compressione EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = 20.90$  [MPa] Resistenza di calcolo del materiale del giunto sotto la piastra di base [6.2.5.(7)]

$$c = t_p \sqrt{(f_{yp} / (3 * f_j * \gamma_{M0}))}$$

$c = 63$  [mm] Larghezza dell'appoggio addizionale [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 148$  [mm] Larghezza efficace della zona di contatto sotto l'ala [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 426$  [mm] Lunghezza efficace della zona di contatto sotto l'ala [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 630.63$  [cm<sup>2</sup>] Zona di contatto della piastra di base e della fondazione EN 1992-1:[6.7.(3)]

$A_{c1} = 3555.72$  [cm<sup>2</sup>] Area di calcolo massima della ripartizione del carico EN 1992-1:[6.7.(3)]

$$F_{rd,u} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{(A_{c1} / A_{c0})} \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$$

$F_{rd,u} = 2994.89$  [kN] Resistenza del calcestruzzo alla pressione EN 1992-1:[6.7.(3)]

$\beta_j = 0.67$  Coefficiente di riduzione per la compressione [6.2.5.(7)]

$$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$$

$f_{jd} = 31.66$  [MPa] Resistenza di calcolo del materiale del giunto [6.2.5.(7)]

$A_{c,n} = 1522.85$  [cm<sup>2</sup>] Area di compressione efficace [6.2.8.2.(1)]

$A_{c,y} = 630.63$  [cm<sup>2</sup>] Area di flessione My [6.2.8.3.(1)]

$A_{c,z} = 630.63$  [cm<sup>2</sup>] Area di flessione Mz [6.2.8.3.(1)]

$$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$$

$F_{c,Rd,n} = 4821.39$  [kN] Resistenza del calcestruzzo alla compressione [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,y} = 1996.59$  [kN] Resistenza del calcestruzzo alla flessione My [6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,z} = 1996.59$  [kN] Resistenza del calcestruzzo alla flessione Mz [6.2.8.3.(1)]

### ALA E ANIMA DELLA COLONNA IN COMPRESSIONE

CL =	1.00	Classe di sezione	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y}$ =	2683.14 [cm <sup>3</sup> ]	Fattore plastico della sezione	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y}$ =	737.86 [kN*m]	Resistenza di calcolo della sezione alla flessione	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y}$ =	338 [mm]	Distanza tra i centri di gravità delle ali	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$			
$F_{c,fc,Rd,y}$ =	2186.26 [kN]	Resistenza dell'ala compressa e dell'anima	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z}$ =	1032.51 [cm <sup>3</sup> ]	Fattore plastico della sezione	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z}$ =	283.94 [kN*m]	Resistenza di calcolo della sezione alla flessione	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z}$ =	213 [mm]	Distanza tra i centri di gravità delle ali	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$			
$F_{c,fc,Rd,z}$ =	1334.13 [kN]	Resistenza dell'ala compressa e dell'anima	[6.2.6.7.(1)]

### RESISTENZA DEL PLINTO NELLA ZONA COMPRESSA

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$			
$N_{j,Rd}$ =	4821.39 [kN]	Resistenza del plinto alla compressione assiale	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$			
$F_{c,Rd,y}$ =	1996.59 [kN]	Resistenza del plinto nella zona compressa	[6.2.8.3]
$F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$			
$F_{c,Rd,z}$ =	1334.13 [kN]	Resistenza del plinto nella zona compressa	[6.2.8.3]

## 23 ZONA IN TRAZIONE

### ROTTURA DEL BULLONE D'ANCORAGGIO

$A_b$ =	4.59 [cm <sup>2</sup> ]	Area efficace del bullone	[Tabella 3.4]
$f_{ub}$ =	800.00 [MPa]	Resistenza del materiale del bullone alla trazione	[Tabella 3.4]
Beta =	0.85	Coefficiente di riduzione della resistenza del bullone	[3.6.1.(3)]
$F_{t,Rd,s1} = \beta \cdot 0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_b / \gamma_{M2}$			
$F_{t,Rd,s1}$ =	224.73 [kN]	Resistenza del bullone alla rottura	[Tabella 3.4]
$F_{t,Rd,s} = F_{t,Rd,s1}$			
$F_{t,Rd,s}$ =	224.73 [kN]	Resistenza del bullone alla rottura	

### RESISTENZA DELL'ANCORAGGIO ALLA TRAZIONE

$F_{t,Rd} = F_{t,Rd,s}$			
$F_{t,Rd}$ =	224.73 [kN]	Resistenza dell'ancoraggio alla trazione	

### FLESSIONE DELLA PIASTRA DI BASE

#### Momento flettente $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1}$ =	227 [mm]	Lunghezza efficace per un bullone per il modo 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2}$ =	227 [mm]	Lunghezza efficace per un bullone per il modo 2	[6.2.6.5]
m =	49 [mm]	Distanza del bullone dal bordo di irrigidimento	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd}$ =	14.07 [kN*m]	Resistenza plastica della piastra per il modo 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd}$ =	14.07 [kN*m]	Resistenza plastica della piastra per il modo 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd}$ =	1155.86 [kN]	Resistenza della piastra per il modo 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd}$ =	621.34 [kN]	Resistenza della piastra per il modo 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd}$ =	674.18 [kN]	Resistenza della piastra per il modo 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$			
$F_{t,pl,Rd,y}$ =	621.34 [kN]	Resistenza della piastra in trazione	[6.2.4]

#### Momento flettente $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1}$ =	280 [mm]	Lunghezza efficace per un bullone per il modo 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2}$ =	280 [mm]	Lunghezza efficace per un bullone per il modo 2	[6.2.6.5]
m =	192 [mm]	Distanza del bullone dal bordo di irrigidimento	[6.2.6.5]

**Momento flettente  $M_{j,Ed,z}$**

$l_{eff,1} =$	280	[mm]	Lunghezza efficace per un bullone per il modo 1	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} =$	17.32	[kN*m]	Resistenza plastica della piastra per il modo 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} =$	17.32	[kN*m]	Resistenza plastica della piastra per il modo 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} =$	360.12	[kN]	Resistenza della piastra per il modo 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} =$	303.77	[kN]	Resistenza della piastra per il modo 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} =$	898.91	[kN]	Resistenza della piastra per il modo 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$				
$F_{t,pl,Rd,z} =$	303.77	[kN]	Resistenza della piastra in trazione	[6.2.4]

**RESISTENZA DELL'ANIMA DELLA COLONNA ALLA TRAZIONE**

**Momento flettente  $M_{j,Ed,z}$**

$t_{wc} =$	13	[mm]	Spessore efficace dell'anima della colonna	[6.2.6.3.(8)]
$b_{eff,t,wc} =$	280	[mm]	Larghezza efficace dell'anima in trazione	[6.2.6.3.(2)]
$A_{vc} =$	60.60	[cm <sup>2</sup> ]	Area al taglio	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0.84		Coefficiente di riduzione per l'interazione con il taglio	[6.2.6.3.(4)]
$F_{t,wc,Rd,z} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$				
$F_{t,wc,Rd,z} =$	803.84	[kN]	Resistenza dell'anima della colonna	[6.2.6.3.(1)]

**RESISTENZA DEL PLINTO NELLA ZONA IN TRAZIONE**

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$				
$F_{T,Rd,y} =$	621.34	[kN]	Resistenza del plinto nella zona tesa	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,z} = \min(F_{t,pl,Rd,z}, F_{t,wc,Rd,z})$				
$F_{T,Rd,z} =$	303.77	[kN]	Resistenza del plinto nella zona tesa	[6.2.8.3]

**24 CONTROLLO DELLA RESISTENZA DEL GIUNTO**

$N_{i,Ed} / N_{i,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0.05 < 1.00	verificato	(0.05)
$e_y =$	674	[mm]	Eccentricità dell'azione assiale
$Z_{c,y} =$	169	[mm]	Braccio di leva $F_{C,Rd,y}$
$Z_{t,y} =$	240	[mm]	Braccio di leva $F_{T,Rd,y}$
$M_{j,Rd,y} =$	338.74	[kN*m]	Resistenza del giunto alla flessione
$M_{i,Ed,y} / M_{i,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	0.52 < 1.00	verificato	(0.52)
$e_z =$	8	[mm]	Eccentricità dell'azione assiale
$Z_{c,z} =$	106	[mm]	Braccio di leva $F_{C,Rd,z}$
$Z_{t,z} =$	210	[mm]	Braccio di leva $F_{T,Rd,z}$
$M_{j,Rd,z} =$	19.07	[kN*m]	Resistenza del giunto alla flessione
$M_{i,Ed,z} / M_{i,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	0.10 < 1.00	verificato	(0.10)
$M_{i,Ed,y} / M_{i,Rd,y} + M_{i,Ed,z} / M_{i,Rd,z} \leq 1,0$	0.62 < 1.00	verificato	(0.62)

**25 TAGLIO**

**PRESSIONE DEL BULLONE D'ANCORAGGIO SULLA PIASTRA DI BASE**

**Taglio della forza  $V_{j,Ed,y}$**

$\alpha_{d,y} = 0.46$	Coeff. di posizione dei bulloni: nella direzione del taglio	[Tabella 3.4]	
$\alpha_{b,y} = 0.46$	Coeff. per il calcolo della resistenza $F_{1,vb,Rd}$	[Tabella 3.4]	
$k_{1,y} = 2.16$	Coeff. di posizione dei bulloni: perpendicolari alla direzione del taglio	[Tabella 3.4]	
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \alpha_{b,y} f_{up} d^* t_p / \gamma_{M2}$			
$F_{1,vb,Rd,y} =$	276.98	[kN]	Resistenza del bullone d'ancoraggio alla pressione sulla piastra di base
			[6.2.2.(7)]

### Taglio della forza $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 0.46$  Coeff. di posizione dei bulloni: nella direzione del taglio [Tabella 3.4]

$\alpha_{b,z} = 0.46$  Coeff. per il calcolo della resistenza  $F_{1,vb,Rd}$  [Tabella 3.4]

$k_{1,z} = 2.16$  Coeff. di posizione dei bulloni: perpendicolari alla direzione del taglio [Tabella 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 276.98$  [kN] Resistenza del bullone d'ancoraggio alla pressione sulla piastra di base [6.2.2.(7)]

### TAGLIO DEL BULLONE D'ANCORAGGIO

$\alpha_b = 0.25$  Coeff. per il calcolo della resistenza  $F_{2,vb,Rd}$  [6.2.2.(7)]

$A_{sb} = 4.59$  [cm<sup>2</sup>] Area della sezione efficace del bullone [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 800.00$  [MPa] Resistenza del materiale del bullone alla trazione [6.2.2.(7)]

$\gamma_{M2} = 1.25$  Coefficiente di sicurezza parziale [6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{sb} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} = 72.85$  [kN] Resistenza del bullone al taglio - senza effetto della leva [6.2.2.(7)]

### SLITTAMENTO DEL PLINTO

$C_{f,d} = 0.30$  Coeff. di attrito tra la piastra di base e il calcestruzzo [6.2.2.(6)]

$N_{c,Ed} = 261.00$  [kN] Azione di compressione [6.2.2.(6)]

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$$

$F_{f,Rd} = 78.30$  [kN] Resistenza allo slittamento [6.2.2.(6)]

### CONTROLLO DEL TAGLIO

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,y} = 806.82$  [kN] Resistenza del giunto al taglio  $V_{j,Rd}$

$V_{i,Ed,y} / V_{i,Rd,y} \leq 1.0$   $0.00 < 1.00$  verificato (0.00)

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,z} = 806.82$  [kN] Resistenza del giunto al taglio  $V_{j,Rd}$

$V_{i,Ed,z} / V_{i,Rd,z} \leq 1.0$   $0.03 < 1.00$  verificato (0.03)

$V_{i,Ed,y} / V_{i,Rd,y} + V_{i,Ed,z} / V_{i,Rd,z} \leq 1.0$   $0.03 < 1.00$  verificato (0.03)

## 26 SALDATURE TRA LA COLONNA E LA PIASTRA DELLA BASE

$\sigma_{\perp} = 70.59$  [MPa] Sollecitazione normale nella saldatura [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 70.59$  [MPa] Sollecitazione tangenziale perpendicolare [4.5.3.(7)]

$\tau_{yII} = -0.09$  [MPa] Sollecitazione tangenziale parallela a  $V_{j,Ed,y}$  [4.5.3.(7)]

$\tau_{zII} = -3.33$  [MPa] Sollecitazione tangenziale parallela a  $V_{j,Ed,z}$  [4.5.3.(7)]

$\beta_W = 0.85$  Coefficiente dovuto alla resistenza [4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$  (4.1)  $0.23 < 1.00$  verificato (0.23)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2)) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0$  (4.1)  $0.35 < 1.00$  verificato (0.35)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0$  (4.1)  $0.29 < 1.00$  verificato (0.29)

## 27 RIGIDEZZA DEL GIUNTO

### Momento flettente $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} = 148$  [mm] Larghezza efficace della zona di contatto sotto l'ala [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 426$  [mm] Lunghezza efficace della zona di contatto sotto l'ala [6.2.5.(3)]

$$k_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff}) / (1.275 \cdot E)}$$

$k_{13,y} =$	31	[mm]	Coefficiente di rigidezza del calcestruzzo in compressione	[Tabella 6.11]
$l_{eff} =$	227	[mm]	Lunghezza efficace per un bullone per il modo 2	[6.2.6.5]
$m =$	49	[mm]	Distanza del bullone dal bordo di irrigidimento	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.850 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	23	[mm]	Coefficiente di rigidezza della piastra di base in trazione	[Tabella 6.11]
$L_b =$	310	[mm]	Lunghezza efficace del bullone di ancoraggio	[Tabella 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	2	[mm]	Coefficiente di rigidezza dell'ancoraggio in trazione	[Tabella 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0.37		Snellezza della colonna	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	89291.05	[kN*m]	Rigidezza di rotazione iniziale	[Tabella 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	544238.10	[kN*m]	Rigidezza del giunto rigido	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDO				[5.2.2.5.(2)]
<b>Momento flettente <math>M_{j,Ed,z}</math></b>				
$k_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{A_{c,z}} / (1.275 \cdot E)$				
$k_{13,z} =$	31	[mm]	Coefficiente di rigidezza del calcestruzzo in compressione	[Tabella 6.11]
$l_{eff} =$	280	[mm]	Lunghezza efficace per un bullone per il modo 2	[6.2.6.5]
$m =$	192	[mm]	Distanza del bullone dal bordo di irrigidimento	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.850 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,z} =$	1	[mm]	Coefficiente di rigidezza della piastra di base in trazione	[Tabella 6.11]
$L_b =$	310	[mm]	Lunghezza efficace del bullone di ancoraggio	[Tabella 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$				
$k_{16,z} =$	2	[mm]	Coefficiente di rigidezza dell'ancoraggio in trazione	[Tabella 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	0.77		Snellezza della colonna	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	147202.96	[kN*m]	Rigidezza di rotazione iniziale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	127779.12	[kN*m]	Rigidezza del giunto rigido	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RIGIDO				[5.2.2.5.(2)]

## 28 IL COMPONENTE PIÙ DEBOLE:

PIASTRA DI BASE IN FLESSIONE

**Giunto conforme alla norma**

Coefficiente 0.62



 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p><b>PROGETTO DEFINITIVO</b></p> <p><b>RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA</b></p> <p><b>TRATTA PIADENA-MANTOVA</b></p>					
	<p>OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA</p> <p><b>NM25</b></p>	<p>LOTTO</p> <p>03</p>	<p>CODIFICA</p> <p>D 44</p>	<p>DOCUMENTO</p> <p>CLFV1400001</p>	<p>REV.</p> <p>A</p>

### 28.1 Verifiche nel cls

Per il calcolo a stappo dei tirafondi di ancoraggio e dello strappo del cono in cls si fa riferimento alla **DD\_CEN\_TS\_1992-4-2-2009 – Design of fasteners for use in concrete – Part 4-2: Headed Fasteners.**

Il calcolo è stato effettuato tramite un foglio excel

La forza di trazione nel un singolo tirafondo, maggiormente sollecitato è stata calcolata cautelativamente pari a:

$$N_{Ed} = M_{Ed,x} / n_x \cdot b_x + M_{Ed,y} / n_y \cdot b_y = 174 / 3 \cdot 0.46 + 2/4 \cdot 0.42 = \mathbf{127 \text{ kN}}$$

$b_x = 0.46 \text{ m}$  – interasse x tra le file estreme di tirafondi

$b_y = 0.42 \text{ m}$  – interasse y tra le file estreme di tirafondi

$n_x = 3$  numero di tirafondi in singola fila

$n_y = 4$  numero di tirafondi in singola fila

Il contributo della forza di compressione, agente nel giunto è stato omesso, a favore di sicurezza.

Si prevedono 2 uncini Ø12 per tirafondo, con lunghezza d'ancoraggio  $l_1$  pari a 500mm, per garantire la resistenza a strappo del cono di cls.

La verifica:

Sollecitazione di progetto

$N_{Ed} = 127$  [kN] forza assiale nel singolo tirafondo in zona di trazione

1. Strappo del singolo tirafondo di ancoraggio dal calcestruzzo § 6.2.3

$$N_{Rk,p} = 6 \cdot A_h \cdot f_{ck, cube} \cdot \psi_{ucr, N}$$

Classe di resistenza del calcestruzzo

C30/37

$f_{ck, cube} = 30$  [MPa]

$f_{ctd} = 1.35$  [MPa]

Tirafondi di ancoraggio

M27

$d = 27$  [mm]

Dimensioni della piastrina di resistenza

$l_p = 100$  [mm]

$b_p = 100$  [mm]

$$A_h = b_p \cdot l_p - \pi \cdot d^2 / 4$$

$A_h = 94.27$  [cm<sup>2</sup>]

$\psi_{ucr, N} = 1.00$  per calcestruzzi fessurati

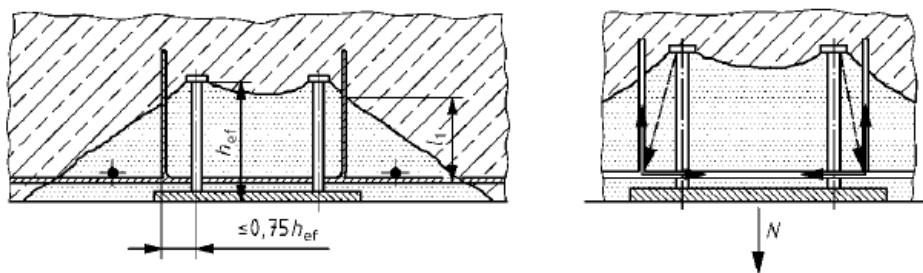
$N_{Rk,p} = 1696.94$  [kN]

La verifica

$N_{Ed} = 127 < N_{Rk,p} = 1696.94$

2. Strappo del cono di calcestruzzo

Per garantire la resistenza a strappo del cono del cls, si prevede armatura secondo il punto § 6.2.3 della DD\_CEN\_TS\_1992-4-2-2009 – Design of fasteners for use in concrete - Part 4-2: Headed Fasteners



Solamente e staffe disposte a distanza minore di  $0.75h_{ef}$  possono essere considerate efficaci

La lunghezza d'ancoraggio  $l_1$  non deve essere minore a  $4d_s$ , per staffe piegate, comunque non fuori dal cono di strappo

$$N_{Rd, a} = \sum_n \frac{l_1 \cdot \pi \cdot d_s \cdot f_{bd}}{\alpha}$$

$l_1 = 500$  [mm] lunghezza di ancoraggio delle staffe

$d_s =$	12	[mm]	diametro delle staffe		
$n =$	2		numero di staffe corrispondente ad un tirafondo		
$\alpha =$	0.7		fattore d'influenza		
$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd}$					
$\eta_1 =$	0.7				
$\eta_2 =$	1				
$f_{bd} =$	3.04	[MPa]			
$N_{Rd,a} =$	163.59	[kN]			
$N_{Ed} =$	127	<	$N_{Rd,a} =$	163.59	