

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J84H17000930009

U.O. ARCHITETTURA STAZIONI E TERRITORIO

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO LINEA CODOGNO-CREMONA-MANTOVA

TRATTA PIADENA-MANTOVA

FV11 - FERMATA DI PIADENA

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 1 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	

ITALFERR S.p.A.
U.O. ARCHITETTURA STAZIONI E TERRITORIO
Arch. Raffaele Marino
Ordine degli Architetti di Roma
N° 23193

File: NM2503D44CLFV1100001A

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	SALDATEURE	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>	17
6.3.2	<i>Affidabilità dei codici di calcolo</i>	17
6.3.3	<i>Informazioni generali sull'elaborazione.....</i>	17
6.3.4	<i>Tipo di analisi svolta</i>	17
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>	31
6.4.8	<i>Carichi di pali TE (Tensione Elettrica)</i>	36
6.4.9	<i>Azione sismica</i>	36
6.5	COMBINAZIONI DI CARICO.....	39
7	RISULTATI ANALISI.....	61
7.1	RISULTATI DELL'ANALISI MODALE	61
7.2	STATI LIMITE ULTIMO (SLU).....	62
7.2.1	<i>Inviluppo diagrammi delle sollecitazioni di progetto</i>	62
7.3	STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)	67
8	CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI	67
9	VERIFICHE DELLE MEMBRATURE METALLICHE.....	68
9.1.1	<i>Verifiche delle colonne HEB360</i>	69
9.1.2	<i>Verifiche delle mensole (H400x300)</i>	71
9.1.3	<i>Verifiche delle travi longitudinali HEA260</i>	73
9.1.4	<i>Verifiche degli arcarecci IPE 180</i>	75
9.1.5	<i>Verifiche degli arcarecci IPE 200</i>	77
9.1.6	<i>Verifiche dei controventi 2L70x70x7</i>	79
9.2	VERIFICHE TABELLE OUTPUT COMPLETE.....	81
10	VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ.....	84

10.1	VERIFICHE DI SPOSTAMENTI VERTICALI	84
10.2	VERIFICHE DI SPOSTAMENTI LATERALI.....	86
10.3	VERIFICHE DI RIGIDEZZA.....	90
10.4	VERIFICHE DI BUCKLING SENCONDO LA CIRCOLARE APPLICATIVA C4.2.3.4.....	93
10.5	VERIFICHE DEGLI EFFETTI DELLE NON-LINEARITÀ GEOMETRICHE SECONDO NTC18 §7.3.1	95
11	VERIFICA DEI TIRAFONDI.....	96
11.1	VERIFICHE DELL'ACCIAIO	96
11.2	GENERALE	97
11.3	GEOMETRIA	97
11.3.1	Colonna.....	97
11.3.2	Piastra della colonna.....	98
11.3.3	Ancoraggio.....	98
11.3.4	Coefficienti di materiale.....	100
11.3.5	Plinto di fondazione.....	100
11.3.6	Saldature.....	100
11.4	CARICHI	101
11.5	RISULTATI	101
11.5.1	Zona di compressione.....	101
11.5.2	Zona in trazione.....	103
11.5.3	Controllo della resistenza del giunto	105
11.5.4	Taglio.....	106
11.5.5	Saldature tra la colonna e la piastra della base.....	108
11.5.6	Rigidezza del giunto.....	108
11.5.7	Il componente più debole:.....	110
11.6	VERIFICHE NEL CLS.....	111



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	CLFV1100001	A	5 di 113

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA TRATTA PIADENA-MANTOVA				
	OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NM25	LOTTO 03	CODIFICA D.44	DOCUMENTO CLFV1100001

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 “Piadena”.

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 “Piadena”.

Le opere strutturali previste possono differenziarsi nel modo seguente:

- Pensilina metallica disposta a protezione di una parte della banchina ferroviaria lato binario 1 per una lunghezza complessiva di 37.5 metri circa
- Multiple pensiline metallica disposte a protezione di una parte della banchina ferroviaria lato binario da 2 a 5 di lunghezza pari a circa 20 metri ciascuna.

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”.

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>PROGETTO DEFINITIVO</p> <p>RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA</p> <p>TRATTA PIADENA-MANTOVA</p>					
	<p>OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA</p> <p>NM25</p>	<p>LOTTO</p> <p>03</p>	<p>CODIFICA</p> <p>D.44</p>	<p>DOCUMENTO</p> <p>CLFV1100001</p>	<p>REV.</p> <p>A</p>

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.*

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			
Classe Acciaio	S	<input type="text" value="275"/>	
Modulo di elasticità	$E_f =$	<input type="text" value="210000"/>	N/mm ²
Modulo di Poisson:	$\nu =$	<input type="text" value="0.3"/>	
Coefficiente di dilatazione lineare	$\alpha =$	<input type="text" value="0.00001"/>	°C ⁻¹
Modulo di elasticità trasversale	$G =$	<input type="text" value="80769"/>	N/mm ²
Densità	$\gamma =$	<input type="text" value="7850"/>	Kg/m ³ = <input type="text" value="76.98"/> KN/m ³
Spessore massimo elementi		<input type="text" value="<40"/>	mm
Tensione caratteristica allo snervamento:	$f_{yk} =$	<input type="text" value="275"/>	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} =$	<input type="text" value="430"/>	N/mm ²
Coefficienti parziali per le verifiche agli SLU:			
[γ_{m0}] Resistenza sezioni cl 1-4	[γ_{m1}] Instabilità membrature	[γ_{m1}] Instabilità membrature ponti ferr. e strad.	[γ_{m2}] 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>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>PROGETTO DEFINITIVO</p> <p>RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA</p> <p>TRATTA PIADENA-MANTOVA</p>					
	<p>OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA</p> <p>NM25</p>	<p>LOTTO</p> <p>03</p>	<p>CODIFICA</p> <p>D.44</p>	<p>DOCUMENTO</p> <p>CLFV1100001</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.

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° 7' 39" N

10° 22' 10.56" 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 soggetta 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: $VN = 50$ 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:

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA TRATTA PIADENA-MANTOVA					
	OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NM25	LOTTO 03	CODIFICA D.44	DOCUMENTO CLFV1100001	REV. A

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

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 / VR) 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:

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

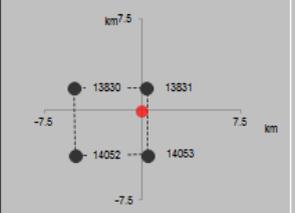
Interpolazione corretta

Interpolazione:



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".

Nodi del reticolo intorno al sito



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0.038	2.573	0.241
SLD	75	0.045	2.538	0.265
SLV	712	0.091	2.636	0.318
SLC	1462	0.115	2.630	0.325

Tabella di riepilogo Parametri di pericolosità sismica

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA TRATTA PIADENA-MANTOVA					
<p>OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA</p> <p>NM25</p>	<p>LOTTO</p> <p>03</p>	<p>CODIFICA</p> <p>D 44</p>	<p>DOCUMENTO</p> <p>CLFV1100001</p>	<p>REV.</p> <p>A</p>	<p>FOGLIO</p> <p>14 di 113</p>

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 della pensilina ferroviaria in corrispondenza del binario 1, la quale presenta le caratteristiche geometriche più gravose in quanto presenta una copertura asimmetrica, rispetto al pilastro. Le analisi svolte per le suddette strutture sono valide anche per quelle in corrispondenza degli altri binari. La struttura metallica è composta da una struttura intelaiata, che si estende per un totale di 8 assi strutturali, disposte ad un interasse di 5.0 m tra di loro. La lunghezza totale della struttura è pari a circa 37.5m.

La tipologia strutturale consiste in una struttura intelaiata a mensola asimmetrica (circa 3.10m sul lato binario, e circa 2.2 su quello opposto). 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. I pilastri appoggiano plinti di fondazione di dimensioni pari a 2.0x2.0x0.6m. 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 di bordo, per i quali è stata adottata una connessione rigida.

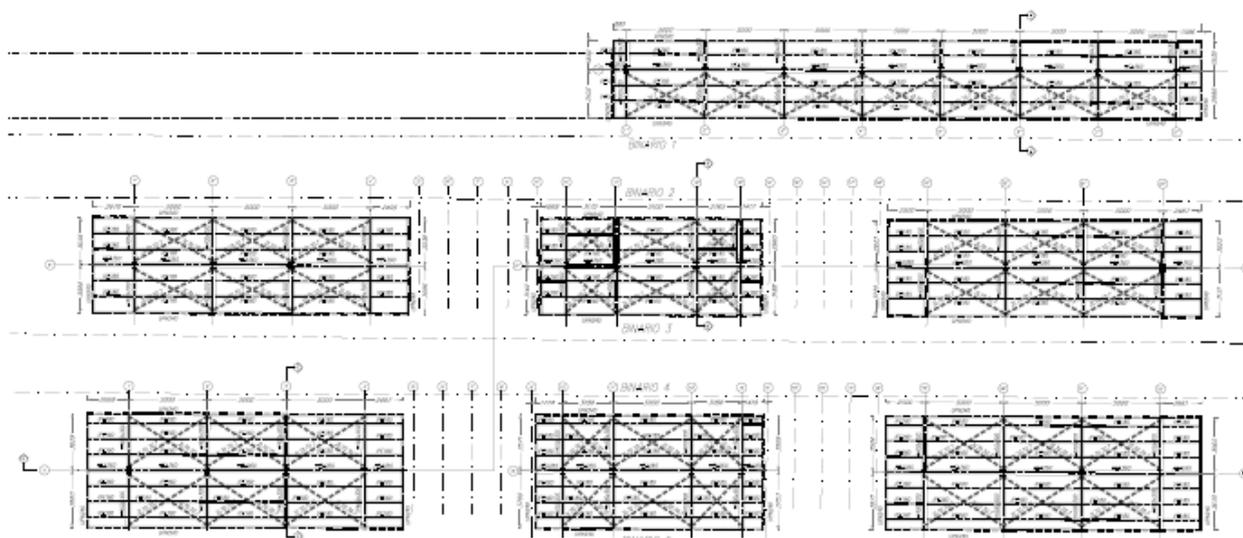


Figura 2 – Inquadramento planimetrico

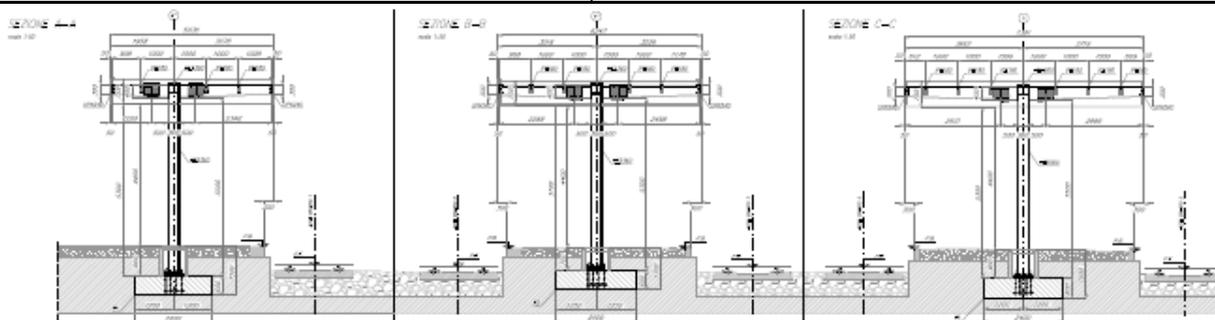


Figura 3 – Sezioni trasversali

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>PROGETTO DEFINITIVO</p> <p>RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA</p> <p>TRATTA PIADENA-MANTOVA</p>					
	<p>OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA</p> <p>NM25</p>	<p>LOTTO</p> <p>03</p>	<p>CODIFICA</p> <p>D 44</p>	<p>DOCUMENTO</p> <p>CLFV1100001</p>	<p>REV.</p> <p>A</p>

6.2 Unità di misura

Nel seguito si adotteranno le seguenti unità di misura:

- per le lunghezze \Rightarrow m, mm
- per i carichi \Rightarrow kN, kN/m², kN/m³
- per le azioni di calcolo \Rightarrow kN, kNm
- per le tensioni \Rightarrow 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 lo sviluppo della pensilina, descritta 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:

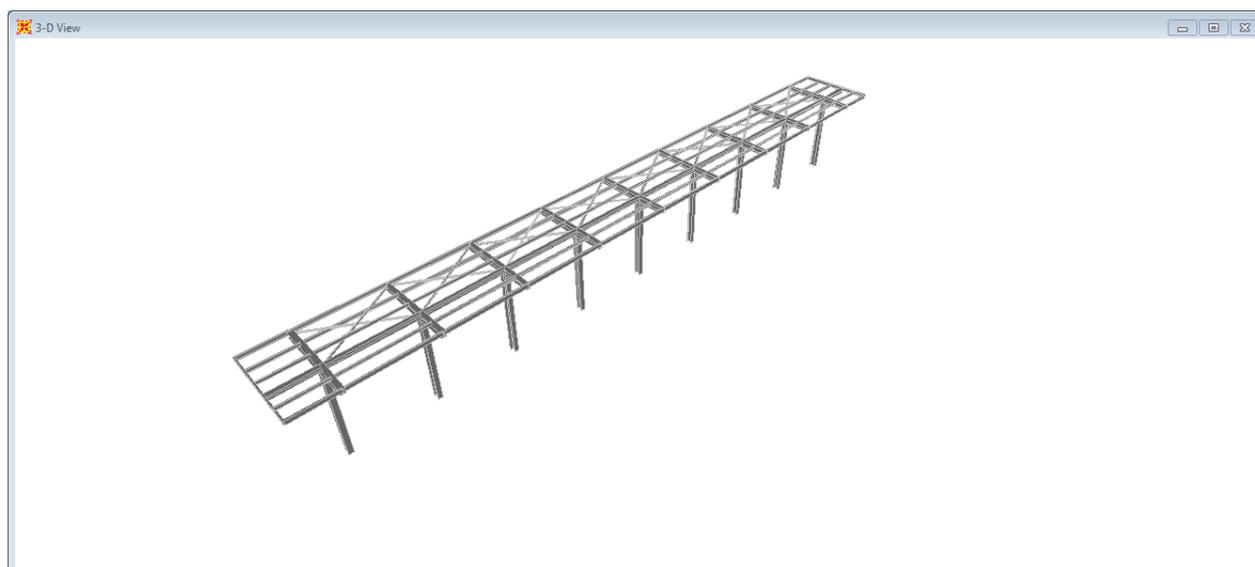


Figura 4 – Vista assometrica

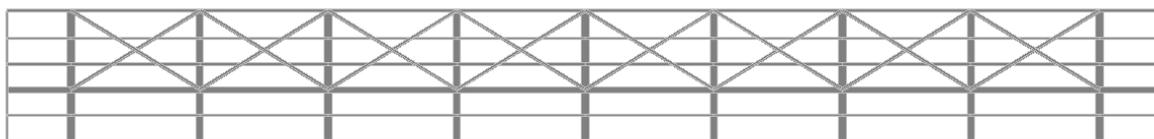


Figura 5 – Vista in pianta

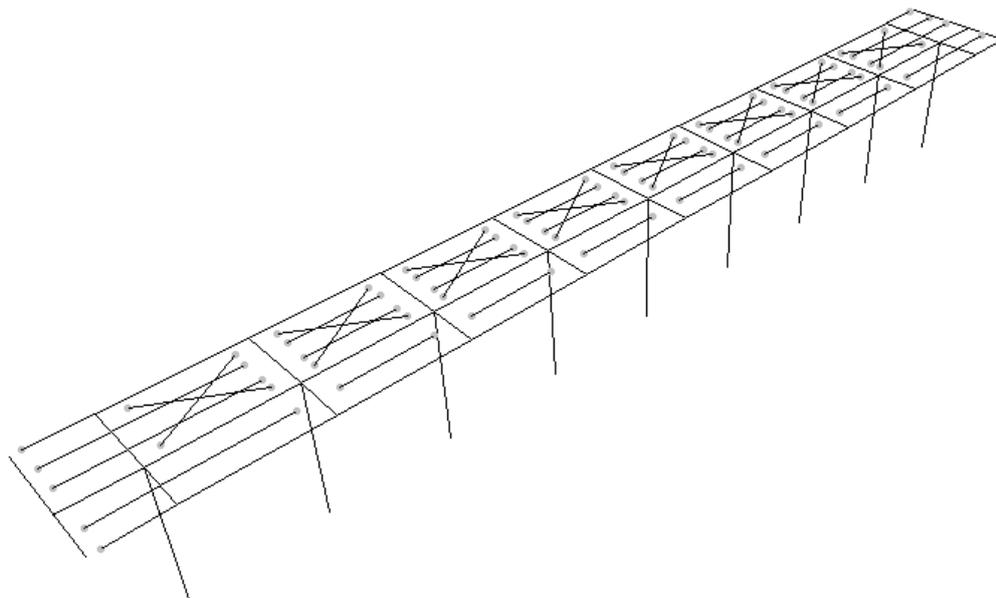


Figura 6 –Vincoli interni

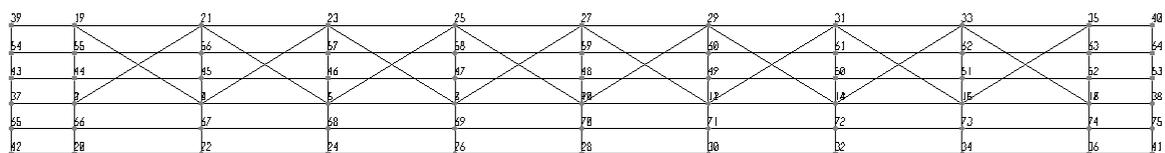


Figura 7 – Numerazione nodi di copertura

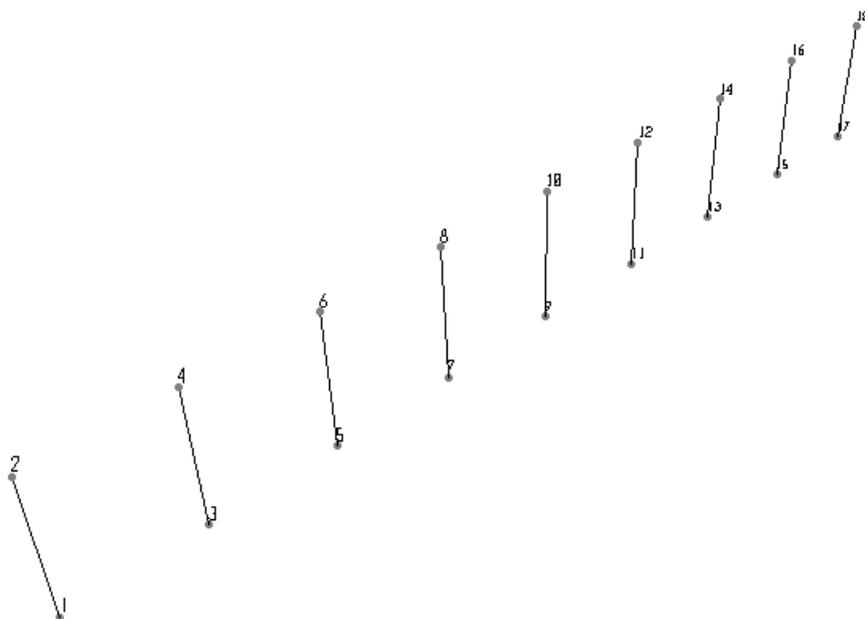


Figura 8 – Numerazione nodi di pilastrini

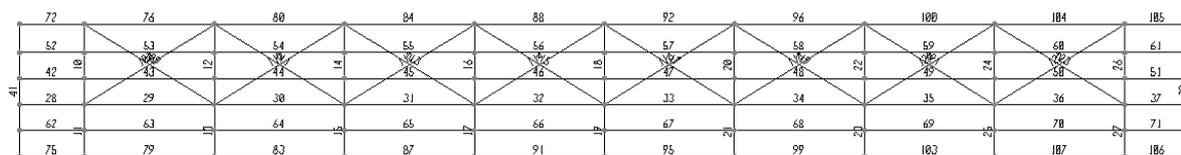


Figura 9 – Numerazione aste di copertura

OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D.44	CLFV1100001	A	21 di 113

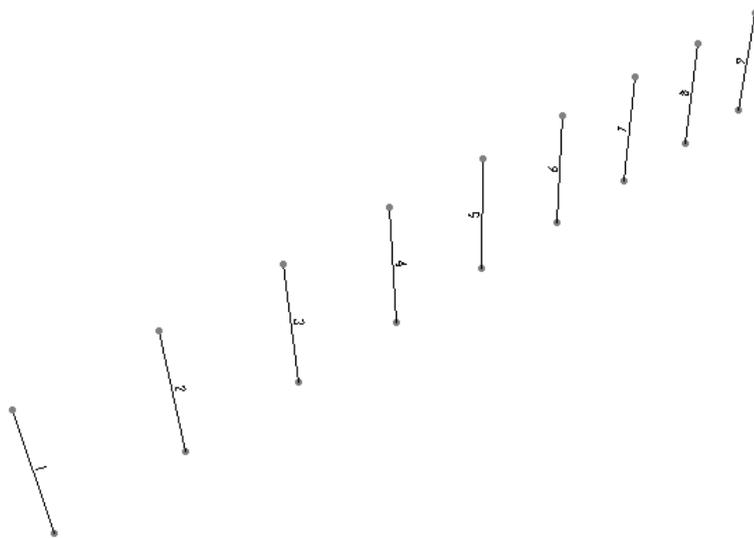


Figura 10 – Numerazione aste dei pilastri

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>PROGETTO DEFINITIVO</p> <p>RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA</p> <p>TRATTA PIADENA-MANTOVA</p>					
	<p>OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA</p> <p>NM25</p>	<p>LOTTO</p> <p>03</p>	<p>CODIFICA</p> <p>D 44</p>	<p>DOCUMENTO</p> <p>CLFV1100001</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 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:

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA TRATTA PIADENA-MANTOVA					
	OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NM25	LOTTO 03	CODIFICA D.44	DOCUMENTO CLFV1100001	REV. A

μ_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 μ_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/m².

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

$$q_s = 0.8 \times 1.00 \times 1 \times 1 = 0.80 \text{ kN/m}^2$$

(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_s (altitudine sul livello del mare della costruzione):

40 [m]

Distanza dalla costa

150 [km]

T_R (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						

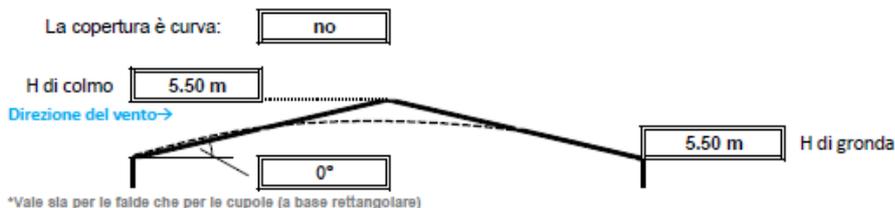
ZONA 6					
	costa		500m		
	mare				
	2 km	10 km	30 km		
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

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

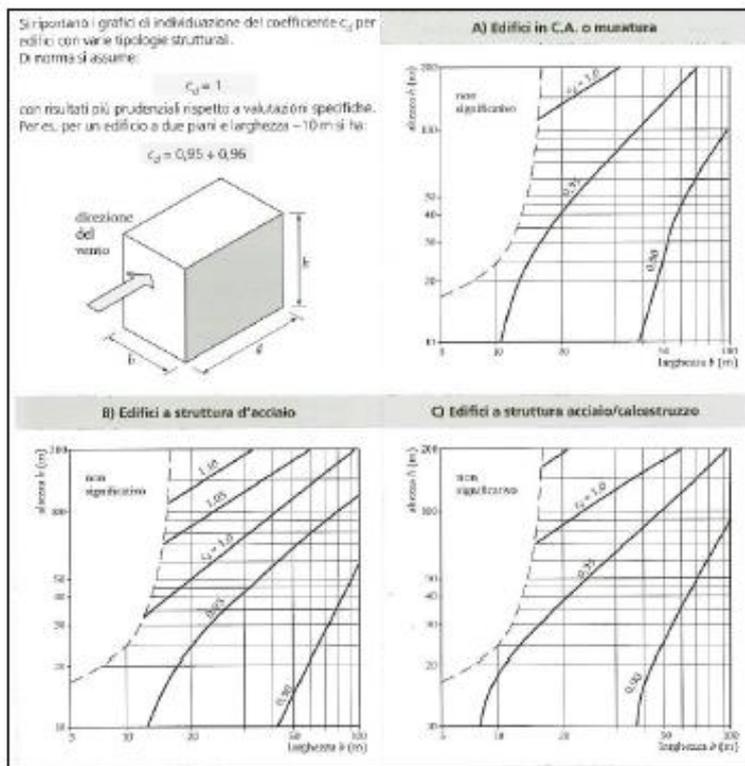
PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO §3.3.6.

q_r (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
 $q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2$ ($\rho = 1,25$ kg/m³)
Pressione cinetica di riferimento q_r 391.20 [N/m²]

CALCOLO DEI COEFFICIENTI

Coefficiente dinamico [§3.3.8]

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:

1	2	3
Costruzioni ubicate sulla cresta di una collina	Costruzioni ubicate sul livello superiore	Costruzioni ubicate su di un pendio
		
$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma$	$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \left(1 - 0,1 \cdot \frac{z}{H}\right) \geq 1$	$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \cdot \frac{h}{H}$
Coefficiente β		Coefficiente γ
per: $\frac{z}{H} \leq 0,75$	$0,75 \leq \frac{z}{H} \leq 2$	$\frac{z}{H} \geq 2$
$\beta = 0,5$	$\beta = 0,8 - 0,4 \cdot \frac{z}{H}$	$\beta = 0$
		per: $\frac{H}{D} \leq 0,10$
		$0,10 < \frac{H}{D} \leq 0,30$
		$\frac{H}{D} > 0,3$
		$\gamma = 0$
		$\gamma = 5 \left(\frac{H}{D} - 0,10\right)$
		$\gamma = 1$

Caso selezionato:

Condizione non isolata

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

Coefficiente di esposizione [§3.3.7]

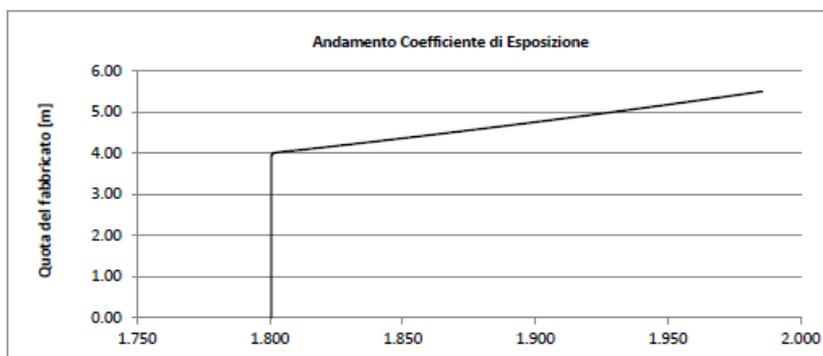
Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito (e quindi dalla classe di rugosità del terreno) ove sorge la costruzione; per altezze non maggiori di $z=200\text{m}$ valgono le seguenti espressioni

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

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

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	$z = 5.50$

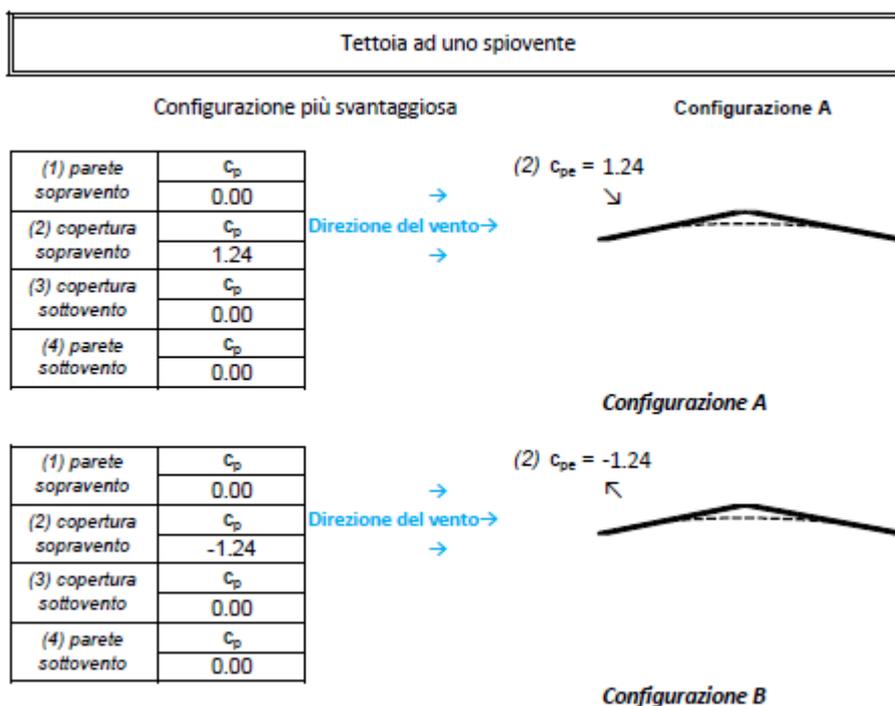


NOTA: La somma della pressione dovuta al carico del vento ed a quello della pressione aerodinamica dei treni sulle superfici orizzontali non deve essere minore a 1.5kN/m^2 . (§5.2.3.2.2 NTC2018 / §2.5.1.8.3.2 MdP)

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 $1,5\text{ kN/m}^2$ sia nella verifica agli SLE (combinazione caratteristica) sia nella verifica agli SLU con $\gamma_Q = 1,00$ e $\gamma_{Q_i} = 1,00$.

A questo scopo, si esamina, un' ulteriore condizione di carico, agente lungo tutto lo sviluppo della pensilina, sia sulle superfici verticali che orizzontali, di intensità pari a 1.5kN/m^2 , applicata in combinazioni SLE ed SLU con γ_Q e γ_{Q_i} unitari. Entrambe le condizioni di carico, quelle, che includono il carico di vento di progetto con $\gamma_Q = 1.5$, e quelle, che includono il carico vento+aerodinamica pari a 1.5 kPa , sono tenute in conto per il dimensionamento della struttura.

6.4.6.1 Superfici orizzontali parallele al binario



PRESSIONI DEL VENTO

Combinazione più sfavorevole per pareti e copertura:

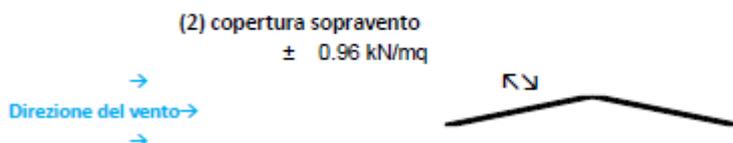
Valori massimi della pressione per ogni elemento

$$p \text{ (pressione del vento)} = q \cdot C_d \cdot C_t \cdot C_e \cdot C_p$$

C_d (coefficiente dinamico) C_t (coefficiente topografico) C_e (coefficiente di esposizione)

C_p (coefficiente di forma)

	p [kN/m ²]	C_d	C_t	C_e	C_p	P [kN/m ²]
(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



	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA TRATTA PIADENA-MANTOVA					
	OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NM25	LOTTO 03	CODIFICA D 44	DOCUMENTO CLFV1100001	REV. A

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 ulteriormente incrementata a **p = 1.09 kN/m²** anche per le combinazioni di progetto, che includono il contributo del vento con $\gamma_Q = 1.5$ e $\gamma_{Qi} = 1.5$, a favore di sicurezza.

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

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 la parametro

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

La pressione del vento sui montanti HEB360 vale dunque:

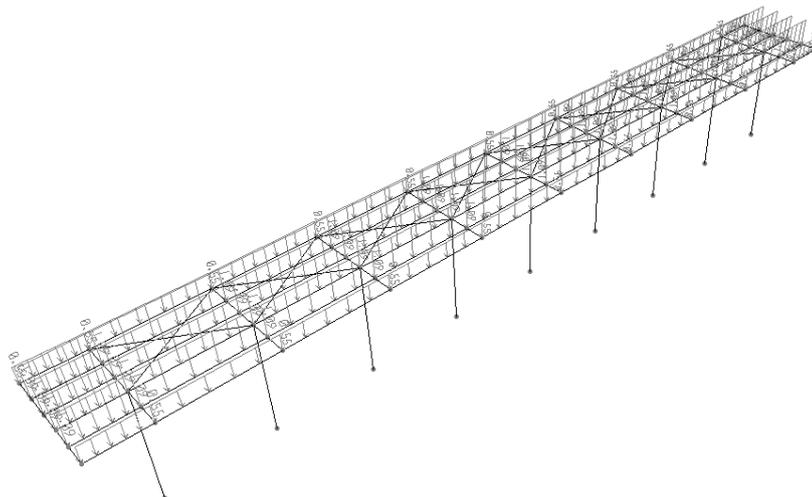
$$p = 0.391 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.985 \times 1.4 = 1.09 \text{ kN/m}^2$$

La larghezza dei profili HEB360 è pari a 0.3m.

Nello specifico si ha:

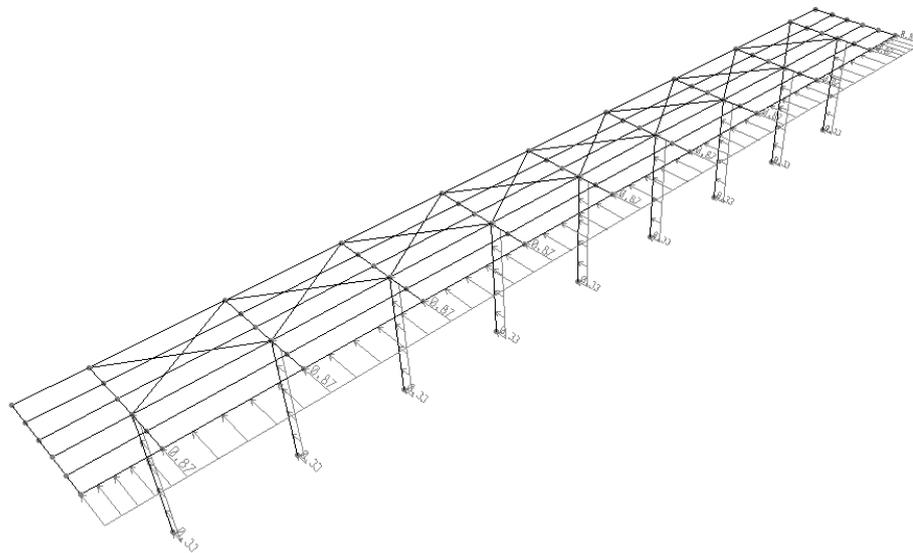
$$p_2 = p \times b_{\text{HEB}} = 1.09 \times 0.3 = 0.33 \text{ kN/m}$$

Frame Span Loads (Vento_V) (As Defined)



(CONDIZIONE VENTO VENTO_V, AGENTE SULLE SUPERFICI ORIZZONTALI)

Frame Span Loads (Vento_H) (As Defined)

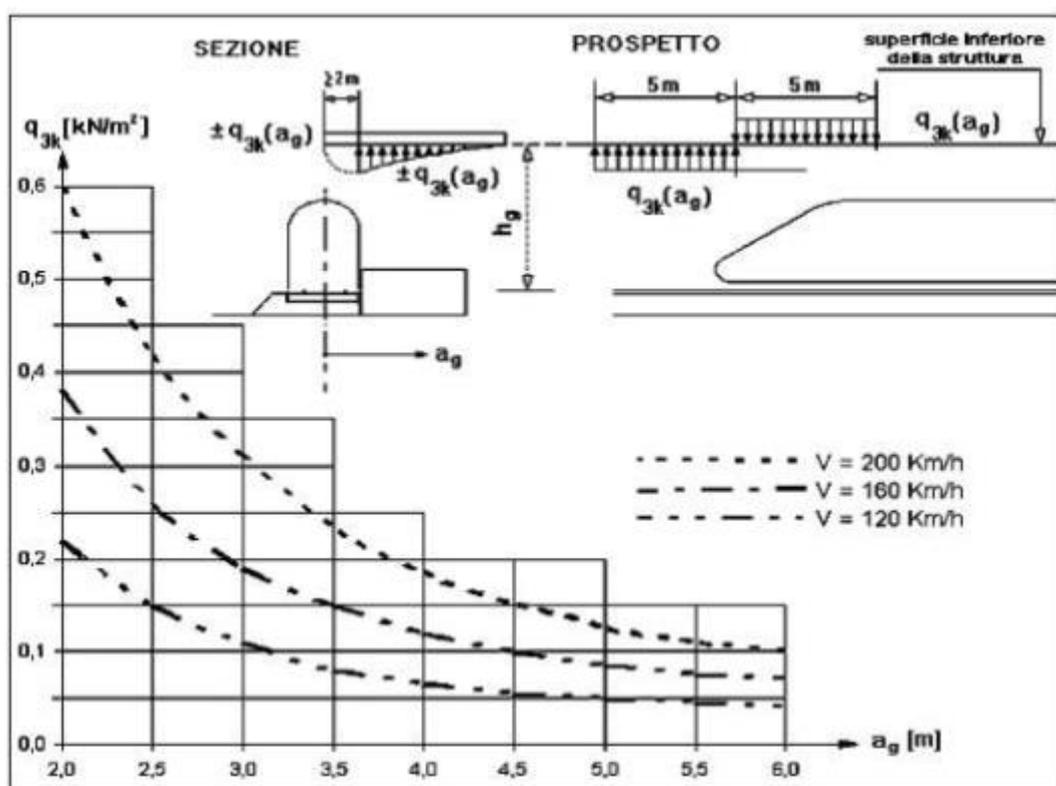


(CONDIZIONE VENTO VENTO_H, AGENTE SULLE SUPERFICI VERTICALI)

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 $q_{3k} = 0.68 \times 0.60 = 0.41 \text{ kN/m}^2$

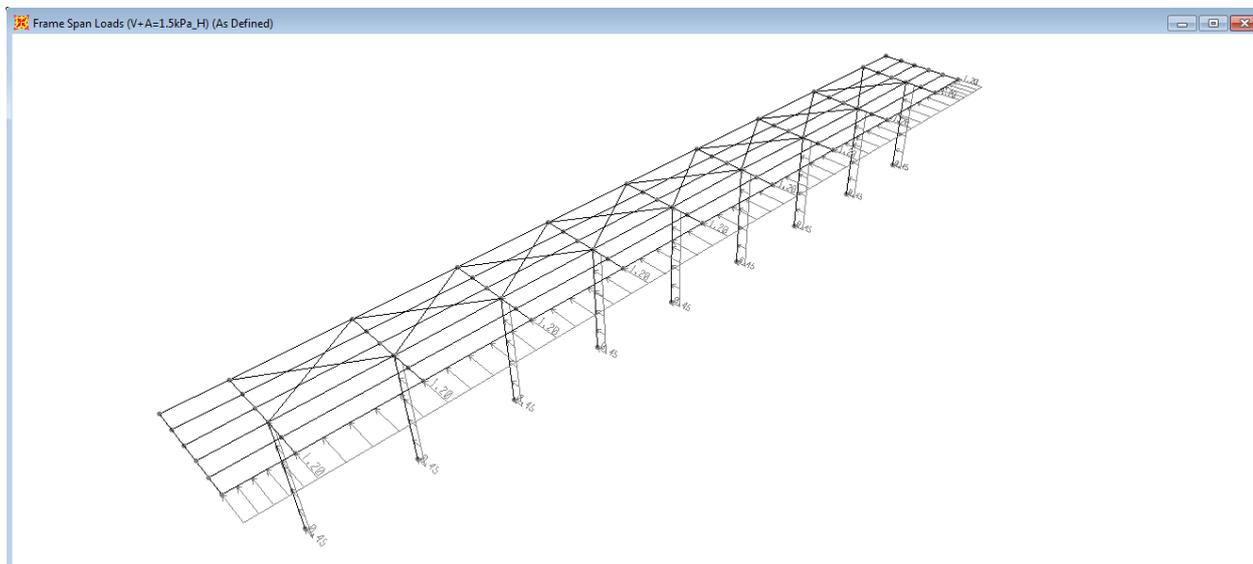
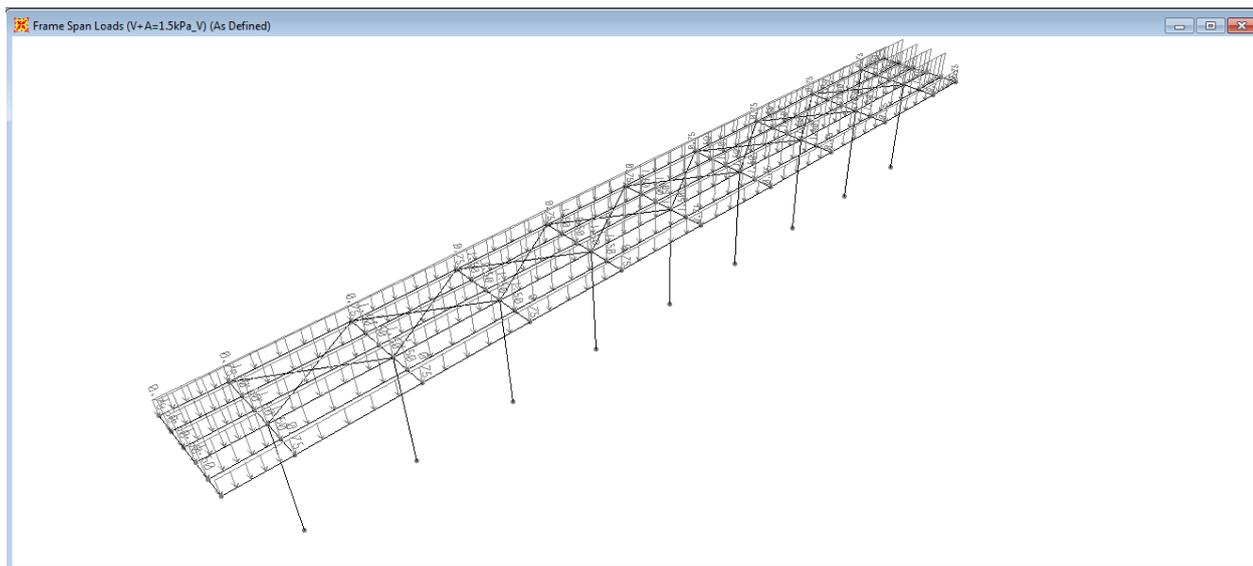
La misura assunta per la distanza tra pensilina e convoglio viene assunta a favore di sicurezza pari a 2 metri che rappresenta il valore al quale corrisponde la massima pressione.

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

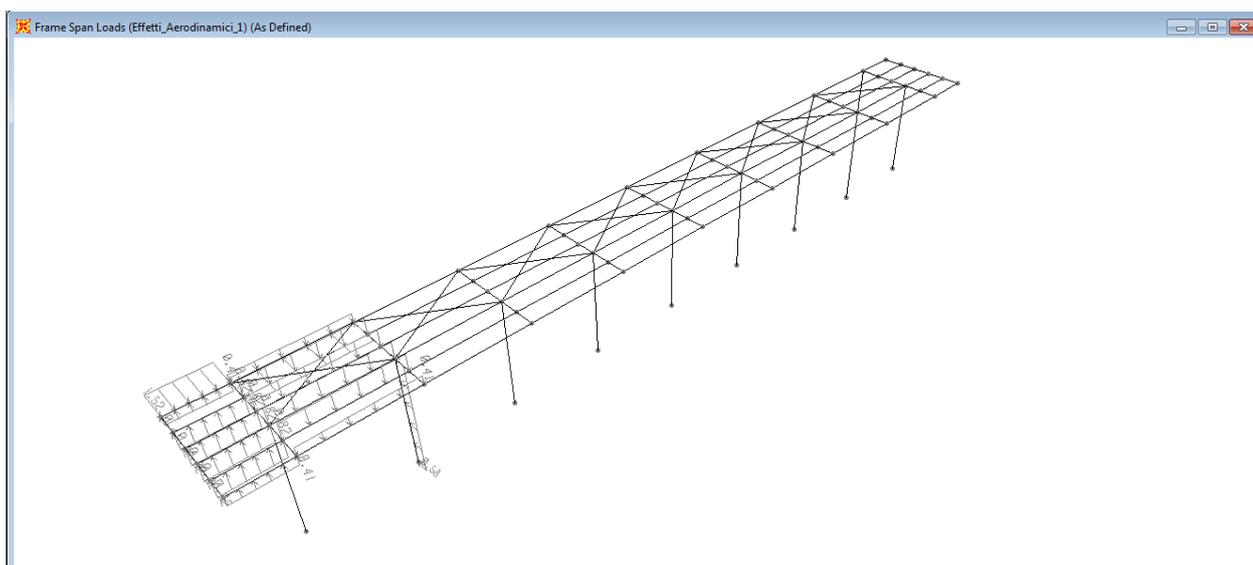
Sono state considerate differenti distribuzioni di pressione aerodinamica sugli elementi strutturali, ciascuna corrispondente ad una particolare configurazione del traffico ferroviario ai lati della pensilina.

Nello specifico, sono stati individuati n° 3 casi (- depressione, + pressione):

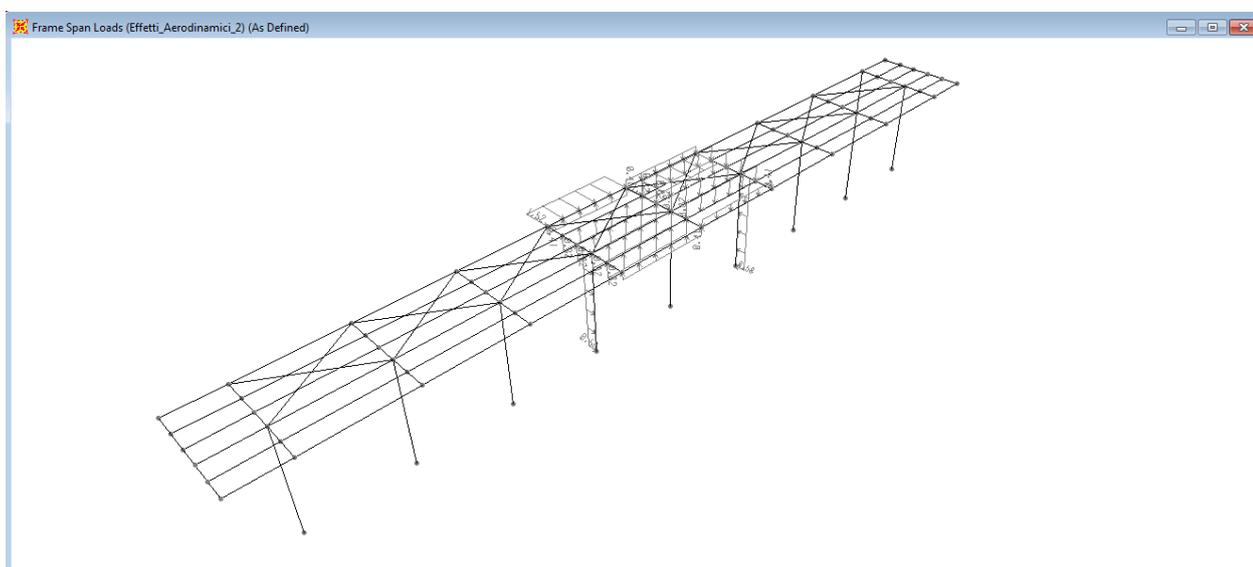
Condizione di carico 1: ($V+A=1.5kPa$) – Pressione applicata lungo tutto lo sviluppo della pensilina cautelativamente.



- Condizione di carico 2: (EFFETTI_AERODINAMICI_1)



- Condizione di carico 3: (EFFETTI_AERODINAMICI_2)



NOTA: Per quanto riguarda le pensiline che disposte tra due binari, si fa riferimento al §5.2.2.6.2 del NTC2018

5.2.2.6.2 Superfici orizzontali al di sopra del binario

I valori caratteristici dell'azione $\pm q_{1k}$ relativi a superfici orizzontali al di sopra del binario, sono forniti in Fig. 5.2.9 in funzione della distanza h_g della superficie inferiore della struttura dal PF.

La larghezza d'applicazione del carico per gli elementi strutturali da considerare si estende sino a 10 m da ciascun lato a partire dalla mezzeria del binario.

Per convogli transitanti in due direzioni opposte le azioni saranno sommate. Nel caso di presenza di più binari andranno considerati solo due binari.

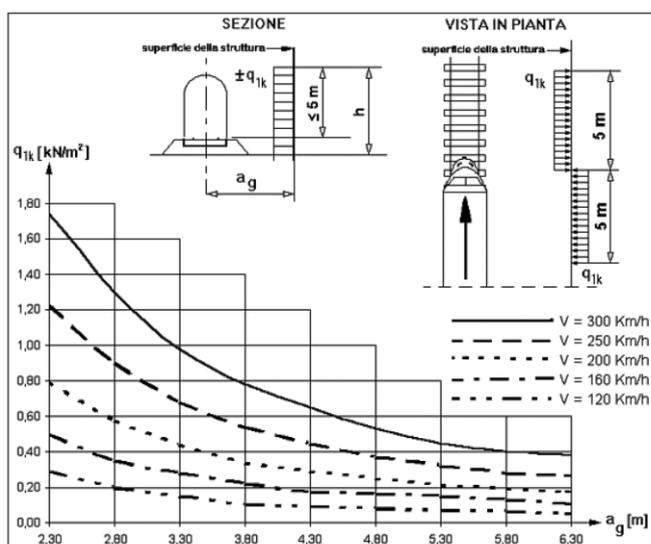
Anche l'azione q_{2k} andrà ridotta del fattore k_{1v} , in accordo a quanto previsto nel precedente § 5.2.2.6.1.

Le azioni agenti sul bordo di elementi nastriformi che attraversano i binari, come ad esempio le passerelle, possono essere ridotte con un fattore pari a 0,75 per una larghezza fino a 1,50 m.

Nel caso specifico, i valori dei carichi delle condizioni effetti aerodinamici $1/2$ sono stati raddoppiati

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 $k_1 = 0.85$.

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA TRATTA PIADENA-MANTOVA					
	OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NM25	LOTTO 03	CODIFICA D.44	DOCUMENTO CLFV1100001	REV. A

Se l'altezza di un elemento strutturale (o parte della sua superficie di influenza) è ≤ 1.0 m o se la larghezza è ≤ 2.50 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 m, quindi l'azione q_{1k} non va 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, cautelativamente, con la variante del coefficiente di forma.

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 Pressione aerodinamica agente sui pilastri HEB360

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, cautelativamente, 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 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>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>PROGETTO DEFINITIVO</p> <p>RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA</p> <p>TRATTA PIADENA-MANTOVA</p>					
	<p>OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA</p> <p>NM25</p>	<p>LOTTO</p> <p>03</p>	<p>CODIFICA</p> <p>D 44</p>	<p>DOCUMENTO</p> <p>CLFV1100001</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 \$LV\$

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.091 g
F_g	2.636
T_c	0.318 s
S_g	1.500
C_c	1.532
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.163 s
T_C	0.488 s
T_D	1.965 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.137
T_B	0.163	0.361
T_C	0.488	0.361
	0.558	0.315
	0.628	0.280
	0.699	0.252
	0.769	0.229
	0.839	0.210
	0.910	0.193
	0.980	0.180
	1.050	0.168
	1.121	0.157
	1.191	0.148
	1.261	0.139
	1.332	0.132
	1.402	0.125
	1.473	0.119
	1.543	0.114
	1.613	0.109
	1.684	0.105
	1.754	0.100
	1.824	0.096
	1.895	0.093
T_D	1.965	0.090
	2.062	0.081
	2.159	0.074
	2.256	0.068
	2.353	0.062
	2.450	0.058
	2.546	0.053

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_o(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

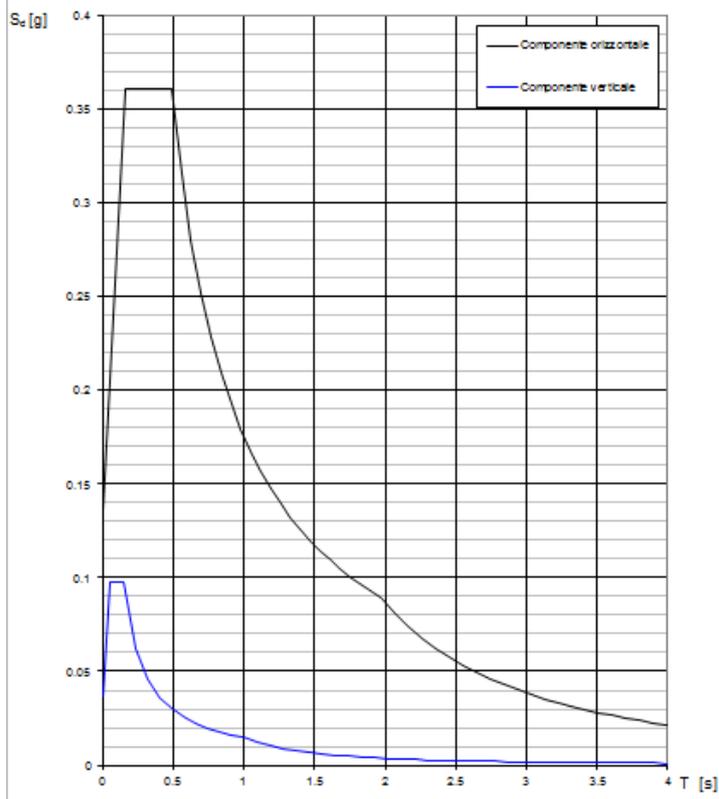
$$T_C \leq T < T_D \quad S_o(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

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

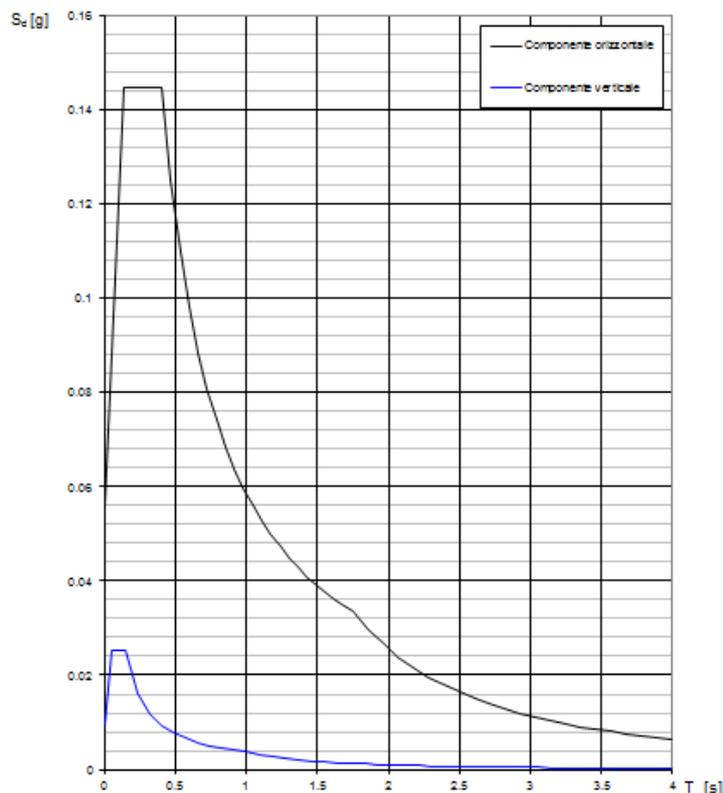
Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_o(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

2.643	0.049
2.740	0.046
2.837	0.043
2.934	0.040
3.031	0.038
3.128	0.035
3.225	0.033
3.322	0.031
3.419	0.030
3.515	0.028
3.612	0.026
3.709	0.025
3.806	0.024
3.903	0.023
4.000	0.022

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



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.

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):

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

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>PROGETTO DEFINITIVO</p> <p>RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA</p> <p>TRATTA PIADENA-MANTOVA</p>					
	<p>OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA</p> <p>NM25</p>	<p>LOTTO</p> <p>03</p>	<p>CODIFICA</p> <p>D.44</p>	<p>DOCUMENTO</p> <p>CLFV1100001</p>	<p>REV.</p> <p>A</p>

– 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 ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ce}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ 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 Ψ delle azioni

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_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 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr_2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr_3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr_4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	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

⁽¹⁾ 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.

⁽²⁾ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti Ψ_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	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{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 ≤ 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, ...)	da valutarsi caso per caso		
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	γ	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_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 V – Vento sulle superfici orizzontali	Variabile	1.5	0.6	0.5	0
Vento H – Vento sulle superfici verticali	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:

Condizione di carico	Tipo
MODAL	LinModal
PESO_PROPRIO	LinStatic
COPERTURA	LinStatic
CARICHI_VARIABILI	LinStatic
NTE	LinStatic
V1TE	LinStatic
V2TE	LinStatic
ROTTURA_CATENARIA	LinStatic
VENTO_X	LinStatic
VENTO_Y	LinStatic
VENTO_Verticale	LinStatic
V+A=1.5kPa_X	LinStatic
V+A=1.5kPa_Y	LinStatic
V+A=1.5kPa_Verticale	LinStatic
EFFETTI_AERODINAMICI_1	LinStatic
EFFETTI_AERODINAMICI_2	LinStatic
NEVE	LinStatic
TEMPERATURA	LinStatic
SLV_U1	LinRespSpec
SLV_U2	LinRespSpec

Condizione di carico	Tipo
SLV_U3	LinRespSpec
SLD_U1	LinRespSpec
SLD_U2	LinRespSpec
SLD_U3	LinRespSpec

Sono state definite le seguenti combinazioni ausiliari di vento, utilizzate nelle combinazioni di progetto esposte nelle pagine seguenti:

$$\text{Vento 1} = \text{Vento X} + \text{Vento V}$$

$$\text{Vento 2} = \text{Vento Y} + \text{Vento V}$$

$$\text{Vento 3} = \text{Vento X} - \text{Vento V}$$

$$\text{Vento 4} = \text{Vento Y} - \text{Vento V}$$

In modo analogo sono state definite le combinazioni Vento+Aero=1.5kPa

Inoltre, sono state definite le seguenti combinazioni ausiliari dei pali T.E:

$$\text{Pali TE}_1 = \text{Nte} + \text{V1te} + \text{V2te}$$

$$\text{Pali TE}_2 = \text{Nte} + \text{V1te} - \text{V2te}$$

		Peso_Proprio	Copertura	Neve	Vento_1	Vento_2	Vento_3	Vento_4	Effetti_Aerodinamici_1	Effetti_Aerodinamici_2	Carichi_variabili	Temperatura	Pali TE_1	Pali TE_2	Vento+Aero=1.5kPa_1	Vento+Aero=1.5kPa_2	Vento+Aero=1.5kPa_3	Vento+Aero=1.5kPa_4
SLU_01	γ	1.35	1.5	1.5	1.5							1.5	1.5					
	ψ	1	1	1	0.6							0.6	0.8					
SLU_02	γ	1.35	1.5	1.5	1.5							-1.5	1.5					
	ψ	1	1	1	0.6							0.6	0.8					
SLU_03	γ	1.35	1.5	1.5	1.5							1.5		1.5				
	ψ	1	1	1	0.6							0.6		0.8				
SLU_04	γ	1.35	1.5	1.5	1.5							-1.5		1.5				
	ψ	1	1	1	0.6							0.6		0.8				
SLU_05	γ	1.35	1.5	1.5	1.5				1.45			1.5	1.5					
	ψ	1	1	1	0.6				0.8			0.6	0.8					
SLU_06	γ	1.35	1.5	1.5	1.5				1.45			-1.5	1.5					
	ψ	1	1	1	0.6				0.8			0.6	0.8					
SLU_07	γ	1.35	1.5	1.5	1.5				1.45			1.5		1.5				
	ψ	1	1	1	0.6				0.8			0.6		0.8				
SLU_08	γ	1.35	1.5	1.5	1.5				1.45			-1.5		1.5				
	ψ	1	1	1	0.6				0.8			0.6		0.8				
SLU_09	γ	1.35	1.5	1.5	1.5					1.45		1.5	1.5					
	ψ	1	1	1	0.6					0.8		0.6	0.8					
SLU_10	γ	1.35	1.5	1.5	1.5					1.45		-1.5	1.5					
	ψ	1	1	1	0.6					0.8		0.6	0.8					
SLU_11	γ	1.35	1.5	1.5	1.5					1.45		1.5		1.5				
	ψ	1	1	1	0.6					0.8		0.6		0.8				
SLU_12	γ	1.35	1.5	1.5	1.5					1.45		-1.5		1.5				
	ψ	1	1	1	0.6					0.8		0.6		0.8				
SLU_13	γ	1.35	1.5	1.5		1.5						1.5	1.5					
	ψ	1	1	1		0.6						0.6	0.8					
SLU_14	γ	1.35	1.5	1.5		1.5						-1.5	1.5					
	ψ	1	1	1		0.6						0.6	0.8					
SLU_15	γ	1.35	1.5	1.5		1.5						1.5		1.5				
	ψ	1	1	1		0.6						0.6		0.8				
SLU_16	γ	1.35	1.5	1.5		1.5						-1.5		1.5				
	ψ	1	1	1		0.6						0.6		0.8				
SLU_17	γ	1.35	1.5	1.5		1.5			1.45			1.5	1.5					
	ψ	1	1	1		0.6			0.8			0.6	0.8					
SLU_18	γ	1.35	1.5	1.5		1.5			1.45			-1.5	1.5					
	ψ	1	1	1		0.6			0.8			0.6	0.8					
SLU_19	γ	1.35	1.5	1.5		1.5			1.45			1.5		1.5				
	ψ	1	1	1		0.6			0.8			0.6		0.8				
SLU_20	γ	1.35	1.5	1.5		1.5			1.45			-1.5		1.5				
	ψ	1	1	1		0.6			0.8			0.6		0.8				

SLU_46	γ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.45	1.5	-1.5	1.5				
	ψ	1	1	0.5	0.6		0.8	1	0.6	0.8				
SLU_47	γ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.45	1.5	1.5		1.5			
	ψ	1	1	0.5	0.6		0.8	1	0.6		0.8			
SLU_48	γ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.45	1.5	-1.5		1.5			
	ψ	1	1	0.5	0.6		0.8	1	0.6		0.8			
SLU_49	γ	1.35	1.5	1.5	1.5				1.5	1.5				
	ψ	1	1	0.5	0.6				1	0.8				
SLU_50	γ	1.35	1.5	1.5	1.5				-1.5	1.5				
	ψ	1	1	0.5	0.6				1	0.8				
SLU_51	γ	1.35	1.5	1.5	1.5				1.5		1.5			
	ψ	1	1	0.5	0.6				1		0.8			
SLU_52	γ	1.35	1.5	1.5	1.5				-1.5		1.5			
	ψ	1	1	0.5	0.6				1		0.8			
SLU_53	γ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.45		1.5	1.5				
	ψ	1	1	0.5	0.6		0.8		1	0.8				
SLU_54	γ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.45		-1.5	1.5				
	ψ	1	1	0.5	0.6		0.8		1	0.8				
SLU_55	γ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.45		1.5		1.5			
	ψ	1	1	0.5	0.6		0.8		1		0.8			
SLU_56	γ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.45		-1.5		1.5			
	ψ	1	1	0.5	0.6		0.8		1		0.8			
SLU_57	γ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.45		1.5	1.5				
	ψ	1	1	0.5	0.6		0.8		1	0.8				
SLU_58	γ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.45		-1.5	1.5				
	ψ	1	1	0.5	0.6		0.8		1	0.8				
SLU_59	γ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.45		1.5		1.5			
	ψ	1	1	0.5	0.6		0.8		1		0.8			
SLU_60	γ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.45		-1.5		1.5			
	ψ	1	1	0.5	0.6		0.8		1		0.8			

OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
NM25 03 D 44 CLFV1100001 A 50 di 113

RELAZIONE DI CALCOLO

SLU_111	γ	1.35	1.5	1.5	1.5			1.5	1.5				
	ψ	1	1	0.5	1			0.6	0.8				
SLU_112	γ	1.35	1.5	1.5	1.5			-1.5	1.5				
	ψ	1	1	0.5	1			0.6	0.8				
SLU_113	γ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.45	1.5	1.5				
	ψ	1	1	0.5	1		0.8	0.6	0.8				
SLU_114	γ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.45	-1.5	1.5				
	ψ	1	1	0.5	1		0.8	0.6	0.8				
SLU_115	γ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.45	1.5	1.5				
	ψ	1	1	0.5	1		0.8	0.6	0.8				
SLU_116	γ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.45	-1.5	1.5				
	ψ	1	1	0.5	1		0.8	0.6	0.8				
SLU_117	γ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.45	1.5	1.5				
	ψ	1	1	0.5	1		0.8	0.6	0.8				
SLU_118	γ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.45	-1.5	1.5				
	ψ	1	1	0.5	1		0.8	0.6	0.8				
SLU_119	γ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.45	1.5	1.5				
	ψ	1	1	0.5	1		0.8	0.6	0.8				
SLU_120	γ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.45	-1.5	1.5				
	ψ	1	1	0.5	1		0.8	0.6	0.8				
SLU_121	γ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.45	1.5	1.5				
	ψ	1	1	0.5	0.6		1	0.6	0.8				
SLU_122	γ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.45	-1.5	1.5				
	ψ	1	1	0.5	0.6		1	0.6	0.8				
SLU_123	γ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.45	1.5	1.5				
	ψ	1	1	0.5	0.6		1	0.6	0.8				
SLU_124	γ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.45	-1.5	1.5				
	ψ	1	1	0.5	0.6		1	0.6	0.8				
SLU_125	γ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.45	1.5	1.5				
	ψ	1	1	0.5	0.6		1	0.6	0.8				
SLU_126	γ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.45	-1.5	1.5				
	ψ	1	1	0.5	0.6		1	0.6	0.8				
SLU_127	γ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.45	1.5	1.5				
	ψ	1	1	0.5	0.6		1	0.6	0.8				
SLU_128	γ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.45	-1.5	1.5				
	ψ	1	1	0.5	0.6		1	0.6	0.8				
SLU_129	γ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.45	1.5	1.5				
	ψ	1	1	0.5	0.6		1	0.6	0.8				
SLU_130	γ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.45	-1.5	1.5				
	ψ	1	1	0.5	0.6		1	0.6	0.8				
SLU_131	γ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.45	1.5	1.5				
	ψ	1	1	0.5	0.6		1	0.6	0.8				
SLU_132	γ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.45	-1.5	1.5				
	ψ	1	1	0.5	0.6		1	0.6	0.8				
SLU_133	γ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.45	1.5	1.5				
	ψ	1	1	0.5	0.6		1	0.6	0.8				
SLU_134	γ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.45	-1.5	1.5				
	ψ	1	1	0.5	0.6		1	0.6	0.8				
SLU_135	γ	1.35	1.5	1.5	1.5		1.45	1.5	1.5				
	ψ	1	1	0.5	0.6		1	0.6	0.8				

OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 44	CLFV1100001	A	52 di 113

RELAZIONE DI CALCOLO

SLU_161	γ	1.35	1.5	1				1	1		1		
	ψ	1	1	0.5				0.6	0.8		1		
SLU_162	γ	1.35	1.5	1				-1	1		1		
	ψ	1	1	0.5				0.6	0.8		1		
SLU_163	γ	1.35	1.5	1				1		1	1		
	ψ	1	1	0.5				0.6		0.8	1		
SLU_164	γ	1.35	1.5	1				-1		1	1		
	ψ	1	1	0.5				0.6		0.8	1		
SLU_165	γ	1.35	1.5	1				1	1			1	
	ψ	1	1	0.5				0.6	0.8			1	
SLU_166	γ	1.35	1.5	1				-1	1		1		
	ψ	1	1	0.5				0.6	0.8		1		
SLU_167	γ	1.35	1.5	1				1		1	1		
	ψ	1	1	0.5				0.6		0.8	1		
SLU_168	γ	1.35	1.5	1				-1		1	1		
	ψ	1	1	0.5				0.6		0.8	1		
SLU_169	γ	1	0.8					1				1	
	ψ	1	1					0.6				1	
SLU_170	γ	1	0.8					-1				1	
	ψ	1	1					0.6				1	
SLU_171	γ	1	0.8					1					1
	ψ	1	1					0.6					1
SLU_172	γ	1	0.8					-1					1
	ψ	1	1					0.6					1
SLU_173	γ	1	0.8					1	1			1	
	ψ	1	1					0.6	0.8			1	
SLU_174	γ	1	0.8					-1	1			1	
	ψ	1	1					0.6	0.8			1	
SLU_175	γ	1	0.8					1		1			1
	ψ	1	1					0.6		0.8			1
SLU_176	γ	1	0.8					-1		1			1
	ψ	1	1					0.6		0.8			1

		Peso_Proprio	Copertura	Neve	Vento_1	Vento_2	Vento_3	Vento_4	Effetti_Aerodinamici_1	Effetti_Aerodinamici_2	Carichi_variabili	Temperatura	Pali_TE_1	Pali_TE_2	Vento+Aero=1.5kPa_1	Vento+Aero=1.5kPa_2	Vento+Aero=1.5kPa_3	Vento+Aero=1.5kPa_4
SLE_R_01	Y	1	1	1	1							1	1					
	ψ	1	1	1	0.6							0.6	0.8					
SLE_R_02	Y	1	1	1	1							-1	1					
	ψ	1	1	1	0.6							0.6	0.8					
SLE_R_03	Y	1	1	1	1							1		1				
	ψ	1	1	1	0.6							0.6		0.8				
SLE_R_04	Y	1	1	1	1							-1		1				
	ψ	1	1	1	0.6							0.6		0.8				
SLE_R_05	Y	1	1	1	1				1			1	1					
	ψ	1	1	1	0.6				0.8			0.6	0.8					
SLE_R_06	Y	1	1	1	1				1			-1	1					
	ψ	1	1	1	0.6				0.8			0.6	0.8					
SLE_R_07	Y	1	1	1	1				1			1		1				
	ψ	1	1	1	0.6				0.8			0.6		0.8				
SLE_R_08	Y	1	1	1	1				1			-1		1				
	ψ	1	1	1	0.6				0.8			0.6		0.8				
SLE_R_09	Y	1	1	1	1				1			1	1					
	ψ	1	1	1	0.6				0.8			0.6	0.8					
SLE_R_10	Y	1	1	1	1				1			-1	1					
	ψ	1	1	1	0.6				0.8			0.6	0.8					
SLE_R_11	Y	1	1	1	1				1			1		1				
	ψ	1	1	1	0.6				0.8			0.6		0.8				
SLE_R_12	Y	1	1	1	1				1			-1		1				
	ψ	1	1	1	0.6				0.8			0.6		0.8				
SLE_R_13	Y	1	1	1		1						1	1					
	ψ	1	1	1		0.6						0.6	0.8					
SLE_R_14	Y	1	1	1		1						-1	1					
	ψ	1	1	1		0.6						0.6	0.8					
SLE_R_15	Y	1	1	1		1						1		1				
	ψ	1	1	1		0.6						0.6		0.8				
SLE_R_16	Y	1	1	1		1						-1		1				
	ψ	1	1	1		0.6						0.6		0.8				
SLE_R_17	Y	1	1	1		1			1			1	1					
	ψ	1	1	1		0.6			0.8			0.6	0.8					
SLE_R_18	Y	1	1	1		1			1			-1	1					
	ψ	1	1	1		0.6			0.8			0.6	0.8					
SLE_R_19	Y	1	1	1		1			1			1		1				
	ψ	1	1	1		0.6			0.8			0.6		0.8				
SLE_R_20	Y	1	1	1		1			1			-1		1				
	ψ	1	1	1		0.6			0.8			0.6		0.8				

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	0.444887	0.78532	1.137E-19	1.382E-20	0.78532	1.137E-19	1.382E-20	1.244E-20	0.03343	0.06403	1.244E-20	0.03343	0.06403
MODAL	Mode	2	0.42903	0.21324	3.374E-19	7.411E-18	0.99856	4.511E-19	7.425E-18	2.588E-20	0.02857	0.19397	3.832E-20	0.06201	0.258
MODAL	Mode	3	0.419476	3.068E-20	0.84087	0.01524	0.99856	0.84087	0.01524	0.97932	0.01004	0.5837	0.97932	0.07205	0.8417
MODAL	Mode	4	0.249222	1.202E-17	0.00082	0.00000495	0.99856	0.84169	0.01524	0.00073	0.000003263	0.00057	0.98005	0.07205	0.84227
MODAL	Mode	5	0.17243	0.00004134	1.033E-18	9.576E-17	0.9986	0.84169	0.01524	1.409E-19	0.00121	0.00294	0.98005	0.07326	0.84521
MODAL	Mode	6	0.154935	2.207E-19	0.00989	0.0086	0.9986	0.85158	0.02384	0.00159	0.00567	0.00687	0.98164	0.07893	0.85208
MODAL	Mode	7	0.145578	0.00002129	9.101E-17	3.651E-14	0.99862	0.85158	0.02384	8.721E-18	0.00974	0.00926	0.98164	0.08867	0.86134
MODAL	Mode	8	0.137272	6.809E-19	0.00072	0.001	0.99862	0.85231	0.02483	0.00000492	0.00066	0.0005	0.98164	0.08933	0.86184
MODAL	Mode	9	0.134973	0.00011	6.439E-19	3.797E-16	0.99873	0.85231	0.02483	4.936E-19	0.00009251	0.00016	0.98164	0.08942	0.862
MODAL	Mode	10	0.129962	2.686E-18	0.00317	0.00453	0.99873	0.85548	0.02936	0.00012	0.00299	0.0022	0.98176	0.0924	0.8642
MODAL	Mode	11	0.12289	0.0000112	0	2.763E-15	0.99874	0.85548	0.02936	4.573E-20	0.00012	0.00003698	0.98176	0.09253	0.86424
MODAL	Mode	12	0.110522	5.697E-18	0.00234	0.00368	0.99874	0.85782	0.03304	0.00049	0.00243	0.00163	0.98225	0.09495	0.86587

TABLE: Modal Load Participation Ratios

OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic
Text	Text	Text	Percent	Percent
MODAL	Acceleration	UX	100	99.9989
MODAL	Acceleration	UY	100	99.9838
MODAL	Acceleration	UZ	98.4574	59.5163

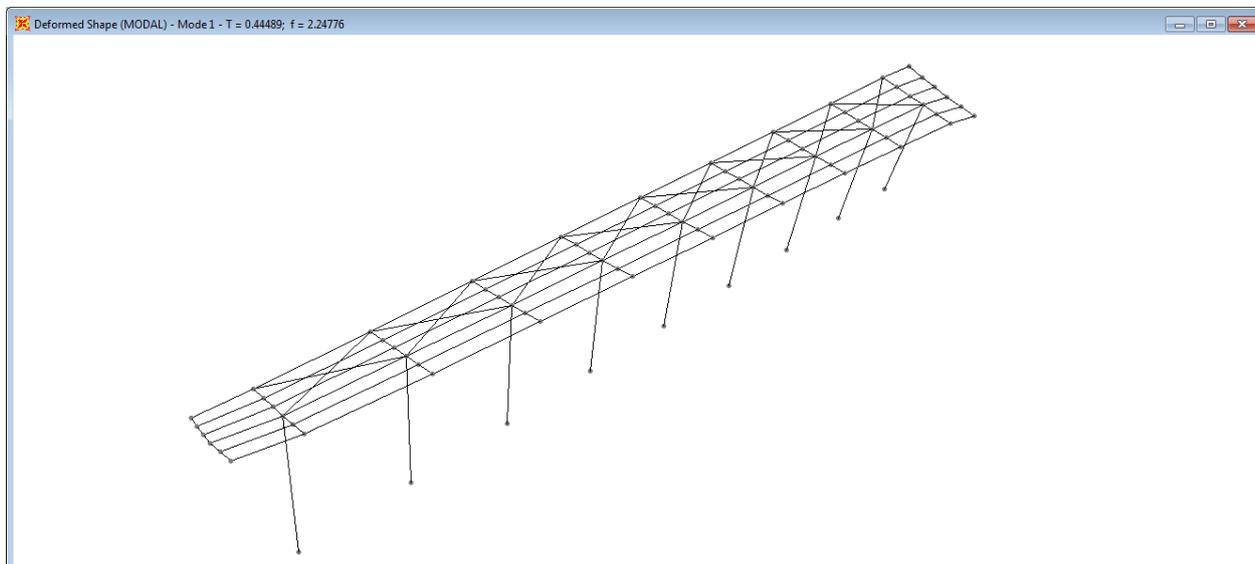


Figura 11 – Modo principale

7.2 Stati Limite Ultimo (SLU)

7.2.1 Inviluppo diagrammi delle sollecitazioni di progetto

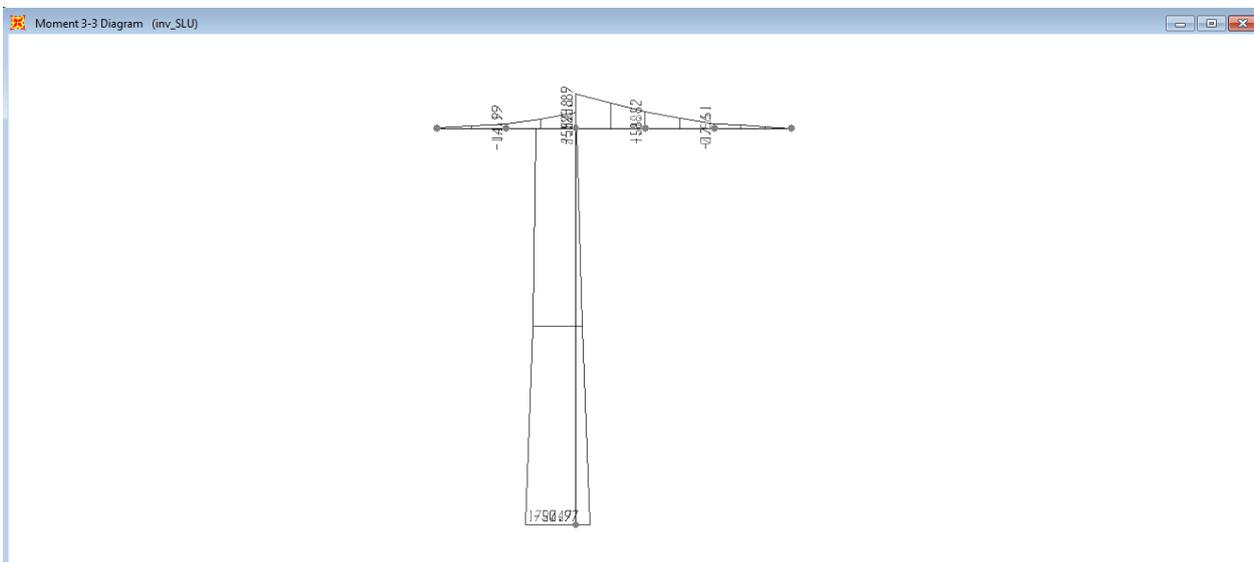
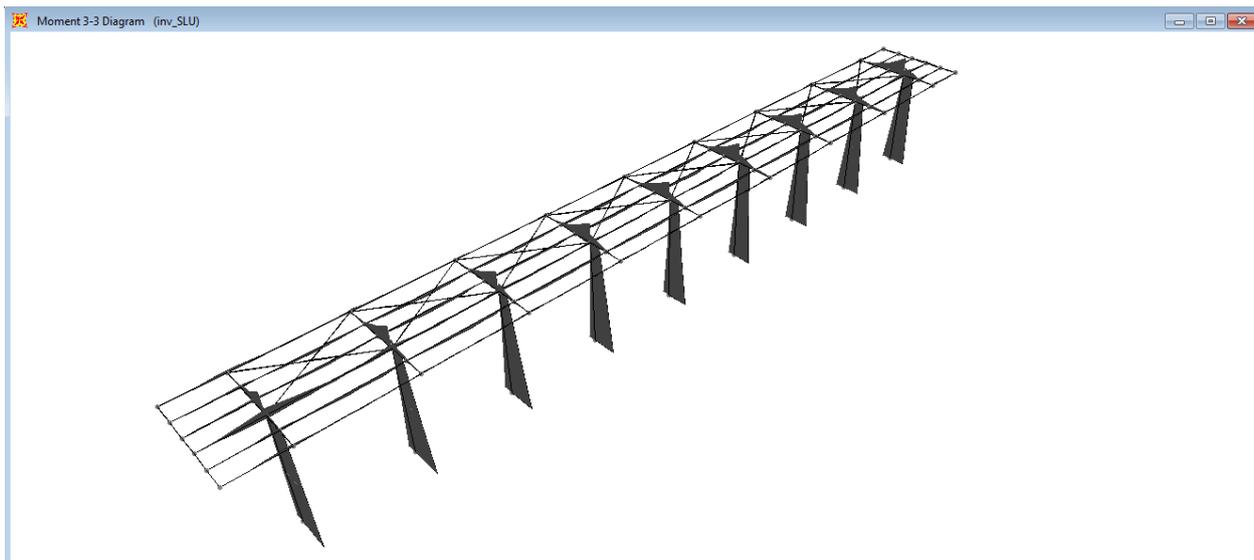


Figura 12 – Momenti flettenti (asse maggiore) da INV_SLU [KN.m]

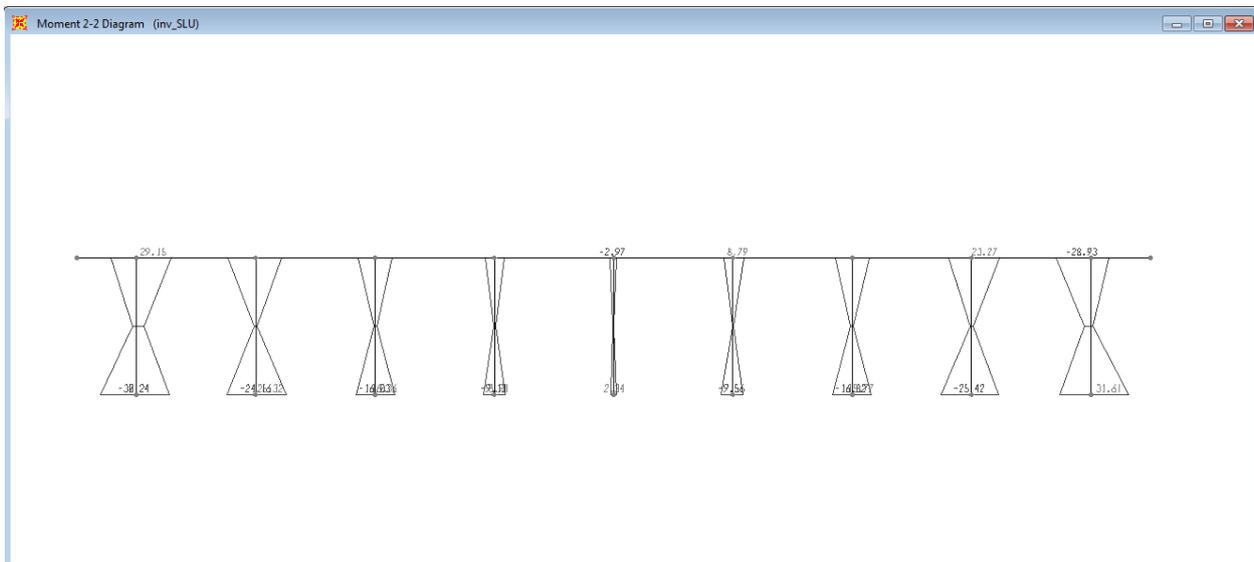
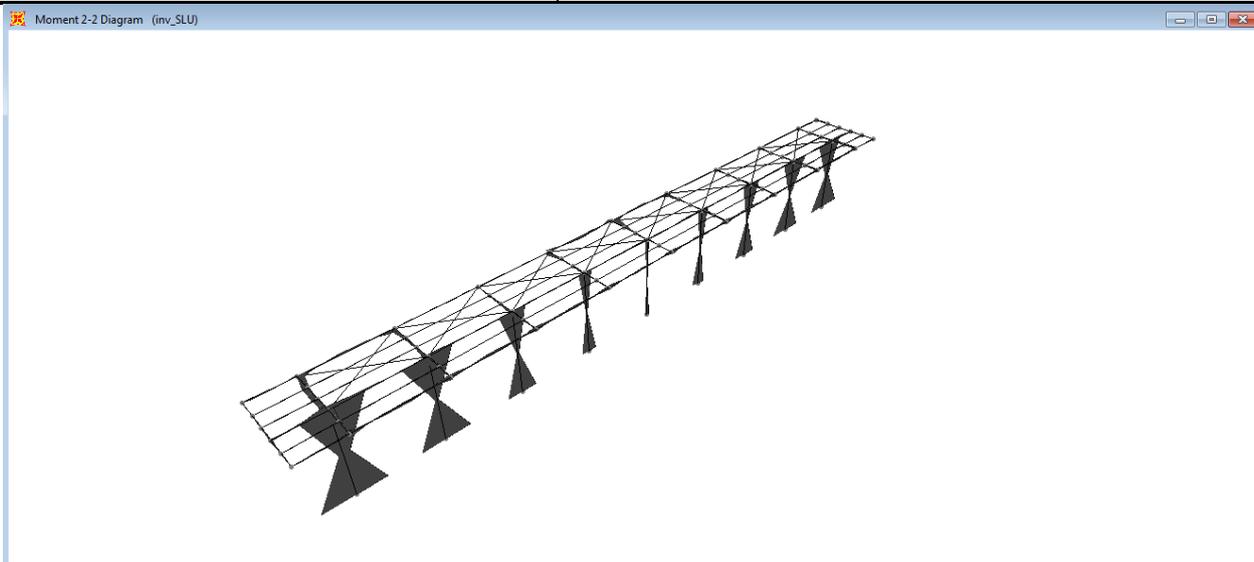


Figura 13 – Momenti flettenti (asse minore) da INV_SLU [KN.m]

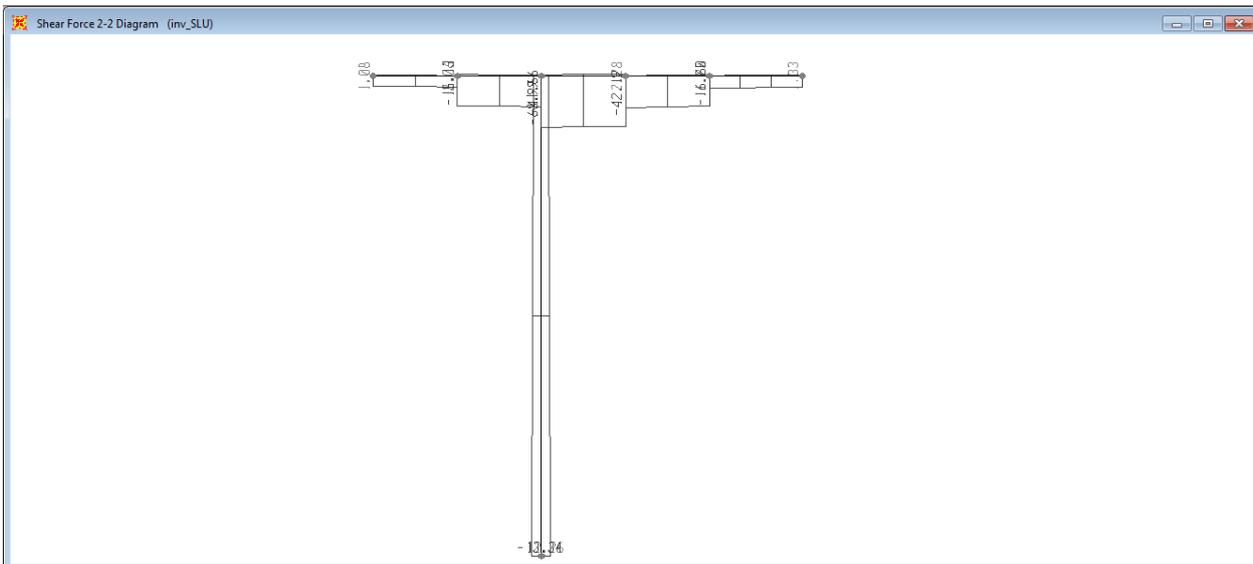
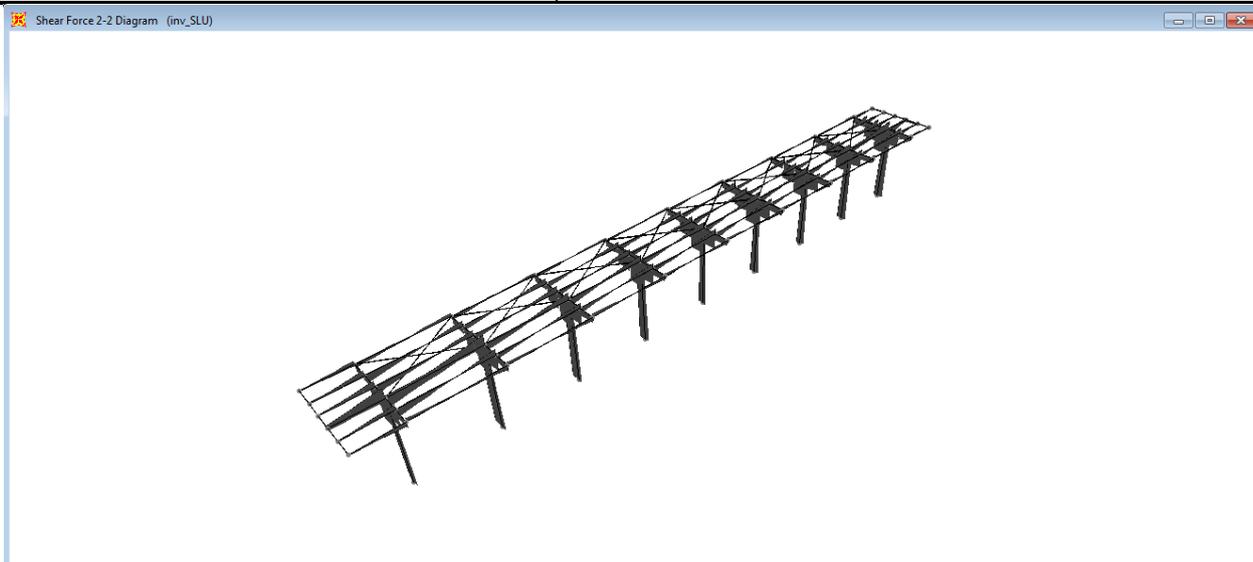


Figura 14 – Taglio (asse maggiore) da INV_SLU [kN]

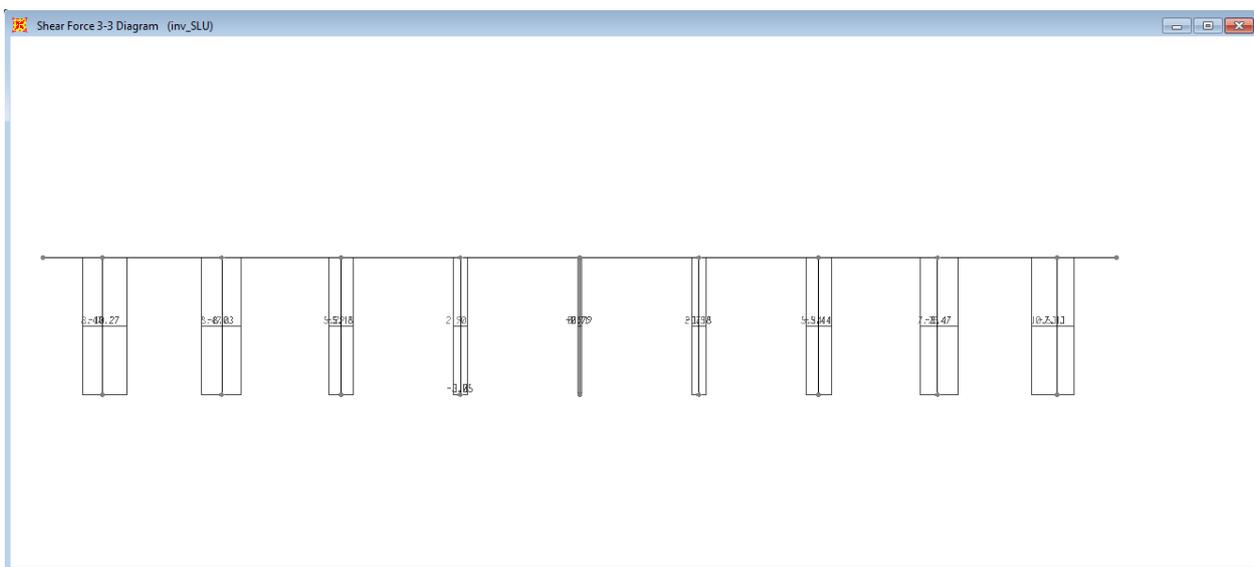
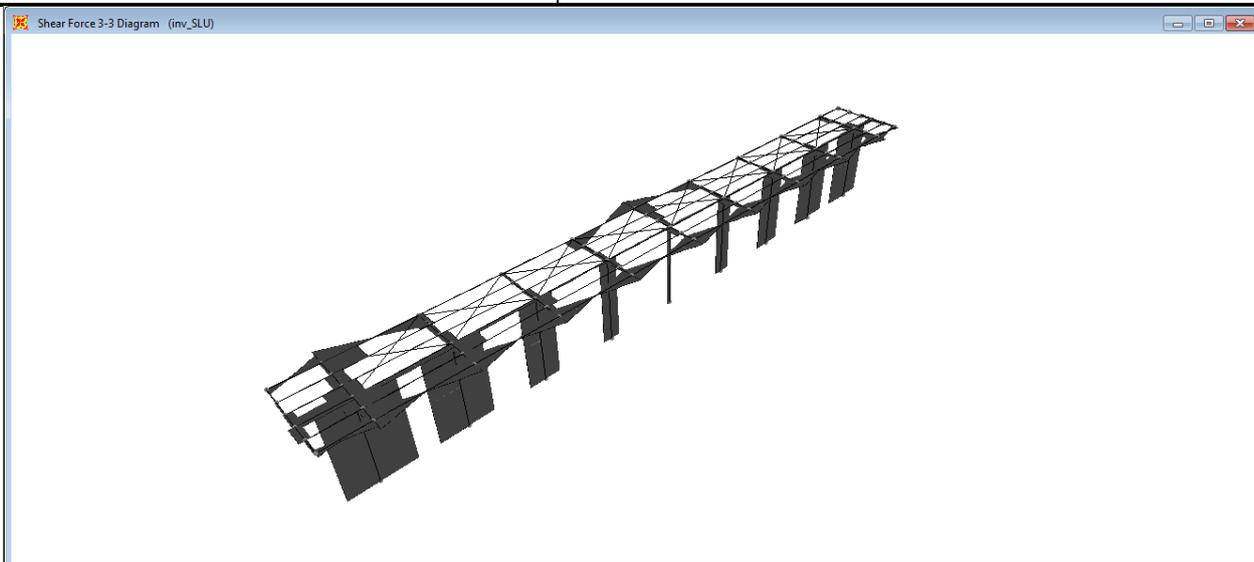


Figura 15 – Taglio (asse minore) da INV_SLU [kN]

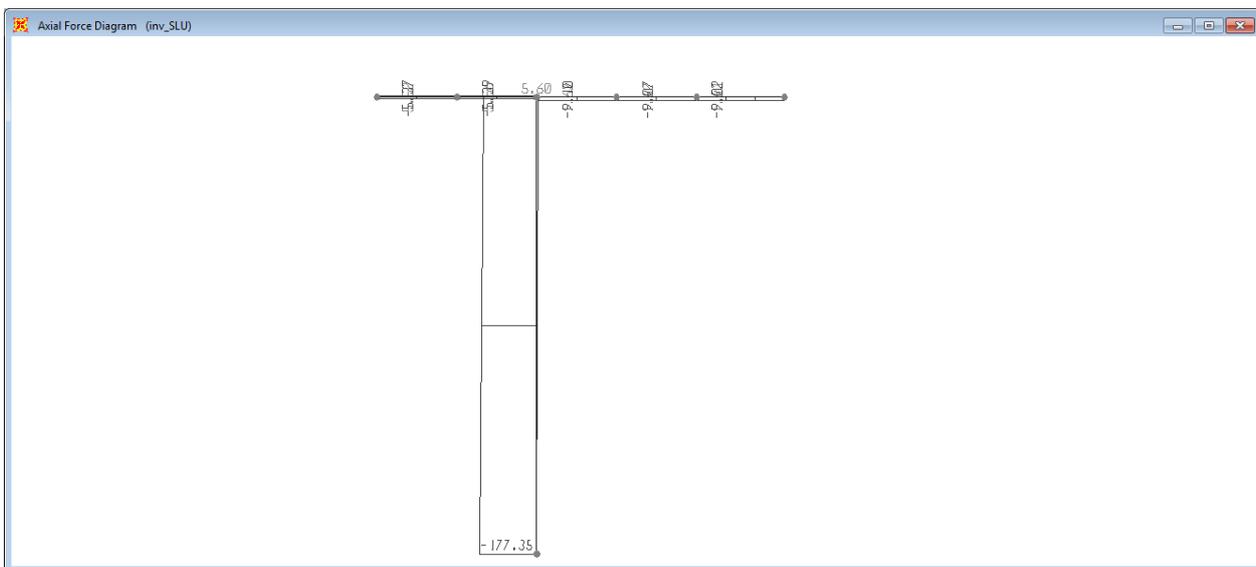
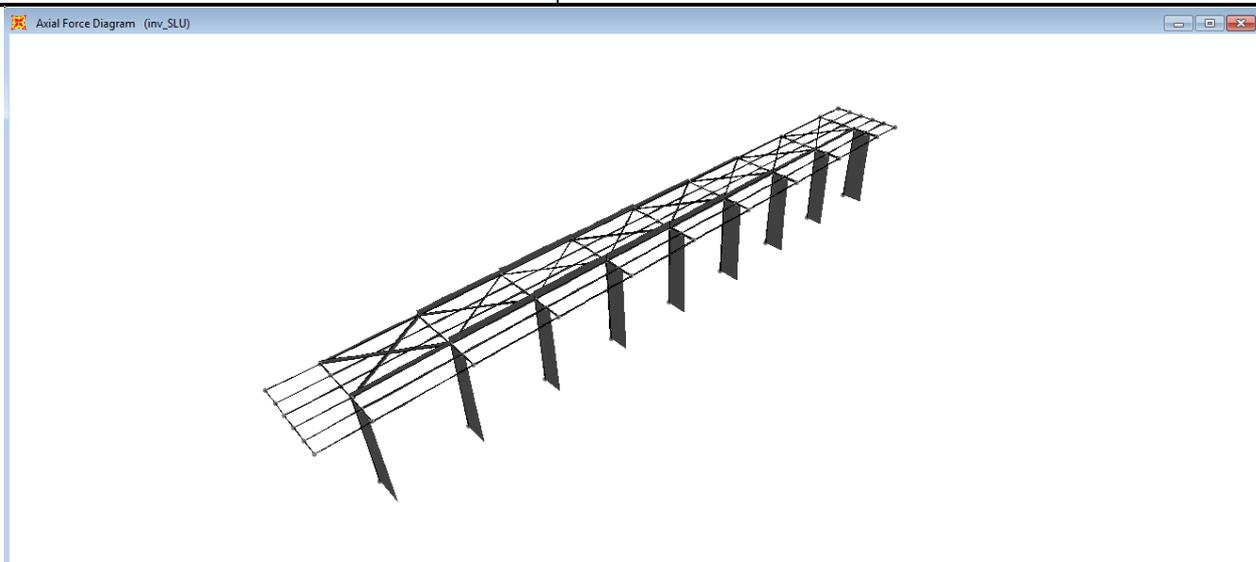


Figura 16 – Sforzi normali da INV_SLU [kN]

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA TRATTA PIADENA-MANTOVA				
	OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NM25	LOTTO 03	CODIFICA D.44	DOCUMENTO CLFV1100001

7.3 Stati Limite di Esercizio (SLE)

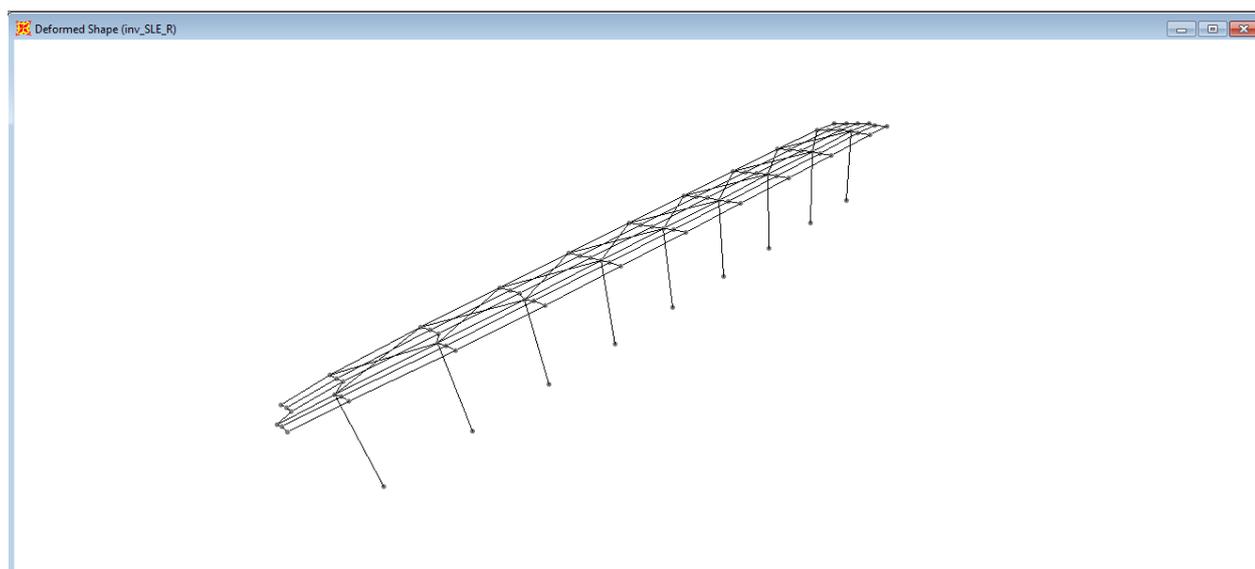


Figura 17 – Deformazioni verticali da INV_SLE_Rara [mm]

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

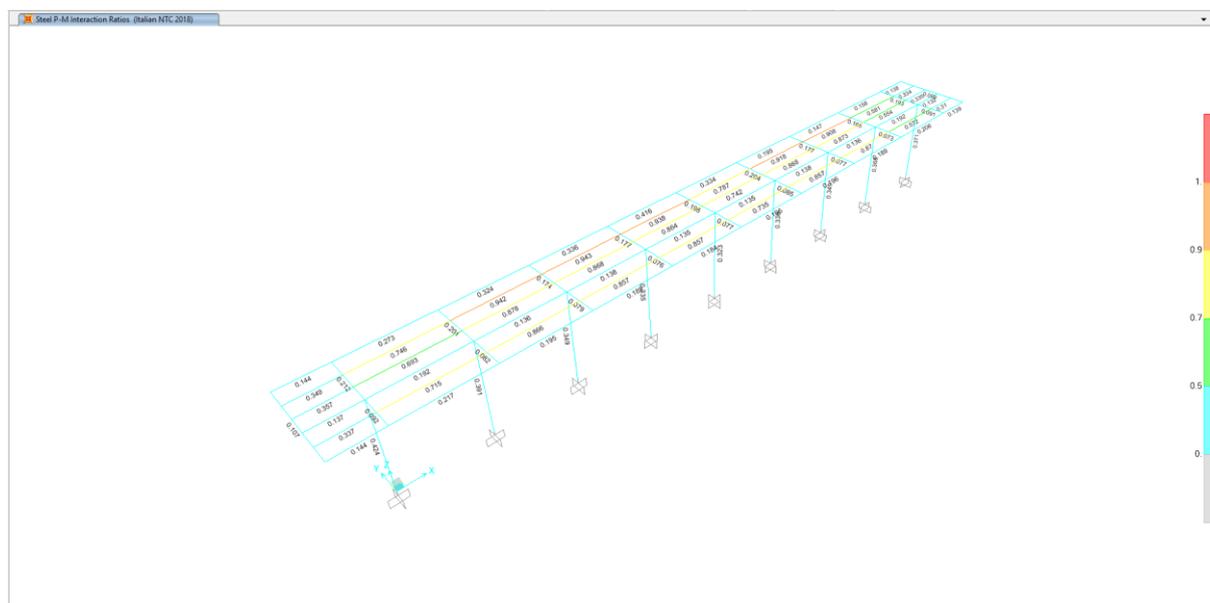
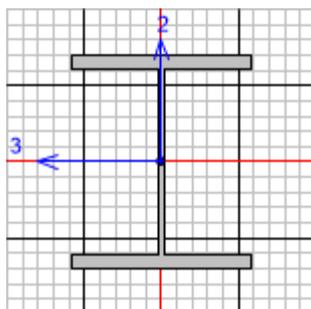


Figura 18 – Tasso di sfruttamento delle membrature

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 : 1	X Mid: 0.	Combo: SLU 104	Design Type: Column
Length: 5.75	Y Mid: 0.	Shape: HE360B	Frame Type: Non Dissipative
Loc : 0.	Z Mid: 2.875	Class: Class 1	Rolled : Yes

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

GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25
q0=1.	Omega=1.	GammaRd=1.1
An/Ag=1.	RLLF=1.	PLLF=0.
		D/C Lim=1.

Aeff=0.018	eNy=0.	eNz=0.		
A=0.018	Iyy=4.319E-04	iyy=0.154	Wel,yy=0.002	Weff,yy=0.002
It=2.980E-06	Izz=1.014E-04	izz=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
0.	-163.875	179.496	-16.442	9.261	-5.481	-0.019

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.38)
D/C Ratio: 0.424 = 0.075 + 0.323 + 0.025 < 1. OK
= NEd / (Chi_z NRk / GammaM1) + kzy (My,Ed+NEd eNy) / (Chi_LT My,Rk / GammaM1)
+ kzz (Mz,Ed+NEd eNz) / (Mz,Rk / GammaM1) (NTC Eq C4.2.38)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity				
Axial	-163.875	4740.476	4740.476				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	4740.476	5603.76	11838.741	11838.741	1.		
Major (y-y)	Curve b	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
		0.34	27074.881	0.429	0.631	0.914	4335.138

OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 44	CLFV1100001	A	70 di 113

RELAZIONE DI CALCOLO

MajorB (y-y)	b	0.34	27074.881	0.429	0.631	0.914	4335.138
Minor (z-z)	c	0.49	3796.997	1.145	1.387	0.461	2184.795
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	Med, span	Mm, Ed	Meq, Ed
	Moment	Moment	Moment	Moment
Major (y-y)	179.496	179.496	179.496	179.496
Minor (z-z)	-16.442	-16.442	-0.685	-6.577

	Mc, Rd	Mv, Rd	Mn, Rd	Mb, Rd
	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)	702.69	702.69	702.69	552.298
Minor (z-z)	270.286	270.286	270.286	

LTB	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
	b	0.34	0.757	0.881	0.786	1.12	1288.483

Factors	kyy	kyz	kzy	kzz
	0.898	0.248	0.995	0.414

SHEAR DESIGN

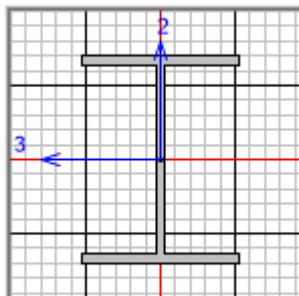
	Ved	Ted	Vc, Rd	Stress	Status
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
Major (z)	9.261	0.019	921.818	0.01	OK
Minor (y)	5.481	0.019	2141.522	0.003	OK

Reduction	Vpl, 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 : 57	X Mid: 22.5	Combo: SLU_33	Design Type: Beam
Length: 5.	Y Mid: 2.	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	Ignore Special EQ Load? No	D/P Plug Welded? Yes
Ignore Seismic Code? No		

GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25
q0=1.	Omega=1.	GammaRd=1.1
An/Ag=1.	RLLF=1.	PLLF=0.
		D/C Lim=1.

Aeff=0.003	eNy=0.	eNz=0.		
A=0.003	Iyy=1.943E-05	iyy=0.083	Wel,yy=1.943E-04	Weff,yy=1.943E-04
It=0.	Izz=1.420E-06	izz=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.	-5.718	0.	0.	13.446	0.	-1.040E-04

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

D/C Ratio: 0.787 = 0.058 + 0.729 + 0. < 1. OK

$$= \frac{NEd}{(\chi_z N Rk / \Gamma_{M1})} + k_{zy} \frac{(M_y, Ed + NEd eNy)}{(\chi_{LT} M_y, Rk / \Gamma_{M1})} + k_{zz} \frac{(M_z, Ed + NEd eNz)}{(M_z, Rk / \Gamma_{M1})}$$

(NTC Eq C4.2.38)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd		
	Force	Capacity	Capacity		
Axial	-5.718	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	0.849
MajorB (y-y)	a	0.21	1610.838	0.698	0.796	0.849
Minor (z-z)	b	0.34	117.725	2.58	4.233	0.132
MinorB (z-z)	b	0.34	117.725	2.58	4.233	0.132

OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D.44	CLFV1100001	A	72 di 113

RELAZIONE DI CALCOLO

Torsional TF b 0.34 911.527 0.927 1.054 0.644 480.425

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med, span Moment	Mm, Ed Moment	Meq, Ed Moment
Major (y-y)	0.	16.807	0.	12.606
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 b	AlphaLT 0.34	LambdaBarLT 1.378	PhiLT 1.649	ChiLT 0.395	psi 1.143	Mcr 32.014
-----	------------	-----------------	----------------------	----------------	----------------	--------------	---------------

Factors	kyy 0.954	kyz 0.649	kzy 0.992	kzz 1.081
---------	--------------	--------------	--------------	--------------

SHEAR DESIGN

	Ved Force	Ted Torsion	Vc, Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	13.446	1.040E-04	211.937	0.063	OK
Minor (y)	0.	1.040E-04	275.99	0.	OK

Reduction	Vpl, Rd 211.937	Eta 1.	LambdabarW 0.403
-----------	--------------------	-----------	---------------------

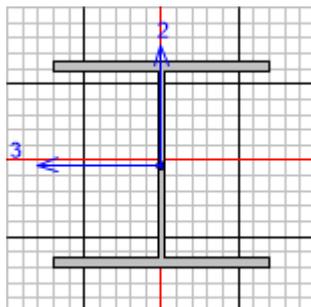
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

Major (V2)	VMajor Left 13.446	VMajor Right 13.446
------------	--------------------------	---------------------------

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 : 29	X Mid: 2.5	Combo: SLV_08	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	Ignore Special EQ Load? No	D/P Plug Welded? Yes
Ignore Seismic Code? No		

GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25
q0=1.	Omega=1.	GammaRd=1.1
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.	0.866	-30.664	0.814	16.119	-0.334	-0.003

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

D/C Ratio: $0.192 = 0. + 0.183 + 0.009 < 1.$ OK

$$= \frac{NEd}{(\chi_z N Rk / \Gamma M1)} + kzy \frac{(My, Ed + NEd eNy)}{(\chi_{LT} My, Rk / \Gamma M1)} + kzz \frac{(Mz, Ed + NEd eNz)}{(Mz, Rk / \Gamma M1)}$$
 (NTC Eq C4.2.38)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd			
Axial	Force	Capacity	Capacity			
	0.866	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

OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D.44	CLFV1100001	A	74 di 113

RELAZIONE DI CALCOLO

Minor (z-z)	c	0.49	3040.944	0.886	1.061	0.608	1383.261
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)	-30.664	-41.456	-30.664	-39.863
Minor (z-z)	0.814	1.087	0.95	0.977

	Mc, Rd Capacity	Mv, Rd Capacity	Mn, Rd Capacity	Mb, Rd Capacity
Major (y-y)	240.952	240.952	240.952	226.145
Minor (z-z)	112.619	112.619	112.619	

LTB	Curve b	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
		0.34	0.447	0.642	0.939	2.462	1264.042

Factors	kyy	kzy	kzz
	0.4	0.54	0.899

SHEAR DESIGN

	Ved Force	Ted Torsion	Vc, Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	16.119	0.005	434.542	0.037	OK
Minor (y)	0.42	0.005	1057.341	0.	OK

Reduction	Vpl, Rd	Eta	LambdabarW
	434.542	1.	0.369

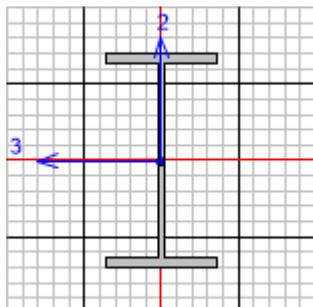
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

Major (V2)	VMajor Left	VMajor Right
	20.27	19.567

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 : 55	X Mid: 12.5	Combo: SLU_29	Design Type: Beam
Length: 5.	Y Mid: 2.	Shape: IPE180	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	Ignore Special EQ Load? No	D/P Plug Welded? Yes
Ignore Seismic Code? No		

GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25
q0=1.	Omega=1.	GammaRd=1.1
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.	-6.94	0.	0.	10.948	0.	3.950E-04

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

D/C Ratio: 0.943 = 0.098 + 0.845 + 0. < 1. OK

$$= \frac{NEd}{(\chi_z N_{Rk} / \Gamma_{M1})} + \frac{k_{zy} (M_{y,Ed} + NEd e_{Ny})}{(\chi_{LT} M_{y,Rk} / \Gamma_{M1})} + \frac{k_{zz} (M_{z,Ed} + NEd e_{Nz})}{(M_{z,Rk} / \Gamma_{M1})}$$

(NTC Eq C4.2.38)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Npl,Rd 625.952	Nu,Rd 739.944	Ncr,T 748.296	Ncr,TF 748.296	An/Ag 1.
Axial	-6.94	625.952	625.952					
Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd		
Major (y-y)	a	0.21	1091.855	0.776	0.861	506.524		
MajorB (y-y)	a	0.21	1091.855	0.776	0.861	506.524		

OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D.44	CLFV1100001	A	76 di 113

RELAZIONE DI CALCOLO

Minor (z-z)	b	0.34	83.734	2.802	4.867	0.113	70.756
MinorB(z-z)	b	0.34	83.734	2.802	4.867	0.113	70.756
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.	13.685	0.	10.264
Minor (z-z)	0.	0.	0.	0.

	Mc, Rd Capacity	Mv, Rd Capacity	Mn, Rd Capacity	Mb, Rd Capacity
Major (y-y)	43.476	43.476	43.476	15.976
Minor (z-z)	9.062	9.062	9.062	

	Curve AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
LTB	b 0.34	1.439	1.747	0.367	1.143	22.03

	kyy	kyz	kzy	kzz
Factors	0.957	0.682	0.986	1.137

SHEAR DESIGN

	Ved Force	Ted Torsion	Vc, Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	10.948	3.950E-04	169.416	0.065	OK
Minor (y)	0.	3.950E-04	229.961	0.	OK

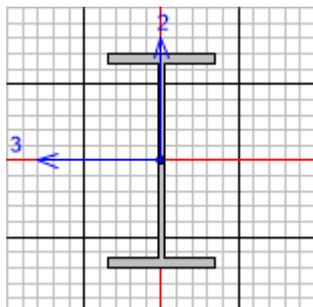
	Vpl, Rd	Eta	LambdabarW
Reduction	169.416	1.	0.382

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	VMajor Left	VMajor Right
Major (V2)	10.948	10.948

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 : 57	X Mid: 22.5	Combo: SLU 33	Design Type: Beam
Length: 5.	Y Mid: 2.	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	Ignore Special EQ Load? No	D/P Plug Welded? Yes
Ignore Seismic Code? No		

GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25
q0=1.	Omega=1.	GammaRd=1.1
An/Ag=1.	RLLF=1.	PLLF=0.
		D/C Lim=1.

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	izz=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.	-5.718	0.	0.	13.446	0.	-1.040E-04

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

D/C Ratio: 0.787 = 0.058 + 0.729 + 0. < 1. OK

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

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc, Rd	Nt, Rd
Axial	Force	Capacity	Capacity
	-5.718	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	0.849	633.64
MajorB (y-y)	a	0.21	1610.838	0.698	0.796	0.849	633.64
Minor (z-z)	b	0.34	117.725	2.58	4.233	0.132	98.349
MinorB (z-z)	b	0.34	117.725	2.58	4.233	0.132	98.349
Torsional TF	b	0.34	911.527	0.927	1.054	0.644	480.425

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med, span Moment	Mm, Ed Moment	Meq, Ed Moment
Major (y-y)	0.	16.807	0.	12.606
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 b	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
		0.34	1.378	1.649	0.395	1.143	32.014

Factors	kyy	kzy	kzy	kzz
	0.954	0.649	0.992	1.081

SHEAR DESIGN

	Ved Force	Ted Torsion	Vc, Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	13.446	1.040E-04	211.937	0.063	OK
Minor (y)	0.	1.040E-04	275.99	0.	OK

Reduction	Vpl, Rd	Eta	LambdaBarW
	211.937	1.	0.403

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

Major (V2)	VMajor Left	VMajor Right
	13.446	13.446

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>PROGETTO DEFINITIVO</p> <p>RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA</p> <p>TRATTA PIADENA-MANTOVA</p>					
	<p>OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA</p> <p>NM25</p>	<p>LOTTO</p> <p>03</p>	<p>CODIFICA</p> <p>D 44</p>	<p>DOCUMENTO</p> <p>CLFV1100001</p>	<p>REV.</p> <p>A</p>

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).

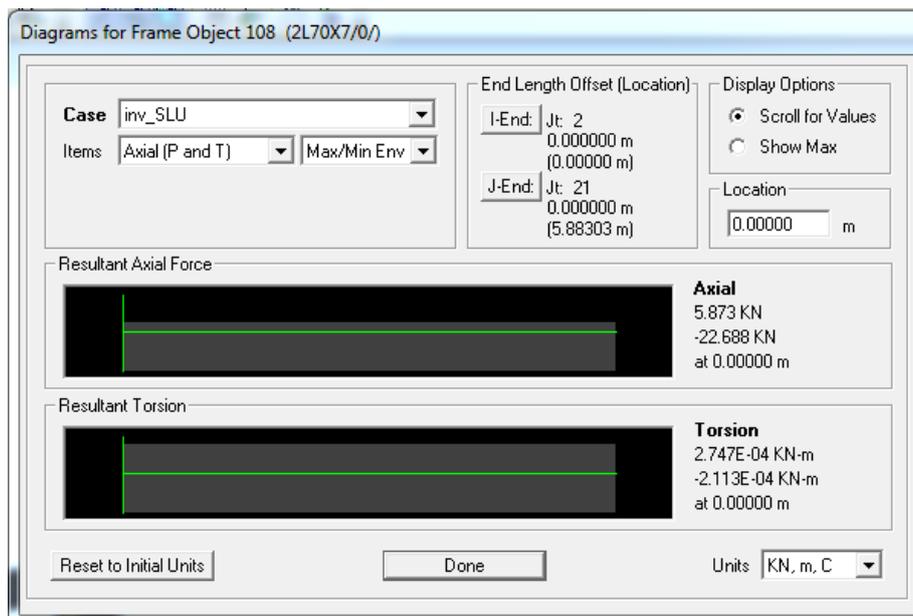
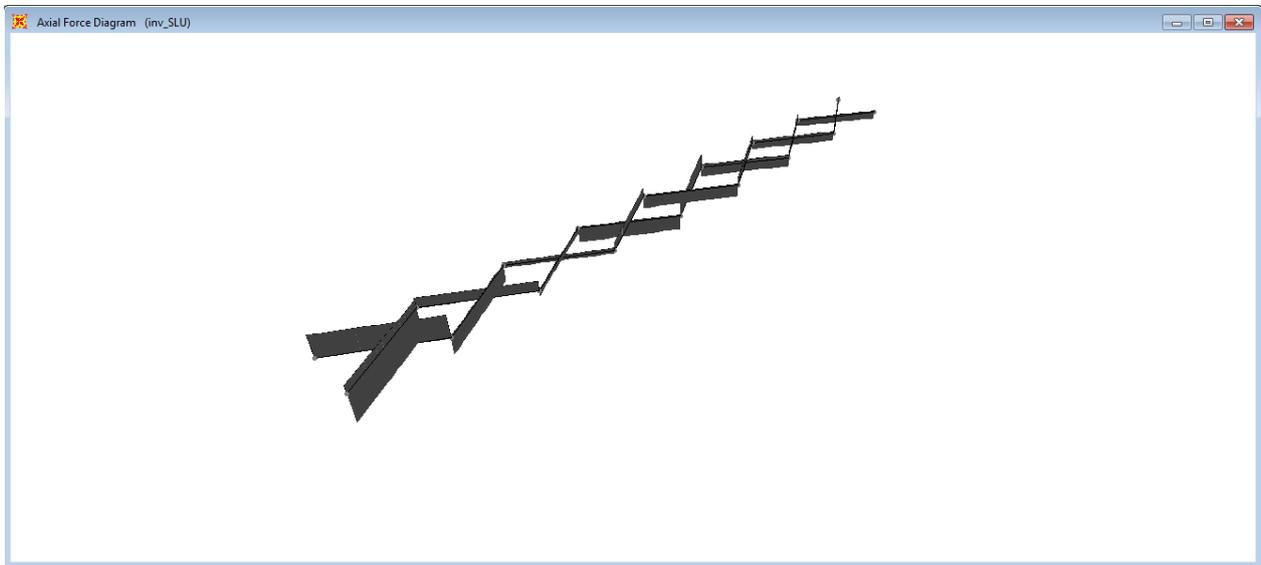
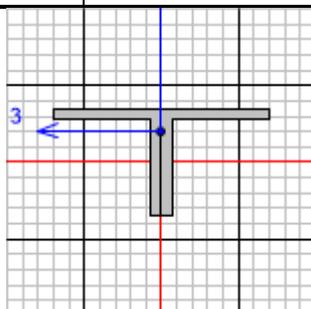


Figura 19 – Sforzi normali da INV-SLV [kN]



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: 108

Sforzo assiale massimo: N=22.68 kN (comb. inv_SLV dal modelo SAP2000)

$N_{Ed} = 2 \times N = 45.36 \text{ kN}$

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

$N_{Ed} < N_{Rd}$

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
1	HE360B	Column	No Messages	0.42	PMM	SLU_104
2	HE360B	Column	No Messages	0.39	PMM	SLU_102
3	HE360B	Column	No Messages	0.35	PMM	SLV_01
4	HE360B	Column	No Messages	0.34	PMM	SLV_01
5	HE360B	Column	No Messages	0.32	PMM	SLV_01
6	HE360B	Column	No Messages	0.34	PMM	SLV_01
7	HE360B	Column	No Messages	0.35	PMM	SLV_01
8	HE360B	Column	No Messages	0.37	PMM	SLV_01
9	HE360B	Column	No Messages	0.37	PMM	SLV_01
10	Mensola 3.1m	Beam	No Messages	0.21	PMM	SLU_31
11	Mensola 2m	Beam	No Messages	0.09	PMM	SLU_35
12	Mensola 3.1m	Beam	No Messages	0.20	PMM	SLU_42
13	Mensola 2m	Beam	No Messages	0.08	PMM	SLU_42
14	Mensola 3.1m	Beam	No Messages	0.17	PMM	SLU_43
15	Mensola 2m	Beam	No Messages	0.08	PMM	SLU_47
16	Mensola 3.1m	Beam	No Messages	0.18	PMM	SLU_40
17	Mensola 2m	Beam	No Messages	0.08	PMM	SLU_42
18	Mensola 3.1m	Beam	No Messages	0.20	PMM	SLU_33
19	Mensola 2m	Beam	No Messages	0.08	PMM	SLU_48
20	Mensola 3.1m	Beam	No Messages	0.20	PMM	SLU_33
21	Mensola 2m	Beam	No Messages	0.09	PMM	SLU_48
22	Mensola 3.1m	Beam	No Messages	0.18	PMM	SLU_45
23	Mensola 2m	Beam	No Messages	0.08	PMM	SLU_43
24	Mensola 3.1m	Beam	No Messages	0.16	PMM	SLU_44
25	Mensola 2m	Beam	No Messages	0.07	PMM	SLU_48
26	Mensola 3.1m	Beam	No Messages	0.19	PMM	SLU_41
27	Mensola 2m	Beam	No Messages	0.09	PMM	SLU_25
28	HE260A	Beam	No Messages	0.14	PMM	SLU_110
29	HE260A	Beam	No Messages	0.19	PMM	SLV_01
30	HE260A	Beam	No Messages	0.14	PMM	SLV_01
31	HE260A	Beam	No Messages	0.14	PMM	SLV_01
32	HE260A	Beam	No Messages	0.14	PMM	SLV_01
33	HE260A	Beam	No Messages	0.14	PMM	SLV_01
34	HE260A	Beam	No Messages	0.14	PMM	SLV_01
35	HE260A	Beam	No Messages	0.14	PMM	SLV_01

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

Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	RatioType	Combo
36	HE260A	Beam	No Messages	0.19	PMM	SLV_01
37	HE260A	Beam	No Messages	0.13	PMM	SLU_120
39	UPN240	Beam	No Messages	0.10	PMM	SLU_100
41	UPN240	Beam	No Messages	0.11	PMM	SLU_106
42	IPE180	Beam	No Messages	0.36	PMM	SLU_43
43	IPE180	Beam	No Messages	0.69	PMM	SLU_29
44	IPE180	Beam	No Messages	0.88	PMM	SLU_29
45	IPE180	Beam	No Messages	0.87	PMM	SLU_29
46	IPE180	Beam	No Messages	0.86	PMM	SLU_29
47	IPE200	Beam	No Messages	0.74	PMM	SLU_33
48	IPE180	Beam	No Messages	0.87	PMM	SLU_33
49	IPE180	Beam	No Messages	0.87	PMM	SLU_33
50	IPE180	Beam	No Messages	0.55	PMM	SLU_33
51	IPE180	Beam	No Messages	0.33	PMM	SLU_41
52	IPE180	Beam	No Messages	0.35	PMM	SLU_43
53	IPE180	Beam	No Messages	0.75	PMM	SLU_29
54	IPE180	Beam	No Messages	0.94	PMM	SLU_29
55	IPE180	Beam	No Messages	0.94	PMM	SLU_29
56	IPE180	Beam	No Messages	0.94	PMM	SLU_29
57	IPE200	Beam	No Messages	0.79	PMM	SLU_33
58	IPE180	Beam	No Messages	0.92	PMM	SLU_29
59	IPE180	Beam	No Messages	0.91	PMM	SLU_29
60	IPE180	Beam	No Messages	0.58	PMM	SLU_29
61	IPE180	Beam	No Messages	0.33	PMM	SLU_45
62	IPE180	Beam	No Messages	0.34	PMM	SLU_43
63	IPE180	Beam	No Messages	0.71	PMM	SLU_41
64	IPE180	Beam	No Messages	0.87	PMM	SLU_41
65	IPE180	Beam	No Messages	0.86	PMM	SLU_25
66	IPE180	Beam	No Messages	0.86	PMM	SLU_25
67	IPE200	Beam	No Messages	0.73	PMM	SLU_33
68	IPE180	Beam	No Messages	0.86	PMM	SLU_25
69	IPE180	Beam	No Messages	0.87	PMM	SLU_45
70	IPE180	Beam	No Messages	0.57	PMM	SLU_45
71	IPE180	Beam	No Messages	0.31	PMM	SLU_29
72	UPN240	Beam	No Messages	0.14	PMM	SLU_115
75	UPN240	Beam	No Messages	0.14	PMM	SLU_107

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

Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	RatioType	Combo
76	UPN240	Beam	No Messages	0.27	PMM	SLU_122
79	UPN240	Beam	No Messages	0.22	PMM	SLU_119
80	UPN240	Beam	No Messages	0.32	PMM	SLU_81
83	UPN240	Beam	No Messages	0.20	PMM	SLU_108
84	UPN240	Beam	No Messages	0.34	PMM	SLU_81
87	UPN240	Beam	No Messages	0.19	PMM	SLU_120
88	UPN240	Beam	No Messages	0.42	PMM	SLU_81
91	UPN240	Beam	No Messages	0.18	PMM	SLU_120
92	UPN240	Beam	No Messages	0.33	PMM	SLU_81
95	UPN240	Beam	No Messages	0.20	PMM	SLU_120
96	UPN240	Beam	No Messages	0.20	PMM	SLU_77
99	UPN240	Beam	No Messages	0.20	PMM	SLU_108
100	UPN240	Beam	No Messages	0.15	PMM	SLU_29
103	UPN240	Beam	No Messages	0.19	PMM	SLU_104
104	UPN240	Beam	No Messages	0.16	PMM	SLU_29
105	UPN240	Beam	No Messages	0.14	PMM	SLU_41
106	UPN240	Beam	No Messages	0.14	PMM	SLU_101
107	UPN240	Beam	No Messages	0.21	PMM	SLU_113

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 25.9 mm e 6.5mm:

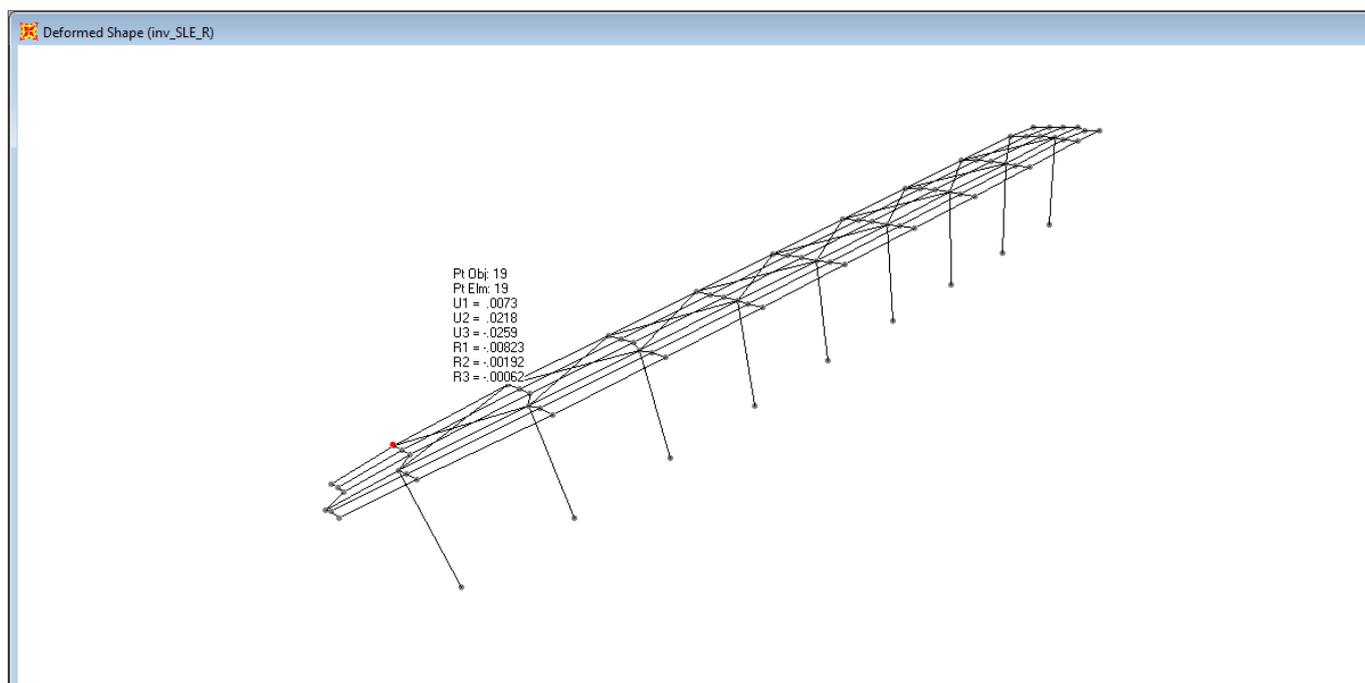


Figura 20 – Spostamenti massimi attesi

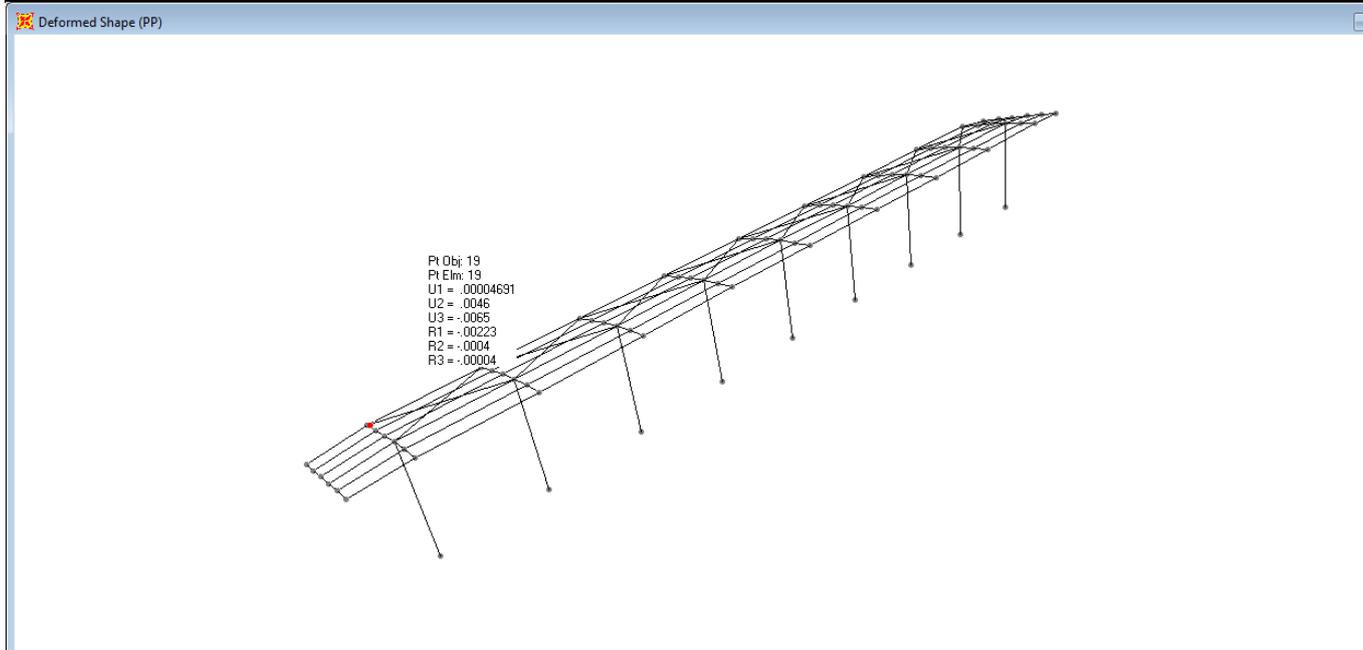


Figura 21 – Spostamenti massimi dai carichi permanenti

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

- spostamento elastico dovuto ai carichi variabili $\delta_2 = 25.9 - 6.5 = 19.4$ mm

- spostamento massimo nello stato finale $\delta_{\max} = 25.9$ mm

La deformabilità degli elementi della copertura è pertanto:

$$L / \delta_2 = 2 \times 3100 / 19.4 = 319$$

$$L / \delta_{\max} = 2 \times 3100 / 25.9 = 239$$

$$L / 319 \leq L / 250$$

$$L / 239 \leq L / 200$$

lunghezza dello sbalzo = 3.1m

Si ha dunque: $L = 2 \times 3.1 = 6.20$ m

La verifica risulta soddisfatta.

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

	Elementi	δ_{\max} [mm]	δ_2 [mm]	δ_1 [mm]	L [mm]	L/200 [mm]	L/250 [mm]	Verifica
1	HEA 260 - travi longitudinali - mezzeria	2.4	2.4	0.1	5000	25	20	OK
2	HEA 260 - travi longitudinali - mensola	3.8	2.1	1.7	2x2500	25	20	OK
3	IPE 180 - travi longitudinali - mezzeria	9.8	5.6	4.2	5000	25	20	OK
4	IPE 180 - travi longitudinali - mensola	4.8	2.9	1.9	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 SLE164, sono pari a 21.4 mm.

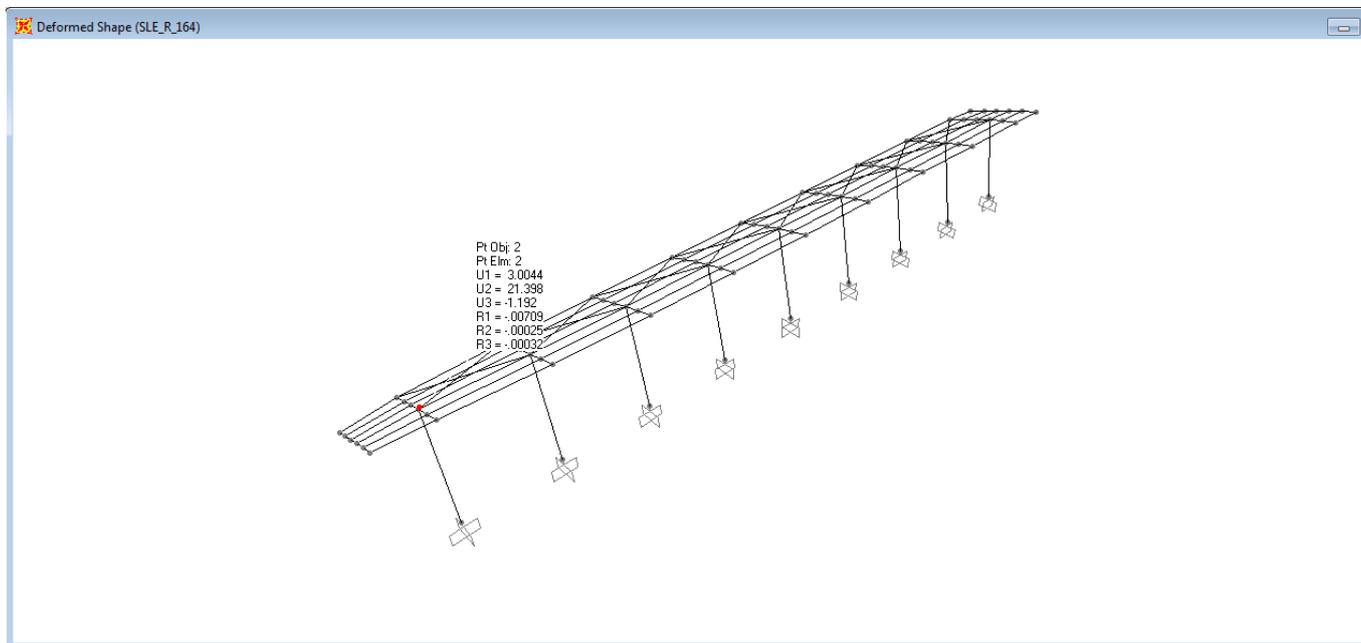
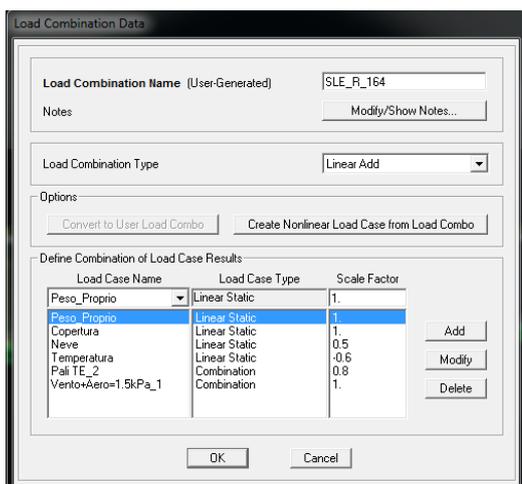


Figura 22 – Spostamenti massimi Y per il SLE_164

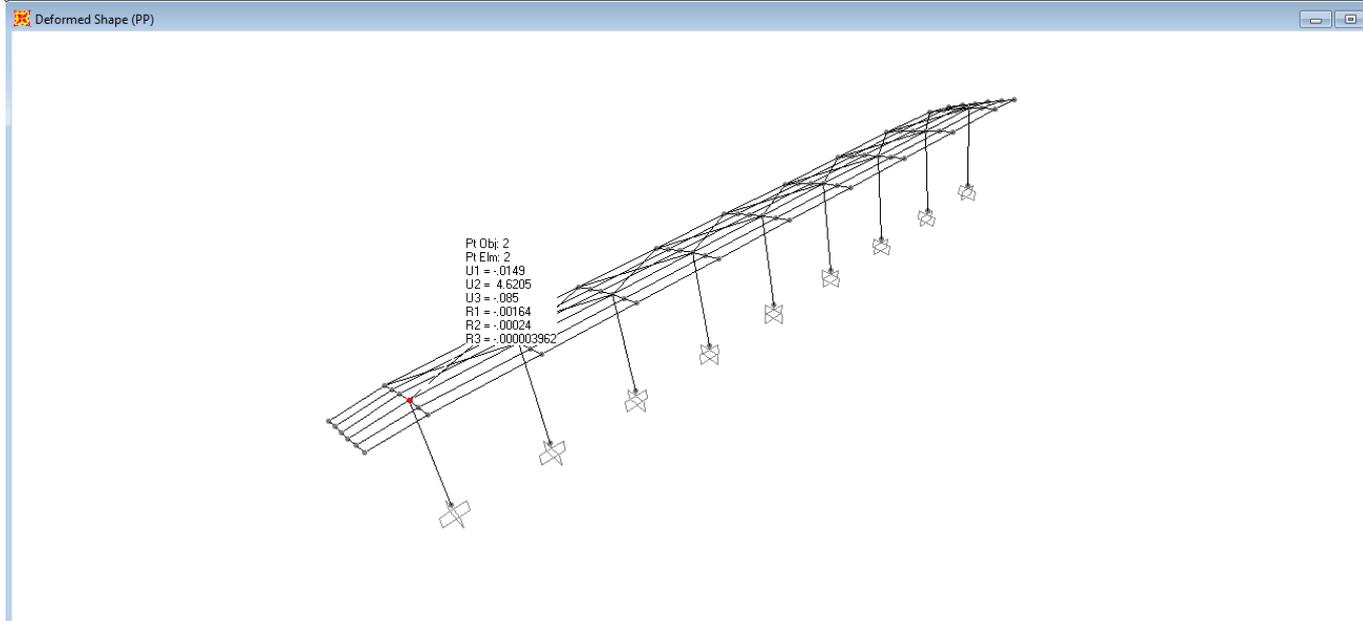


Figura 23 – Spostamenti massimi Y per il Peso Proprio_164

Dalla figura si evince, che lo spostamento orizzontale, dovuto al peso proprio di elementi strutturali e non strutturali è pari a 4.6mm. Si prevede, una monta iniziale a testa dei pilastri pari a $\delta_c = 4$ mm.

Lo spostamento orizzontale nello stato finale è pari a:

$$\delta_{\max} = \delta_{\text{tot}} - \delta_c = 21.4 - 4 = 17.4$$

Gli spostamenti laterali massimi in testa ai pilastri, in direzione X, dovuti a forze orizzontali, risultanti dalla combinazione SLE53, sono pari a 7.6 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.
Neve	Linear Static	0.5
Vento_1	Combination	0.6
Effetti_Aerodinamici_1	Linear Static	0.8
Temperatura	Linear Static	1.
Pali TE_1	Combination	0.8

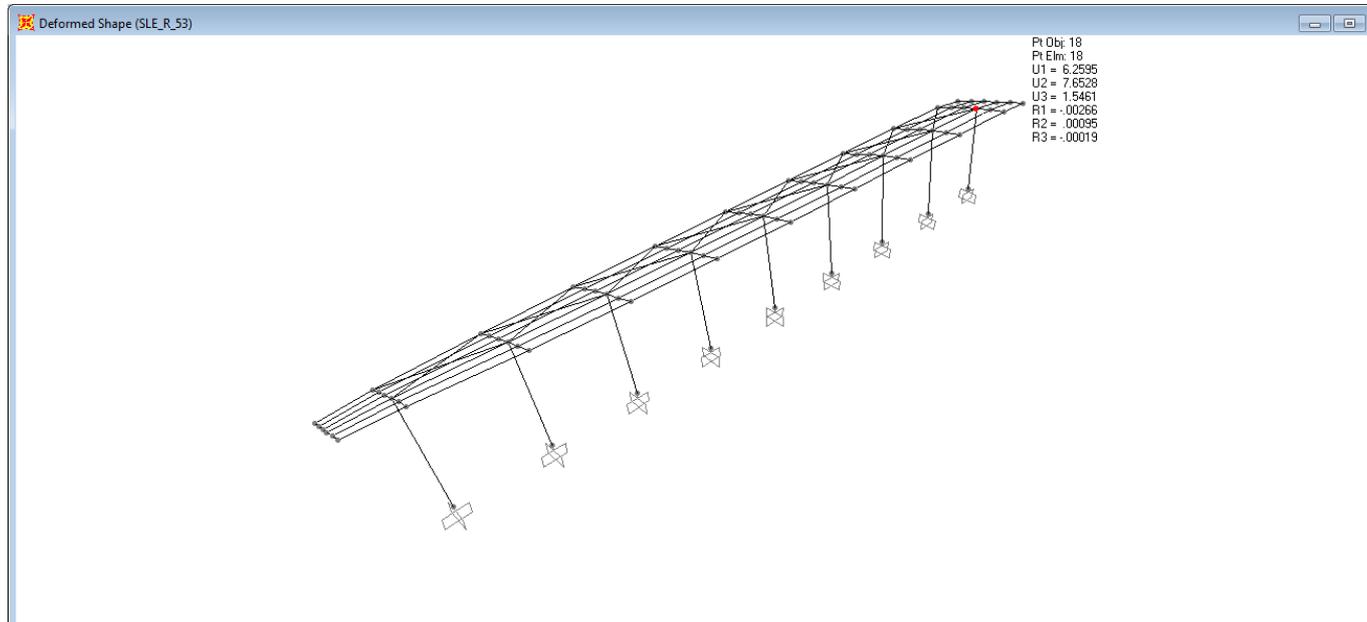


Figura 24 – Spostamenti massimi X per il SLE_53

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

$$\delta/h \leq 1/300$$

$$\delta=17.1 \text{ mm} \leq 5750/300=19.2 \text{ mm}$$

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 10.4 mm.

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated): SLO_09

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.
Peso_Proprio	Linear Static	1.
Copertura	Linear Static	1.
SLO_U1	Response Spectrum	0.3
SLO_U2	Response Spectrum	1.
SLO_U3	Response Spectrum	0.3

Add, Modify, Delete, OK, Cancel

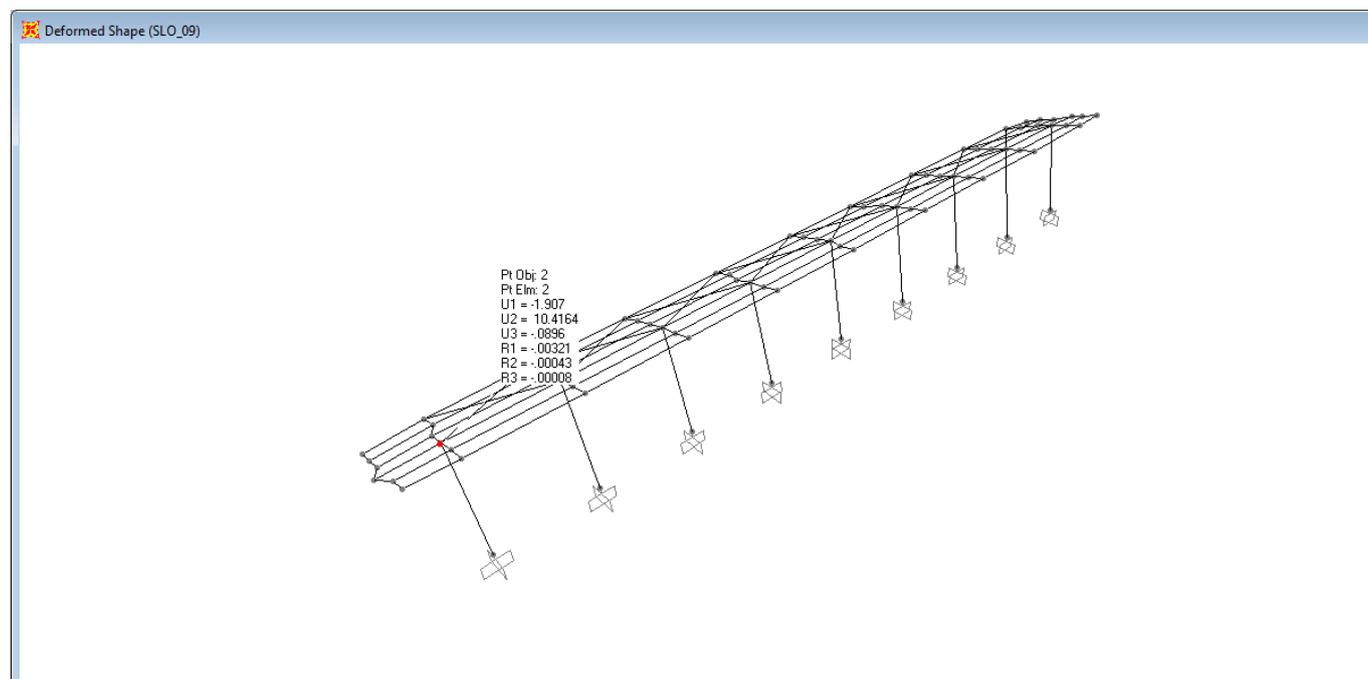


Figura 25 – Spostamenti massimi Y per il SLO_9

Gli spostamenti laterali in testa ai pilastri, in direzione X, risultanti dalla combinazione SLO_1, sono pari a 6.3 mm.

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated): SLO_01
 Notes:

Load Combination Type: Linear Add

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

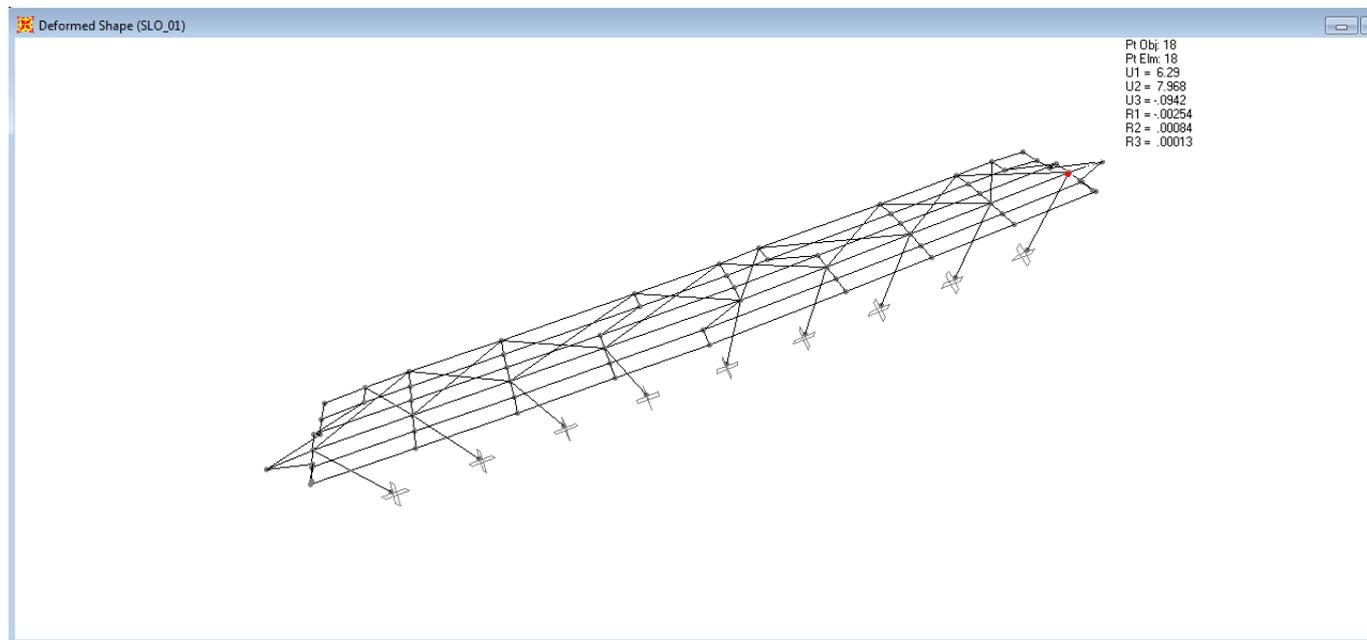


Figura 26 – Spostamenti massimi X per il SLO_1



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	CLFV1100001	A	92 di 113

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

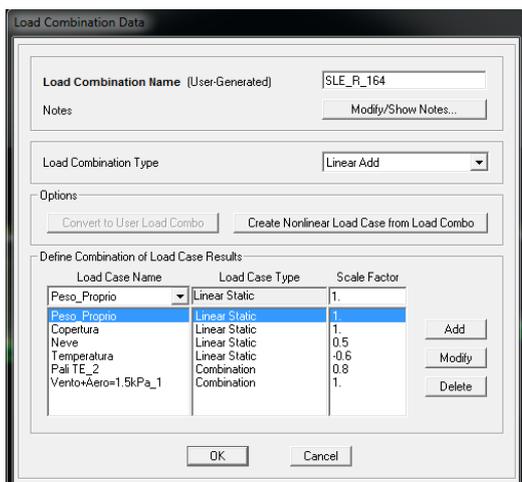
$$q.dr \leq 0.005 \times 2/3 \times h$$

$$dr = 10.4 \text{ mm} < 0.005 \times 2/3 \times 5750 = 19.2 \text{ mm}$$

La verifica risulta soddisfatta.

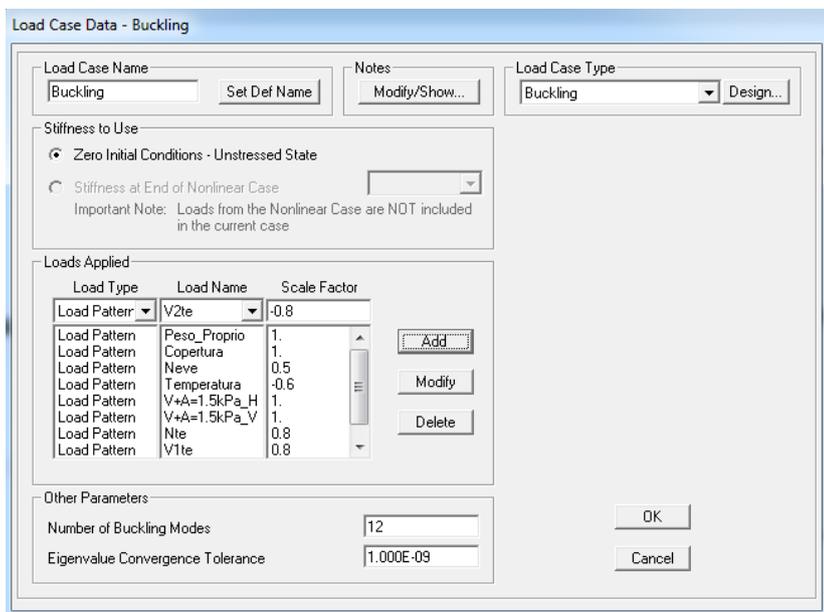
10.4 Verifiche di buckling secondo la Circolare Applicativa C4.2.3.4

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_164, che include le seguenti condizioni di carico:



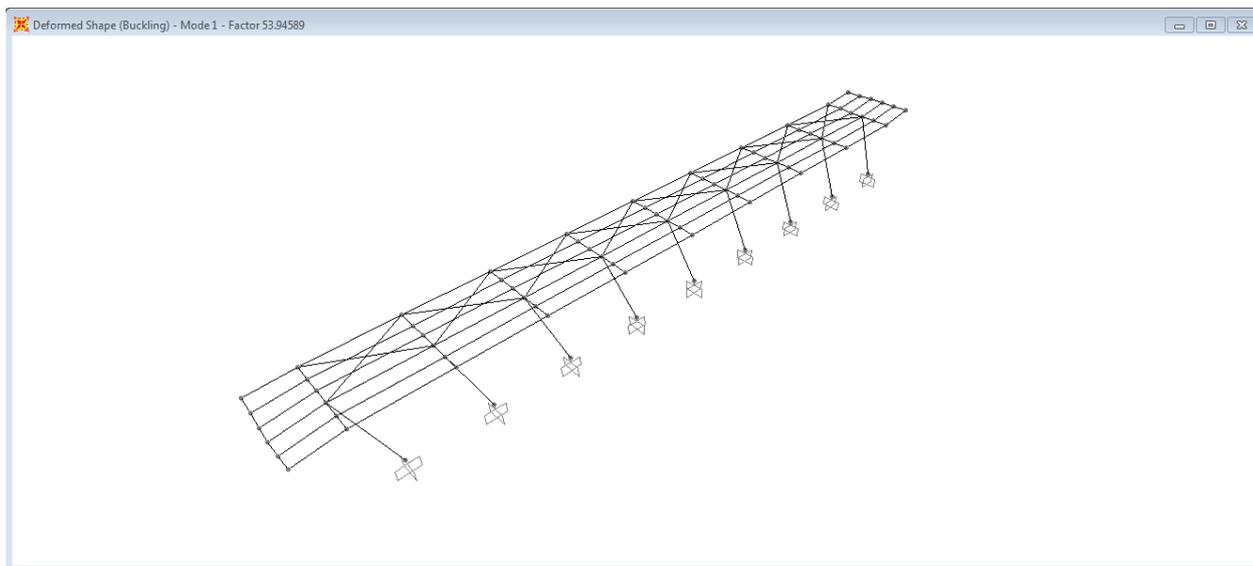
Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
Peso_Proprio	Linear Static	1.
Copertura	Linear Static	1.
Neve	Linear Static	0.5
Temperatura	Linear Static	-0.6
Pal TE_2	Combination	0.8
Vento+Aero=1.5kPa_1	Combination	1.

La combinazione buckling è stata determinata nel modo seguente:



Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	V2te	-0.8
Load Pattern	Peso_Proprio	1.
Load Pattern	Copertura	1.
Load Pattern	Neve	0.5
Load Pattern	Temperatura	-0.6
Load Pattern	V+A=1.5kPa_H	1.
Load Pattern	V+A=1.5kPa_V	1.
Load Pattern	Nte	0.8
Load Pattern	V1te	0.8

La struttura presenta il seguente comportamento:



Dalla figura si evince, che $\alpha_{cr} = 54 > 10$.

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

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

Le non linearità geometriche, sono prese in conto tramite il fattore θ , 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)

$d_{Er} = 0.021\text{m}$ – 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
41	SLV_09	Combination	Max	0.005606	0.021546	0.012146	0.002717	0.005067	0.000237

$P = 546\text{ kN}$ è il carico verticale totale

$V = 153\text{ kN}$ è il carico orizzontale totale in direzione dello spostamento del piano

TABLE: Joint Reactions

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
1	SLV_09	Combination	Max	4.20	17.88	68.28	138.49	14.58	0.01
3	SLV_09	Combination	Max	5.93	17.47	56.51	137.17	17.91	0.00
5	SLV_09	Combination	Max	5.60	16.86	59.53	131.58	17.28	0.00
7	SLV_09	Combination	Max	5.64	16.43	59.21	128.14	17.33	0.00
9	SLV_09	Combination	Max	5.62	16.09	59.54	125.47	17.28	0.00
11	SLV_09	Combination	Max	5.63	16.43	59.21	128.14	17.30	0.00
13	SLV_09	Combination	Max	5.64	16.86	59.53	131.58	17.33	0.00
15	SLV_09	Combination	Max	5.60	17.47	56.51	137.17	17.26	0.00
17	SLV_09	Combination	Max	6.02	17.88	68.28	138.49	18.02	0.01
					V	P			
					153.36	546.59			

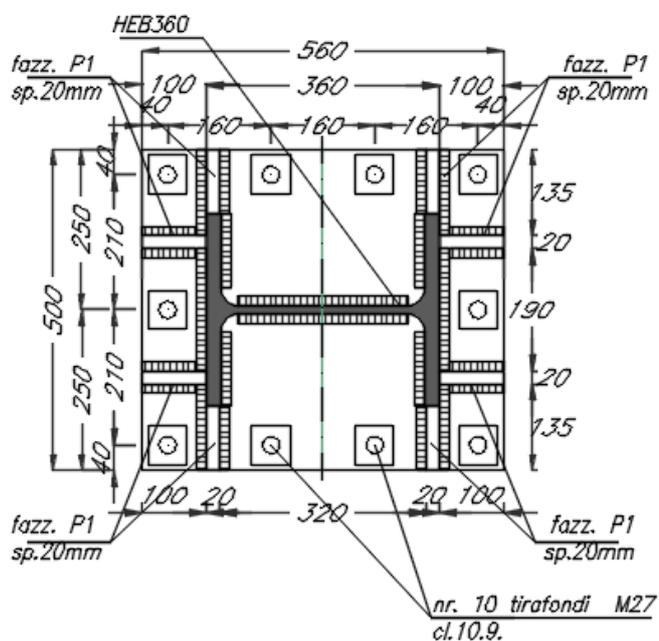
Si ha, dunque:

$\theta = 546 \times 0.021 / 153 \times 5.75 = 0.013 < 0.1$ – 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 2015.



Sollecitazioni di progetto :

: Joint Reactions				F1	F2	F3	M1	M2	M3
Joint	OutputCa	CaseType	StepTy	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
3	SLU_102	Combination		-5.03	-22.85	143.81	181.82	-15.10	0.02



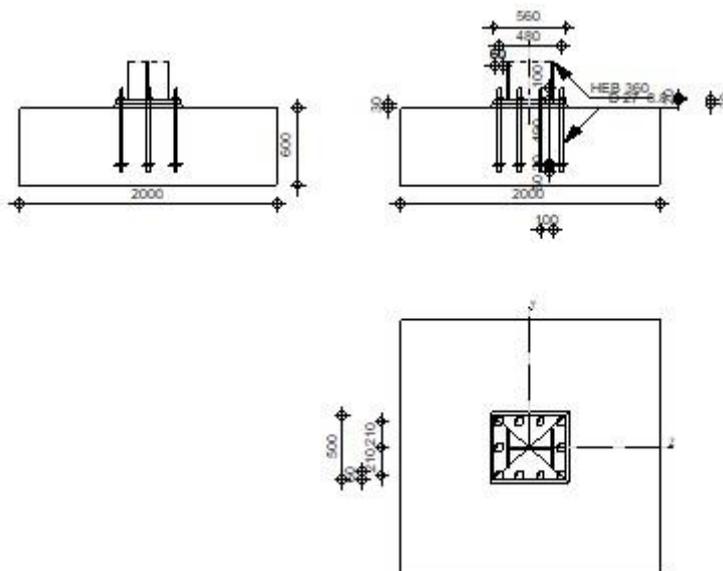
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcolo del plinto della colonna incastrato

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



Coefficiente
0,73



11.2 Generale

N. giunto: 1

Nome del giunto: Fixed column base

11.3 Geometria

11.3.1 Colonna

Profilato : HEB 360

$L_c = 5,75$ [m] Lunghezza della colonna

$L_c =$	5,75	[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 ²]	Area della sezione della colonna
$I_{yc} =$	43193,50	[cm ⁴]	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

11.3.2 Piastra 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

11.3.3 Ancoraggio

Il piano di taglio attraversa la parte FILETTATA del bullone.

Classe = 8.8 Classe di ancoraggi

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 ²]	Area della sezione efficace del bullone
$A_v =$	5,73 [cm ²]	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

$l_{wd} = 60$ [mm] Lunghezza

$b_{wd} = 60$ [mm] Larghezza

$t_{wd} = 20$ [mm] Spessore

11.3.4 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

11.3.5 Plinto di fondazione

$L = 2000$ [mm] Lunghezza del plinto

$B = 2000$ [mm] Larghezza del plinto

$H = 600$ [mm] Altezza del plinto

Calcestruzzo

Class
e 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

11.3.6 Saldature

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

11.4 Carichi

Condizione e Calcolo manuale.

$N_{j,Ed} =$	-144,00	[kN]	Azione assiale
$V_{j,Ed,y} =$	-5,00	[kN]	Azione tagliante
$V_{j,Ed,z} =$	23,00	[kN]	Azione tagliante
$M_{j,Ed,y} =$	182,00	[kN*m]	Momento flettente
$M_{j,Ed,z} =$	-15,00	[kN*m]	Momento flettente

11.5 Risultati

11.5.1 Zona di compressione

COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO

$f_{cd} = 20,00$ [MPa] Resistenza di calcolo alla compressione EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = 28,46$ [MPa] Resistenza di calcolo del materiale del giunto sotto la piastra di base [6.2.5.(7)]

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

$c = 54$ [mm] Larghezza dell'appoggio addizionale [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 130$ [mm] Larghezza efficace della zona di contatto sotto l'ala [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 408$ [mm] Lunghezza efficace della zona di contatto sotto l'ala [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 530,69$ [cm²] Zona di contatto della piastra di base e della fondazione EN 1992-1:[6.7.(3)]

$A_{c1} = 3935,22$ [cm²] Area di calcolo massima della ripartizione del carico EN 1992-1:[6.7.(3)]

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

$F_{rd,u} = 2890,25$ [kN] Resistenza del calcestruzzo alla pressione EN 1992-1:[6.7.(3)]

$F_{rd,u} = 2890,25$ [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)]

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

$f_{jd} = 36,31$ [MPa] Resistenza di calcolo del materiale del giunto [6.2.5.(7)]

$A_{c,n} = 1310,53$ [cm²] Area di compressione efficace [6.2.8.2.(1)]

$A_{c,y} = 530,69$ [cm²] Area di flessione My [6.2.8.3.(1)]

$A_{c,z} = 530,69$ [cm²] Area di flessione Mz [6.2.8.3.(1)]

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

$F_{c,Rd,n} = 4758,29$ [kN] Resistenza del calcestruzzo alla compressione [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,y} = 1926,83$ [kN] Resistenza del calcestruzzo alla flessione My [6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,z} = 1926,83$ [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]

$W_{pl,y} = 2683,14$ [cm³] 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)]

$W_{pl,z} = 1032,51$ [cm³] 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]

$h_{f,z} = 204$ [mm] Distanza tra i centri di gravità delle ali [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$$

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>PROGETTO DEFINITIVO</p> <p>RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA</p> <p>TRATTA PIADENA-MANTOVA</p>					
	<p>OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA</p> <p>NM25</p>	<p>LOTTO</p> <p>03</p>	<p>CODIFICA</p> <p>D.44</p>	<p>DOCUMENTO</p> <p>CLFV1100001</p>	<p>REV.</p> <p>A</p>

$F_{c,fc,Rd,z} = 1392,97$ [kN] Resistenza dell'ala compressa e dell'anima [6.2.6.7.(1)]

RESISTENZA DEL PLINTO NELLA ZONA COMPRESSA

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

$N_{j,Rd} = 4758,29$ [kN] Resistenza del plinto alla compressione assiale [6.2.8.2.(1)]

$$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$$

$F_{c,Rd,y} = 1926,83$ [kN] Resistenza del plinto nella zona compressa [6.2.8.3]

$$F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$$

$F_{c,Rd,z} = 1392,97$ [kN] Resistenza del plinto nella zona compressa [6.2.8.3]

11.5.2 Zona in trazione

ROTTURA DEL BULLONE D'ANCORAGGIO

$A_b = 4,59$ [cm²] 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]

$M_{pl,1,Rd} = 17,32$ [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)]

$A_{vc} = 60, 60$ [cm²] 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]

11.5.3 Controllo della resistenza del giunto

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24) $0, 03 < 1, 00$ **verificato** (0, 03)

$e_y = 1264$ [mm] Eccentricità dell'azione assiale [6.2.8.3]

$z_{c,y} = 169$ [mm] Braccio di leva $F_{C,Rd,y}$ [6.2.8.1.(2)]

$z_{t,y} = 240$ [mm] Braccio di leva $F_{T,Rd,y}$ [6.2.8.1.(3)]

$M_{j,Rd,y} = 293, 11$ [kN*m] Resistenza del giunto alla flessione [6.2.8.3]

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23) $0, 62 < 1, 00$ **verificato** (0, 62)

$e_z =$	104	[mm]	Eccentricità dell'azione assiale	[6.2.8.3]
$z_{c,z} =$	102	[mm]	Braccio di leva $F_{C,Rd,z}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} =$	210	[mm]	Braccio di leva $F_{T,Rd,z}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} =$	144,06	[kN*m]	Resistenza del giunto alla flessione	[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)			0,10 < 1,00	verificato (0,10)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$			0,73 < 1,00	verificato (0,73)

11.5.4 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]

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

$F_{1,vb,Rd,y} =$	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)]

$A_{sb} = 4,59$ [cm²] 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)]

$N_{c,Ed} = 144,00$ [kN] Azione di compressione [6.2.2.(6)]

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

$F_{f,Rd} = 43,20$ [kN] Resistenza allo slittamento [6.2.2.(6)]

CONTROLLO DEL TAGLIO

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

$V_{j,Rd,y} = 771,72$ [kN] Resistenza del giunto al taglio $V_{j,Rd}$

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$ $0,01 < 1,00$ **verificato** (0,01)

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

$V_{j,Rd,z} = 771,72$ [kN] Resistenza del giunto al taglio $V_{j,Rd}$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{verificato} \quad (0,03)$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,04 < 1,00 \quad \text{verificato} \quad (0,04)$$

11.5.5 Saldature tra la colonna e la piastra della base

$\sigma_{\perp} =$	85,41	[MPa]	Sollecitazione normale nella saldatura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	85,41	[MPa]	Sollecitazione tangenziale perpendicolare	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} =$	-0,43	[MPa]	Sollecitazione tangenziale parallela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} =$	3,65	[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)]

$$\sigma_{\perp} / (0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1,0 \quad (4.1) \quad 0,28 < 1,00 \quad \text{verificato} \quad (0,28)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3,0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1,0 \quad (4.1) \quad 0,42 < 1,00 \quad \text{verificato} \quad (0,42)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3,0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1,0 \quad (4.1) \quad 0,28 < 1,00 \quad \text{verificato} \quad (0,28)$$

11.5.6 Rigidezza del giunto

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

$$b_{eff} = 130 \quad [\text{mm}] \quad \text{Larghezza efficace della zona di contatto sotto l'ala} \quad [6.2.5.(3)]$$

$$l_{eff} = 408 \quad [\text{mm}] \quad \text{Lunghezza efficace della zona di contatto sotto l'ala} \quad [6.2.5.(3)]$$

$$k_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff})} / (1,275 \cdot E)$$

$$k_{13,y} = 28 \quad [\text{mm}] \quad \text{Coefficiente di rigidezza del calcestruzzo in compressione} \quad [\text{Tabella 6.11}]$$

$$l_{eff} = 227 \quad [\text{mm}] \quad \text{Lunghezza efficace per un bullone per il modo 2} \quad [6.2.6.5]$$

$$m = 49 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distanza del bullone dal bordo di irrigidimento} \quad [6.2.6.5]$$

$$k_{15,y} = 0,850 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$$

$k_{15,y} = 23$ [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)]

$S_{j,ini,y} = 78774,59$ [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)]

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

$$k_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 \cdot E)$$

$k_{13,z} = 28$ [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)]

$S_{j,ini,z} = 146724,49$ [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)]

11.5.7 Il componente più debole:

PIASTRA DI BASE IN FLESSIONE

Giunto conforme alla norma

Coefficiente $0,73$

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>PROGETTO DEFINITIVO</p> <p>RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA</p> <p>TRATTA PIADENA-MANTOVA</p>					
	<p>OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA</p> <p>NM25</p>	<p>LOTTO</p> <p>03</p>	<p>CODIFICA</p> <p>D.44</p>	<p>DOCUMENTO</p> <p>CLFV1100001</p>	<p>REV.</p> <p>A</p>

11.6 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:

$$N_{Ed} = M_{Ed,x} / n_x \cdot b_x + M_{Ed,y} / n_y \cdot b_y = 182 / 3 \cdot 0.46 + 15 / 4 \cdot 0.42 = \mathbf{141 \text{ kN}}$$

$b_x = 0.46 \text{ m}$ – 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

$N_{Ed} = 141$ [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]

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

$A_h = 94.27$ [cm²]

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

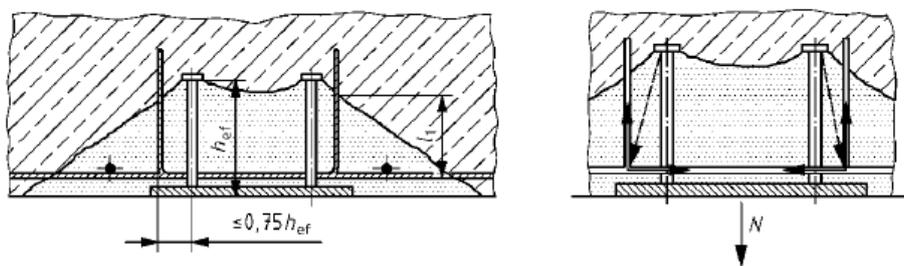
$N_{Rk,p} = 1696.94$ [kN]

La verifica

$N_{Ed} = 141 < N_{Rk,p} = 1696.94$

2. Strappo del cono di calcestruzzo

Per garantire la resistenza a strappo del cono del cls, si provvede 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 effettive

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

OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 44	CLFV1100001	A	113 di 113

RELAZIONE DI CALCOLO

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd}$$

$\eta_1 =$	0.7						
$\eta_2 =$	1						
$f_{bd} =$	3.04	[MPa]					
$N_{Rd,a} =$	163.59	[kN]					
$N_{Ed} =$	141	<	$N_{Rd,a} =$	163.59			