

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO

POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA
AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA

"PASSANTE DI BOLOGNA"

PROGETTO DEFINITIVO

AUTOSTRADA A14 / TANGENZIALE

OPERE COMPLEMENTARI

SEGNALETICA VARIABILE

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE
PORTALI A BANDIERA TANGENZIALE

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Umberto Mele
Ord. Ingg. Milano n.18641
RESPONSABILE STRUTTURE

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Raffaele Rinaldesi
Ord. Ingg. Macerata N. A1068

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Andrea Tanzi
Ord. Ingg. Parma N. 1154

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO

ORDINATORE

RIFERIMENTO PROGETTO

RIFERIMENTO DIRETTORIO

RIFERIMENTO ELABORATO

Codice Commessa

Lotto, Sub-Prog.
Cod. Appalto

Fase

Capitolo

Paragrafo

W B S

Parte d'opera

Tip.

Disciplina

Progressivo

Rev.

SCALA

111465

0000

PD

AU

OPC

SM000

00000

R

S T R

0072

- 0

-



PROJECT MANAGER:

Ing. Raffaele Rinaldesi
Ord. Ingg. Macerata N. A1068

SUPPORTO SPECIALISTICO:

REVISIONE

n.

data

0

SETTEMBRE 2020

1

-

2

-

3

-

4

-

REDATTO:

VERIFICATO:

VISTO DEL COMMITTENTE



IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Fabio Visintin

VISTO DEL CONCEDENTE



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE
STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI

Sommario

1	INTRODUZIONE	4
2	RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI	6
3	MATERIALI	7
3.1	CONGLOMERATI CEMENTIZI	7
3.2	ACCIAIO AD ADERENZA MIGLIORATA	7
3.3	ACCIAIO DA CARPENTERIA	7
3.4	BULLONI AD ALTA RESISTENZA	8
3.5	SALDATURE	8
3.6	CLASSE DI ESECUZIONE	8
4	SOFTWARE DI CALCOLO	9
4.1	CODICI UTILIZZATI	9
4.2	VALIDAZIONE DEI PROGRAMMI DI CALCOLO	10
5	CARICHI DI PROGETTO	11
5.1	ELENCO DELLE CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI	11
5.2	VALUTAZIONE DELLE AZIONI SULLA STRUTTURA	11
5.2.1	<i>Carichi permanenti - Pesi propri e permanenti portati (g_1-g_2)</i>	11
5.2.2	<i>Azioni dei carichi variabili (Q_{ak})</i>	14
5.2.3	<i>Azioni del vento (Q_{wk})</i>	14
5.2.4	<i>Vento per verifiche d'esercizio</i>	18
5.2.5	<i>Carico da neve</i>	18
5.2.6	<i>Temperatura</i>	18
5.2.7	<i>Azione sismica (E_k)</i>	19
6	COMBINAZIONI DI CARICO	22
6.1	COMBINAZIONI PER GLI S.L.U.	22
6.2	COMBINAZIONI PER GLI S.L.E.	23
7	ANALISI STRUTTURALE	25
7.1	GENERALITÀ	25
7.2	VINCOLI	25
7.3	CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE ELEMENTARI	27
7.4	INVILUPPO DELLE CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE	37
7.4.1	<i>Enve SLU - A1</i>	37
7.4.2	<i>Enve SLE - Caratteristica</i>	39
7.5	SPOSTAMENTI	41
7.6	AZIONI IN FONDAZIONE	43
7.6.1	<i>Azioni in Fondazione</i>	45
8	VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITÀ	46
8.1	STRUTTURA METALLICA IN ELEVAZIONE	46
8.1.1	<i>Verifica delle sezioni in acciaio</i>	46
8.2	S.L.U. RESISTENZA E STABILITÀ LOCALE	46
9	PLINTO E PALI DI FONDAZIONE	52
9.1	DESCRIZIONE E IPOTESI DI CALCOLO	52
9.1.1	<i>Verifica dei pali di fondazione</i>	52
9.1.2	<i>Verifica del plinto di fondazione</i>	53
9.2	VERIFICA GEOTECNICA DELLE FONDAZIONI	54

10 VALIDAZIONE DEI RISULTATI DEL CALCOLO55

Indice delle Tabelle e delle Figure

FIGURA 1-1 – PROSPETTO E SEZIONE PORTALE 4

FIGURA 4-1 - SISTEMA DI RIFERIMENTO LOCALE ELEMENTI MONODIMENSIONALI BEAM. 9

FIGURA 5-1 - PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI12

FIGURA 5-2 - PESI PERMANENTI PORTATI – PASSERELLA INTERNA12

FIGURA 5-3 - PESI PERMANENTI PORTATI - GRIGLIATO12

FIGURA 5-4 - PESI PERMANENTI PORTATI – LAMIERA STIRATA13

FIGURA 5-5 - PESI PERMANENTI PORTATI – DOPPIO PITTOGRAMMA13

FIGURA 5-6 - PESI PERMANENTI PORTATI – PANNELLO ALFANUMERICO13

FIGURA 5-7 - CARICO DA MANUTENZIONE14

FIGURA 5-8 – FREQUENZA DEL PRIMO MODO DI VIBRARE IN DIREZIONE DEL VENTO17

FIGURA 5-9 - AZIONI DEL VENTO SULLA STRUTTURA – TRAVERSO E MONTANTE17

FIGURA 5-10 - CARICO DA NEVE18

FIGURA 5-11 - SPETTRO DI PROGETTO DELLA COMPONENTE ORIZZONTALE21

TABELLA 6-1 - COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA PER LE COMBINAZIONI DI CARICO AGLI SLU22

TABELLA 6-2 - COEFFICIENTI y_0 , y_1 E y_2 PER LE AZIONI VARIABILI23

FIGURA 7-1 - MODELLO DI CALCOLO FEM - NUMERAZIONE DEGLI ELEMENTI25

FIGURA 7-2 – INCASTRO IN FONDAZIONE26

FIGURA 7-3 – RIGID LINK26

FIGURA 7-4 – Fx ASSIALE27

FIGURA 7-5 – Fy TAGLIO27

FIGURA 7-6 – Fz TAGLIO28

FIGURA 7-7 - Mx TORCENTE28

FIGURA 7-8 - My FLESSIONE28

FIGURA 7-9 – Mz FLESSIONE29

FIGURA 7-10 – Fx ASSIALE29

FIGURA 7-11 – Fy TAGLIO30

FIGURA 7-12 – Fz TAGLIO30

FIGURA 7-13 - Mx TORCENTE30

FIGURA 7-14 - My FLESSIONE31

FIGURA 7-15 – Mz FLESSIONE31

FIGURA 7-16 – Fx ASSIALE32

FIGURA 7-17 – Fy TAGLIO32

FIGURA 7-18 – Fz TAGLIO33

FIGURA 7-19 - Mx TORCENTE33

FIGURA 7-20 - My FLESSIONE33

FIGURA 7-21 – Mz FLESSIONE34

FIGURA 7-22 – Fx ASSIALE34

FIGURA 7-23 – Fy TAGLIO35

FIGURA 7-24 – Fz TAGLIO35

FIGURA 7-25 - Mx TORCENTE35

FIGURA 7-26 - My FLESSIONE36

FIGURA 7-27 – Mz FLESSIONE36

FIGURA 7-28 – Fx ASSIALE37

FIGURA 7-29 – Fy TAGLIO37

FIGURA 7-30 – Fz TAGLIO38

FIGURA 7-31 - Mx TORCENTE38

FIGURA 7-32 - My FLESSIONE38

FIGURA 7-33 – Mz FLESSIONE39

FIGURA 7-34 – Fx ASSIALE39

FIGURA 7-35 – Fy TAGLIO40

FIGURA 7-36 – Fz TAGLIO40

FIGURA 7-37 - Mx TORCENTE	40
FIGURA 7-38 - My FLESSIONE	41
FIGURA 7-39 – Mz FLESSIONE.....	41
FIGURA 7-40 - SPOSTAMENTI VERTICALI MASSIMI	42
FIGURA 7-41 - SPOSTAMENTI ORIZZONTALI MASSIMI	42
FIGURA 7-42 - CARPENTERIA DEL PLINTO DI FONDAZIONE - PIANTA	43
FIGURA 7-43 - CARPENTERIA DEL PLINTO DI FONDAZIONE - SEZIONI	44
FIGURA 9-1 - SEZIONI DEL PLINTO DI FONDAZIONE	52
FIGURA 9-2 - MECCANISMO RESISTENTE A TIRANTE-PUNTONE	53
FIGURA 9-3 - INDIVIDUAZIONE QUALITATIVA IN PIANTA DEL PUNTONE	53

1 INTRODUZIONE

Nella seguente relazione si riportano le verifiche di resistenza e di deformabilità delle strutture di sostegno per pannelli a messaggio variabile (PMV) a bandiera, che andranno a sostituire i preesistenti impianti sulla tangenziale di Bologna in seguito ai lavori di ampliamento della carreggiata.

La struttura è costituita da tralicci reticolari in acciaio formati da profili cavi a sezione circolare, collegati tra di loro mediante saldatura a completa penetrazione e giunzioni bullonate.

Tali tipi di PMV sono di due lunghezze differenti:

- PMV da 16.925 m
- PMV da 20.495 m

Di seguito le analisi effettuate per il pmv con sbraccio maggiore.

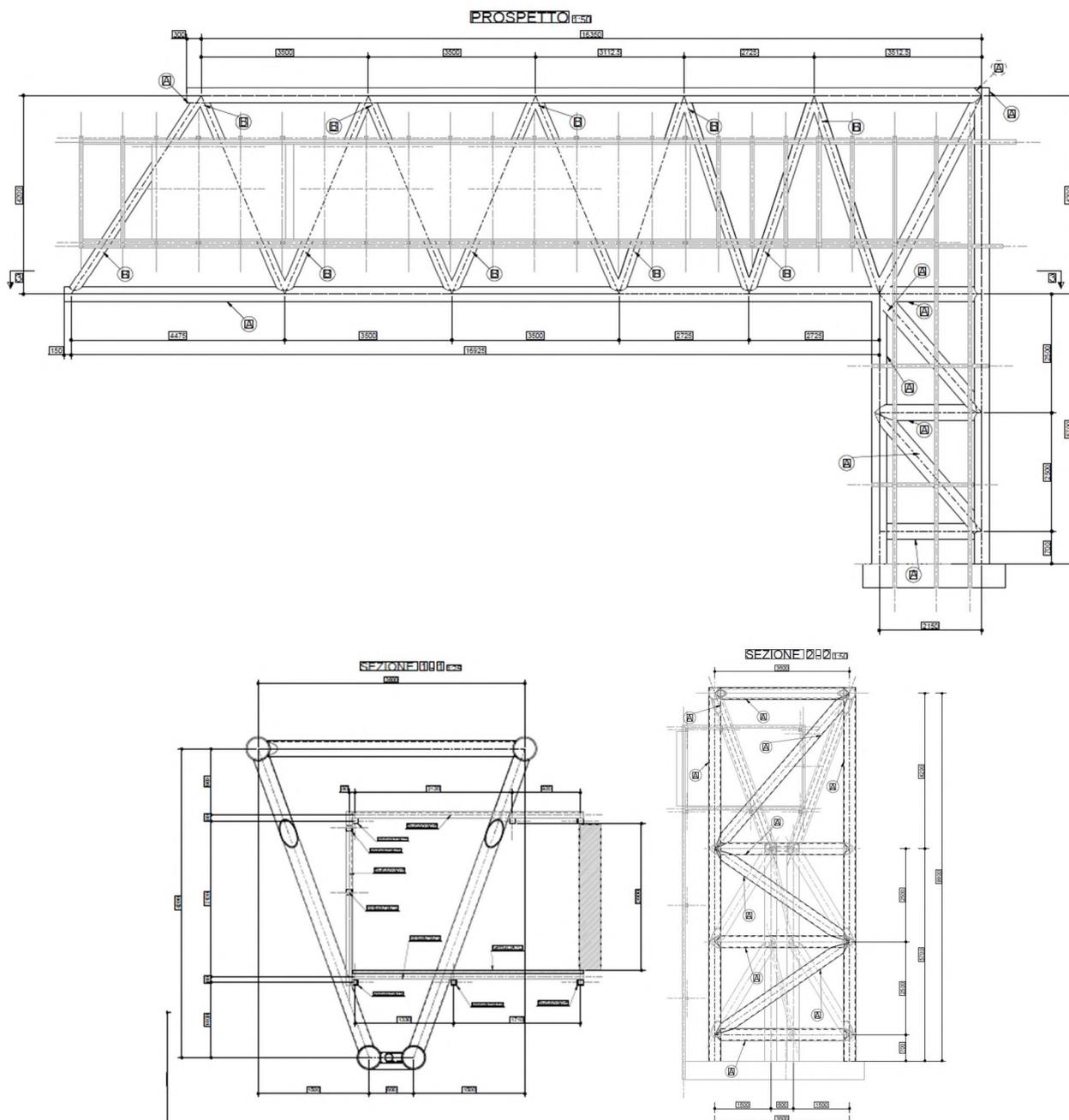


Figura 1-1 – Prospetto e sezione Portale

La struttura reticolare è composta da un montante costituito da 4 tubolari verticali collegati tra di loro mediante un sistema di tubolari in modo tale da costituire un sistema reticolare.

Analogamente il traverso è costituito da due correnti superiori e due correnti inferiori collegati tra di loro mediante un sistema di aste tali da costituire un sistema reticolare.

In particolare i due correnti superiori sono collegati ai tubolari posteriori del montante mentre i correnti inferiori sono collegati ai tubolari anteriori del montante.

I 4 correnti formano tra di loro una sezione trapezia con base inferiore (interasse tra i correnti inferiori) di 0.6 m, base superiore (interasse tra i correnti superiori) da 3.6 m e altezza (distanza tra corrente inferiore e superiore) di 4.2 m. Analogamente il montante ha forma trapezia con base maggiore costituita dai tubolari verticali posteriori e base minore dai tubolari verticali anteriori, ma l'altezza è pari a 2.15 m.

All'interno del traverso è presente una passerella adibita al passaggio degli addetti per la manutenzione, avente sezione 2.98 x 2.37 m. Sia la passerella che il montante saranno rivestite con la lamiera stirata.

Il montante è collegato alla struttura di fondazione costituita da un plinto di altezza 2 m avente dimensioni in pianta 5.0 x 7.6 m. Al di sopra del plinto è presente un torrino di spessore 50 cm avente dimensioni in pianta 3.25 x 4.95 m. Il plinto di fondazione collega 6 pali di diametro 1 m e lunghezza 18 m.

Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici.

2 RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI

Il progetto è stato redatto in conformità alla normativa vigente e, in particolare alle norme e prescrizioni di seguito elencate.

Normative e prescrizioni emesse dallo Stato Italiano:

- I. **D.M. 17.01.2018** “Norme tecniche per le costruzioni”
- II. **Circolare n. 7 del 21.01.2019** contenente le istruzioni per le l'applicazione dell'Aggiornamento alle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. del 17.01.2018
- III. **CNR-DT 207/08** contenente le istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni (17.01.2008)
- IV. **ETAG 001 - Allegato C** contenente le linee guida per il benessere tecnico europeo di metodi di progettazione degli ancoranti (Aggiornamento 10.2001)

Normativa Europea ed estera:

- V. **EN 1991-1-4 (04/2005) Azioni sulle strutture, azioni del vento** contenente indicazioni riguardo il calcolo delle azioni del vento ed il loro effetto sulle strutture
- VI. **EN 1993-1-1 (08/2005) Progettazione delle strutture in acciaio, regole generali e regole per gli edifici** contenente indicazioni riguardo la verifica delle strutture in acciaio
- VII. **EN 1993-1-5 (10/2006) Progettazione delle strutture in acciaio, elementi strutturali a piastra** contenente indicazioni riguardo la verifica delle strutture in acciaio
- VIII. **EN 1993-1-8 (05/2005) Progettazione delle strutture in acciaio, nodi di connessione** contenente indicazioni riguardo la verifica dei nodi di connessione di strutture in acciaio
- IX. **EN 1993-1-9 (05/2005) Progettazione delle strutture in acciaio, fatica** contenente indicazioni riguardo la verifica alla fatica di strutture in acciaio
- X. **British standards Part 1 (BD94/07) Highway structures: Design of minor structures (Special Structures)**
- XI. **British standards Part 4 (BD51/98) structures: Design of portal and cantilever signs/signal gantries (Special Structures)**

Articoli e pubblicazioni:

- XII. **Setrà** - Sign bridges: improvement of their wind resistance - Engineering Structures Techniques Centre (CTOA). J. Berthelley
- XIII. **Designers' Guide to EN 1993-2**. C.R. Hendy and C.J. Murphy (Thomas Telford Publishing)
- XIV. **International Journal of Mechanical Engineering Education 33/4**: Theoretical analysis of preloaded bolted joints subjected to cyclic loading - José Maria Minguez and Jeffrey Vogwell

3 MATERIALI

Tutti i materiali previsti per la realizzazione dell'opera devono essere conformi a quanto espressamente indicato dalle *Norme tecniche per le Costruzioni*, emesse con Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018. Nei paragrafi che seguono si elencano le principali caratteristiche fisico-meccaniche richieste ai suddetti materiali.

3.1 CONGLOMERATI CEMENTIZI

I conglomerati cementizi da porre in opera avranno le seguenti classi di resistenza:

opere non armate (magri):	C12/15 (Rck ³ 15 MPa)
pali	C25/30 (Rck ³ 30 MPa)
fondazioni	C28/35 (Rck ³ 35 MPa)

Nella tabella seguente sono riportate, per ogni singola classe di esposizione ambientale (UNI EN 206-1 2001), le prescrizioni per il calcestruzzo che ne garantiscano la durabilità.

ELEMENTO STRUTTURALE	CLASSI DI ESPOSIZIONE (UNI – EN 206 - 1)	DESCRIZIONE CONDIZIONI AMBIENTALI	SITUAZIONI POSSIBILI PER L'APPLICAZIONE DELLA CLASSE
Calcestruzzo per opere non armate (magri)	X0	-	-
Calcestruzzo per pali e plinto di fondazione	XC2	Ambiente bagnato, raramente asciutto- Elevata saturazione d'acqua, senza agente antigelo.	Elementi strutturali le cui superfici siano a contatto con acqua per lungo tempo. Superfici di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo.

3.2 ACCIAIO AD ADERENZA MIGLIORATA

Tutte le armature metalliche delle opere in cemento armato saranno realizzate in acciaio ordinario **B 450C**, le cui caratteristiche chimico-meccaniche, nonché tutte le prove di accettazione, devono essere conformi alle pertinenti prescrizioni riportate nel DM 2018 per le costruzioni. Di seguito si elencano le principali caratteristiche meccaniche del materiale:

Per verifiche agli S.L.U.

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 450$	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} = 540$	N/mm ²
Tensione limite di progetto	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = f_{yk}/1.15 = 391.30$	N/mm ²
Modulo elastico o di Young	$E = 206.000$	N/mm ²

NOTA. Le armature da porre in opera non dovranno presentare tracce di ossidazione, corrosione e di qualsiasi altra sostanza che possa ridurre l'aderenza al conglomerato; dovranno inoltre presentare sezione integra e priva di qualsiasi difetto.

3.3 ACCIAIO DA CARPENTERIA

La carpenteria metallica sarà realizzata in acciaio tipo S355J2, conforme alle Norme armonizzate della serie UNI EN 10025-2, avente le seguenti caratteristiche:

spessore nominale dell'elemento $t \leq 40\text{mm}$

tensione di rottura a trazione $f_{tk} \geq 510 \text{ MPa}$

tensione di snervamento $f_{yk} \geq 355 \text{ MPa}$

Resistenza di progetto $f_{yd} = 338 \text{ MPa}$

Coefficiente di espansione termica lineare $\alpha = 1.2 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$

La carpenteria metallica sarà protetta mediante trattamento di zincatura da eseguire secondo quanto indicato nel capitolato tecnico.

3.4 BULLONI AD ALTA RESISTENZA

Le giunzioni bullonate saranno realizzate con bulloni ad alta resistenza conformi per le caratteristiche dimensionali alle norme UNI EN ISO 4016: 2001 e UNI5592: 1968; appartenenti alle classi sotto indicate:

vite classe 8.8 (UNI EN ISO 898-1: 2001)

tensione di rottura a trazione $f_t \geq 800 \text{ MPa}$

tensione di snervamento $f_Y \geq 640 \text{ MPa}$

dado classe 8 (UNI 20898-2:1997)

rosette C50 (UNI EN 10083-2:2006)

Tirafondi:

vite classe 8.8 (UNI EN ISO 898-1: 2001)

tensione di rottura a trazione $f_t \geq 800 \text{ MPa}$

tensione di snervamento $f_Y \geq 640 \text{ MPa}$

dado classe 8 (UNI 20898-2:1997)

rosette C50 (UNI EN 10083-2:2006)

3.5 SALDATURE

Le saldature dovranno essere realizzate secondo le indicazioni delle Norme CNR 10011/97 e in ottemperanza alle norme tecniche per le costruzioni (D.M. 17.01.2018).

Tutte le saldature di interne agli scatolari metallici della colonna e dello sbraccio sono da realizzarsi a piena penetrazione, le saldature relative all'attacco degli scatolari metallici con le piastre bullonare e quelle delle piastre di irrigidimento sono da realizzarsi a cordone d'angolo; le saldature sono di classe 1. Si rimanda agli elaborati grafici per maggiori dettagli.

3.6 CLASSE DI ESECUZIONE

La classe di esecuzione prescelta per la realizzazione delle strutture metalliche è EXC3, secondo EN 1090.

4 SOFTWARE DI CALCOLO

4.1 CODICI UTILIZZATI

Per eseguire i calcoli riportati nel prosieguo della presente relazione sono stati impiegati i seguenti software:

Programmi di calcolo agli elementi finiti:

Per la determinazione delle sollecitazioni e le verifiche strutturali dell'intera struttura è stato utilizzato il software agli elementi finiti Midas Gen 2020 Vers 1.1.

L'analisi delle strutture è eseguita tramite modellazione con il metodo degli elementi finiti; il software comprende pre-post processore grafico interattivo destinato all'input della geometria di base ed all'interpretazione dei risultati d'output, ed un risolutore ad elementi finiti in campo lineare e non lineare e un solutore per le verifiche tensionali e di resistenza degli elementi.

In fase di modellazione agli elementi finiti, sono stati utilizzati sia gli elementi bidimensionali “plate” che gli elementi monodimensionali “beam”, in modo da descrivere al meglio la struttura. Per la determinazione delle sollecitazioni si fa riferimento allo schema riportato di seguito dove vengono chiarite le convenzioni.

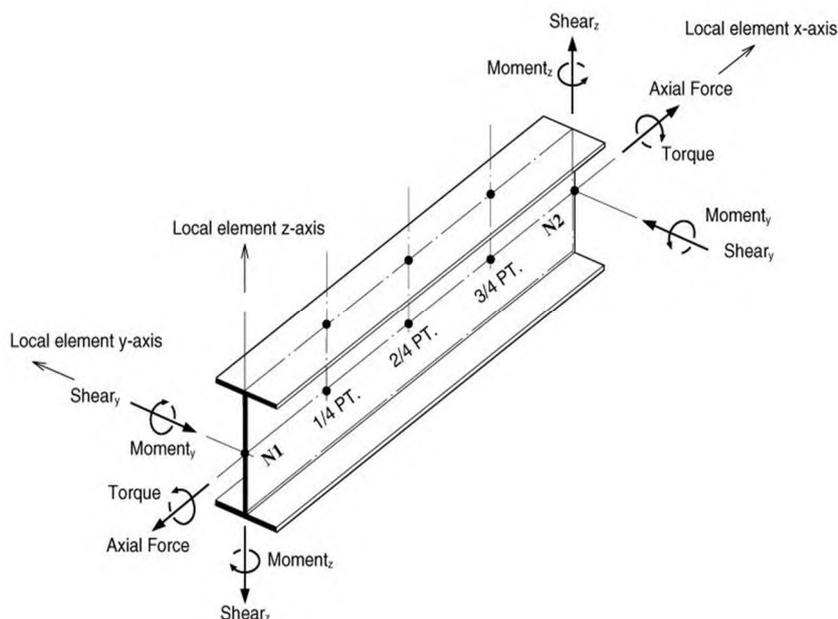


Figura 4-1 - Sistema di riferimento locale Elementi Monodimensionali Beam.

Inoltre, vengono utilizzati fogli di calcolo Excel per le verifiche e la determinazione delle azioni.

Verifiche delle sezioni in cemento armato di forma qualsiasi:

Vca-SLU - Programma di verifica a presso-flessione di sezioni generiche in c.a. e c.a.p. Versione 7.7 del 30.08.2011. Redazione Prof. Piero Gelfi

Per l'elaborazione dei dati di input/output in generale e la creazione di tabelle riepilogative, si adottano procedure opportunamente implementate in fogli elettronici **Microsoft® Office Excel 2007**.

4.2 VALIDAZIONE DEI PROGRAMMI DI CALCOLO

Ai sensi del punto 10.2 delle NTC 2018, si dichiara quanto segue, relativamente all'impiego di strumenti di calcolo automatizzati.

L'analisi strutturale e le verifiche sono state sviluppate con l'ausilio di codici di calcolo, cui criteri di impiego sono dettagliatamente descritti nei vari capitoli della presente relazione.

Il codice di calcolo commerciale Lusas è dotato di Verification Manual, ovvero della specifica raccolta di esempi rappresentativi, validati attraverso l'impiego di metodologie di verifica indipendente.

La correttezza dei risultati ottenuti per mezzo di altri strumenti di calcolo automatico viene di volta in volta valutata mediante metodologie alternative.

Per una verifica puntuale si rimanda al Cap. 10.

5 CARICHI DI PROGETTO

5.1 ELENCO DELLE CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

Si calcola l'opera sottoposta alle azioni indotte da:

g_{1k}	peso proprio delle strutture
g_{2k}	carichi permanenti portati: Cartelloni in acciaio, profili metallici di supporto e materiale vario di fissaggio. Terreno portato sui plinti di fondazione
e_{1k}	variazioni termiche uniformi
Q_{ak}	azioni da carichi variabili (esclusi quelli dettagliati nel seguito)
Q_{wk}	azioni del vento
Q_{bk}	azioni di "buffeting"
Q_{sk}	carico da neve
E_k	azioni sismiche

5.2 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SULLA STRUTTURA

5.2.1 Carichi permanenti - Pesi propri e permanenti portati (g_1 - g_2)

I carichi permanenti sono costituiti dai pesi propri delle strutture portanti e delle sovrastrutture.

Essi sono valutati moltiplicando il volume calcolato geometricamente per i pesi specifici dei materiali.

Pesi specifici dei materiali

Peso specifico acciaio	78.5 kN/m ³
Peso specifico calcestruzzo	25.0 kN/m ³
Peso specifico terreno	20.0 kN/m ³

Nella fattispecie, per la struttura in analisi, il programma di calcolo consente di considerare automaticamente il peso degli elementi strutturali, sia per la parte in carpenteria metallica, sia per le fondazioni, attribuendo alle sezioni resistenti la reale geometria e distribuzione spaziale.

I permanenti portati presenti sono:

- Passerella interna 1.45 kN/m
- Lamiera stirata di rivestimento = 0.25 kN/m²
- Grigliato di pavimentazione 0.35 kN/m²
- Pannello alfanumerico 8300x2000x300 mm Peso Massimo 15 kN
- Pannello a doppio pittogramma 2300x2000x300 mm Peso Massimo 6 kN

Il peso proprio dei pannelli alfanumerici è preso in considerazione applicando delle forze concentrate in corrispondenza dei punti di ancoraggio dei pannelli stessi alla struttura.

Per quanto riguarda i permanenti portati quali grigliato di pavimentazione, lamiera stirata e Passerella interna, questi sono stati distribuiti sui correnti inferiori come carichi lineari distribuiti.

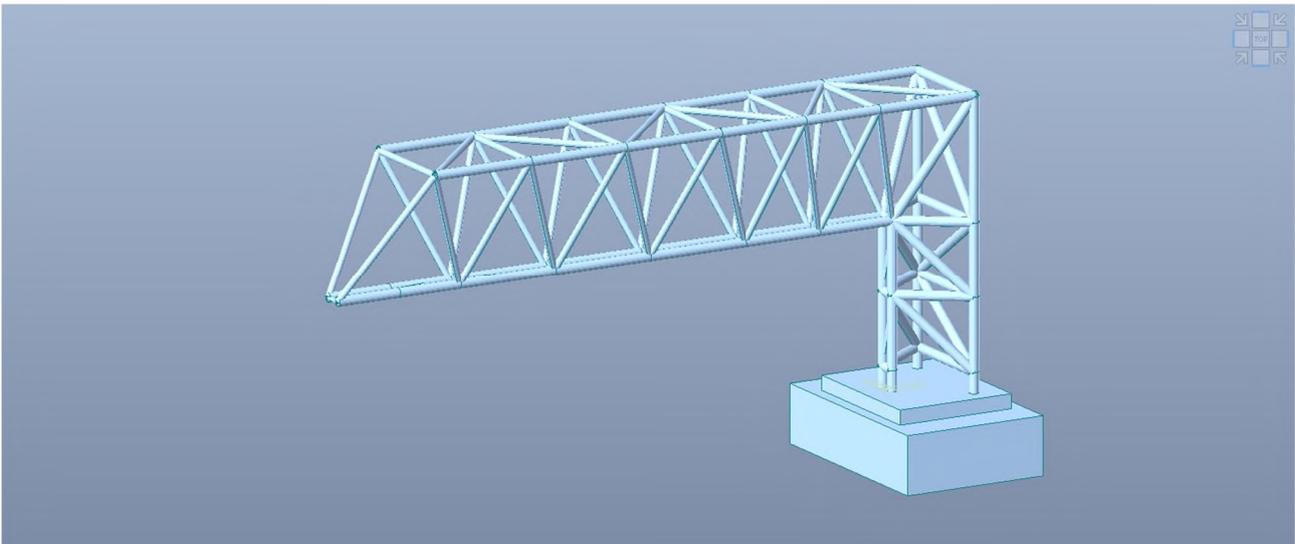


Figura 5-1 - Peso proprio degli elementi strutturali

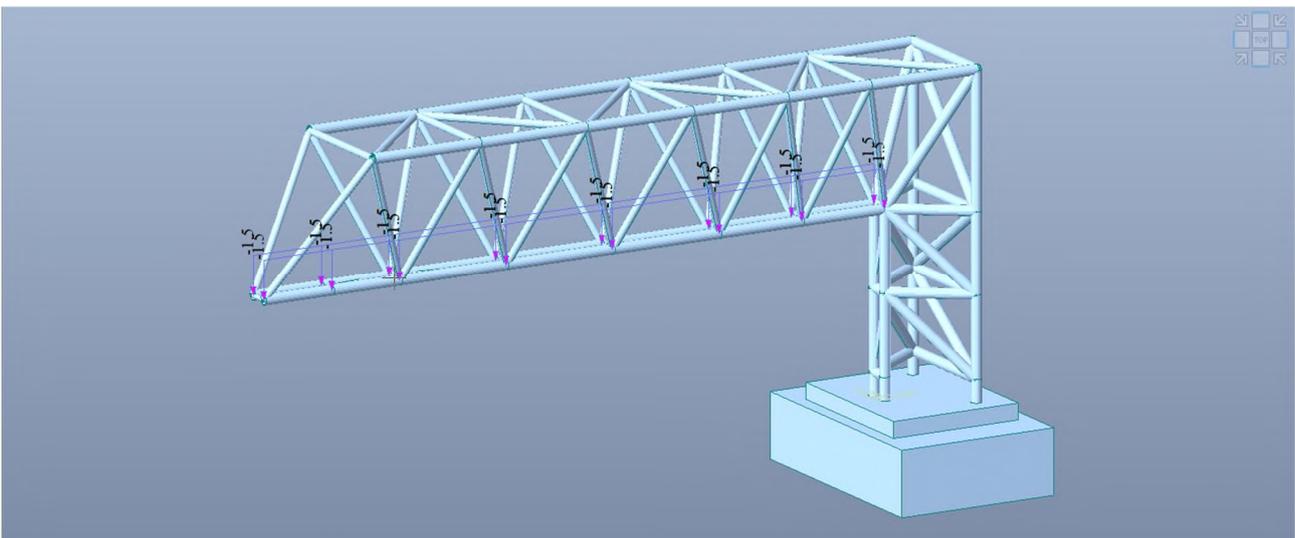


Figura 5-2 - Pesi permanenti portati – Passerella Interna

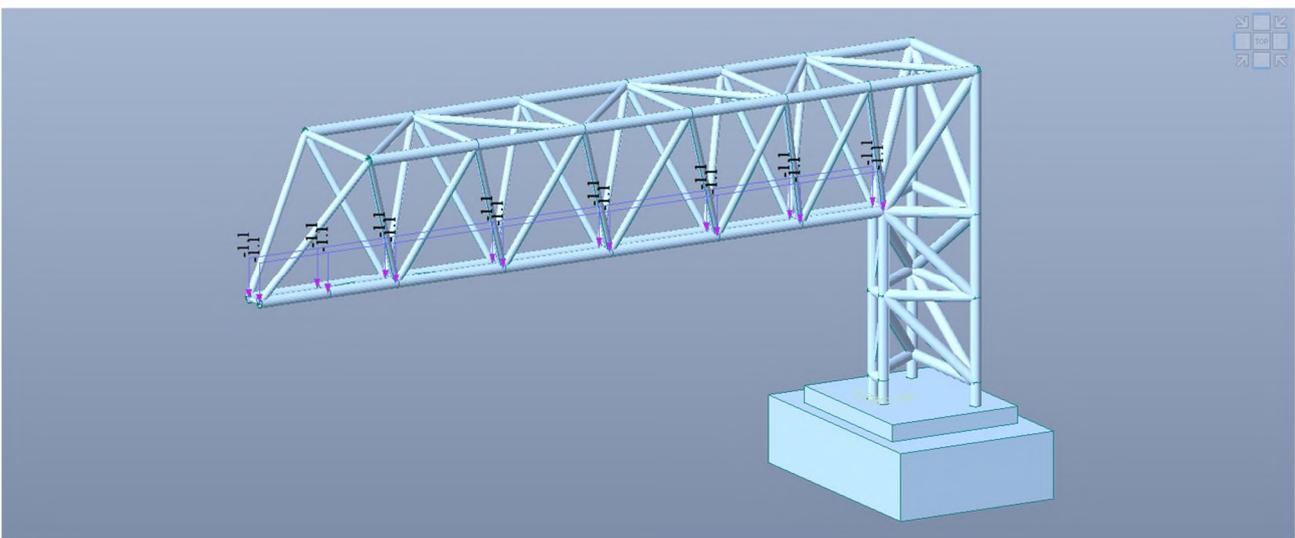


Figura 5-3 - Pesi permanenti portati - Grigliato

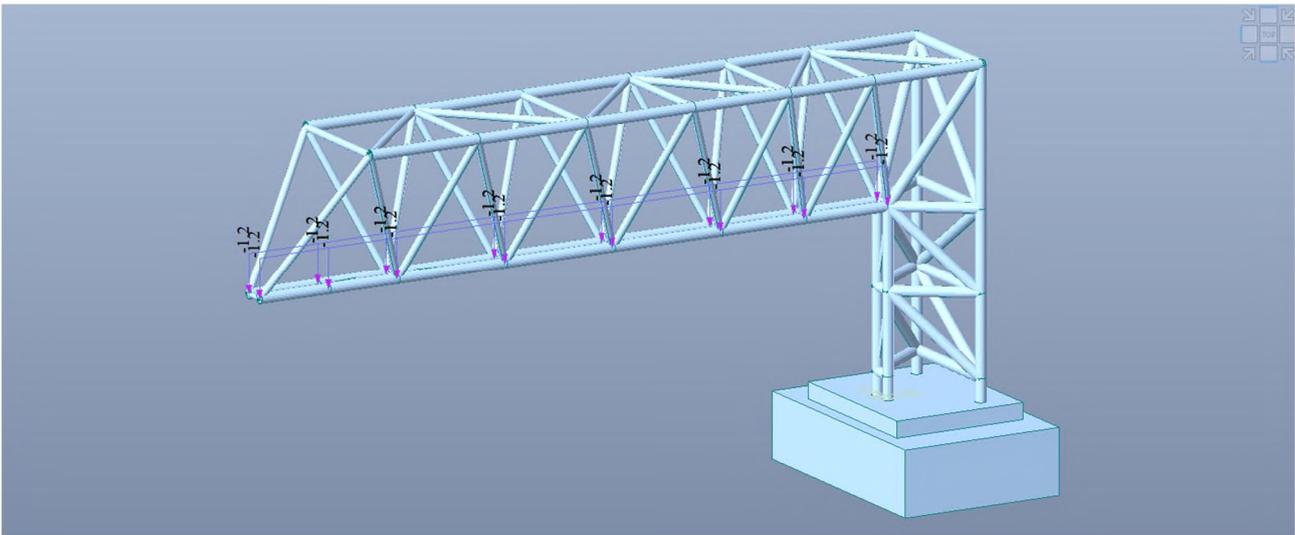


Figura 5-4 - Pesi permanenti portati – Lamiera Stirata

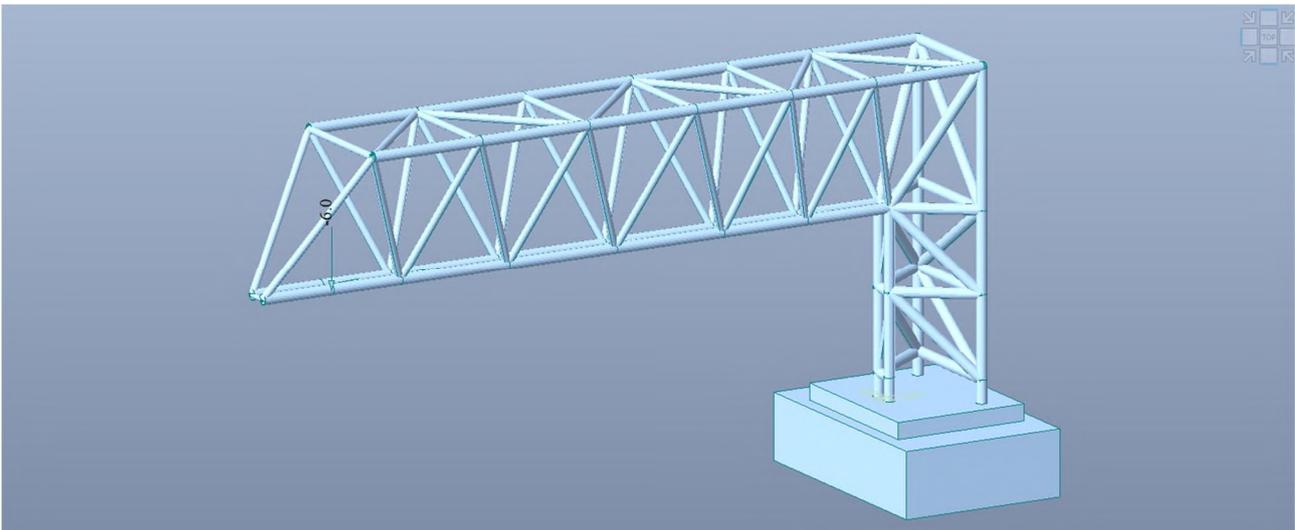


Figura 5-5 - Pesi permanenti portati – Doppio Pittogramma

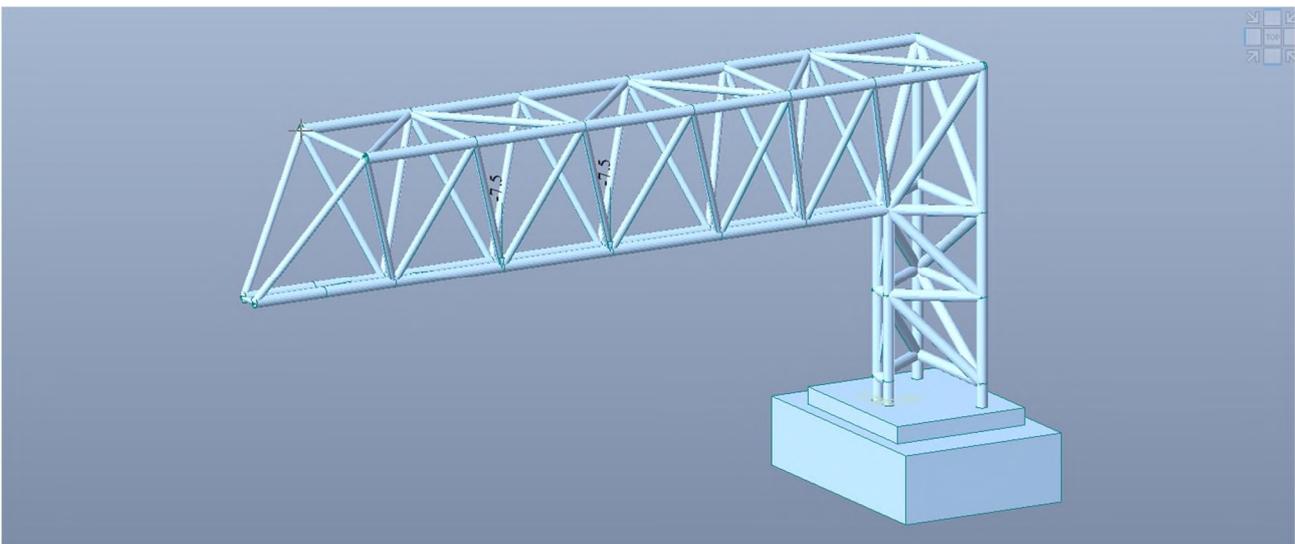


Figura 5-6 - Pesi permanenti portati – Pannello Alfanumerico

5.2.2 Azioni dei carichi variabili (Q_{ak})

In relazione alla tipologia ed alla geometria delle opere in progetto, che consentono l'accesso di personale sulle strutture anche in caso di interventi di manutenzione, nelle analisi si è stata considerata la presenza di carichi variabili da manutenzione con valore di $q = 1.5 \text{ kN/m}^2$.

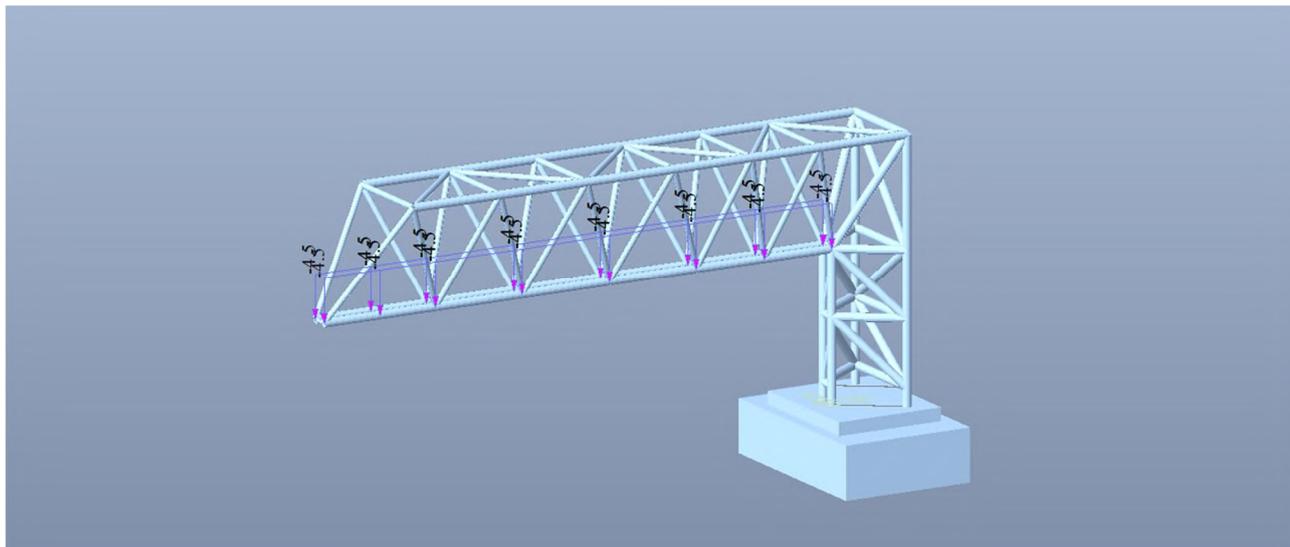


Figura 5-7 - Carico da Manutenzione

5.2.3 Azioni del vento (Q_{wk})

Le azioni del vento sono valutate in base alle indicazioni riportate in UNI EN 1991-1-4 (Appendici nazionali 24.09.2010), specializzate per le strutture in progetto ed in dettaglio relative alla determinazione delle azioni del vento su strutture allungate a sezione quadrata/rettangolare (montante del portale e mensola) e su insegne.

In merito ai parametri che caratterizzano il valore della pressione del vento in relazione alla posizione geografica, alla classe di rugosità ed all'esposizione del sito, si è operato in termini di involucro, coerentemente con la natura tipologica delle strutture.

L'azione del vento è quindi stata determinata assumendo le seguenti ipotesi di calcolo:

- Zona: 2
- Classe di rugosità: D
- Distanza dalla costa: oltre i 30 km
- Categoria del sito: II
- Periodo di ritorno: 50 anni

L'azione del vento è stata specializzata in relazione alle parti di struttura investigate ed in dettaglio secondo quanto esplicitato in:

- EN 1991-1-4; 8.4: Per il montante a sezione rettangolare e per lo sbraccio
- EN 1991-1-4; 7.4.3: Per le superfici dei cartelloni di segnaletica

Data la presenza di lamiera stirata di rivestimento sulla maggior parte della struttura, non si distinguono i valori del vento per la parte verticale, orizzontale e di segnaletica che costituiscono il PMV, ma si fa riferimento al valore massimo.

Si riassumono in forma tabellare i risultati ottenuti:

Calcolo parametri di base		
Categoria sito	II	I-II-III-IV-V (categorie secondo NAD EN 1991-1-4)
Zona	2	1-2-3-4-5-6-7-8-9
a_s	50	m - quota sito
v_{b0}	25	4.1.(1) P
a_0	1000	m (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
k_a	0.015	1/s (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
v_{b0}	25	4.1.(1) P
v_b	25.0	velocità di base del vento
c_{dir}	1.00	4.2.(2) P - nota 2
c_{season}	1.00	4.2.(2) P - nota 3
$c_r(z)$	0.96	Coeff. Rugosità terreno (EN 1991-1-4 §4.3.2)
k_l	1.00	fattore di turbolenza (valore raccomandato da N.A.D.)
c_o	1.00	coeff. orografia EN 1991-1-4 §4.3.1 e Annex A3
T_r	50	periodo di ritorno
k_1	0.2	
n	1	
a_r	1.00	
z_0	0.05	EN 1991-1-4 §4.3.2
z_{0II}	0.05	EN 1991-1-4 §4.3.2 prosp. 4.1
z_{min}	4.00	EN 1991-1-4 §4.3.2
z_{max}	200	EN 1991-1-4 §4.3.2
k_r	0.19	fattore di terreno EN 1991-1-4 §4.3.2 (4.5)
$v_m(z)$	24.0	Velocità media del vento
s_v	4.75	scarto comp. turbolenta vel. vento EN 1991-1-4 §4.4 (4.6)
r	1.25	densità aria (4.5 nota 2 e N.A.D.)
$l_v(z)$	0.20	
$c_e(z)$	2.2046	
$q_p(z)$	861.15	

Caratteristiche cartellone	
b	11.5 Larghezza complessiva pannello
h	2.4 Altezza complessiva pannello
z_e	7.9 (m) Quota baricentro pannello
A _{ref}	27.6 Area di riferimento
c_f	1.8 coefficiente di forza (EN 1991-1-4 - 7.4.3(1) - (7.7))
parametri per calcolo dettagliato di cs cd; altrimenti inserire valore tabellare manualmente (cella f34)	η_{1x} 1.553 Frequenza struttura
	m_e 693 kg/m massa generalizzata
	δ_s 0.03 decr. Logaritmico dello smorzamento strutturale (app. F5)
	δ _a 0.03 decr. Logaritmico dello smorzamento aerodin. (app. F5)
	δ_d 0 decr. Log. Dovuto a dispositivi aggiuntivi (app. F5)
	δ 0.06 Lunghezza di scala di rif. (EN 1991-1-4 annex B.1)
	L _t 300 Altezza di riferimento
	Z _t 200 EN 1991-1-4 Annex B (1)
	α 0.52
	L(z _s) 55.85
	B ² 0.73 Frequenza adimensionale EN 1991-1-4 B.2 (B2)
	f _L (z,n) 3.61
	SL(zn) 5.76E-02
	η _h 0.71
	η _b 3.42
	R _h 0.66
	R _b 0.25
	R ² 0.84
	v 1.14 EN 1991-1-4 (B.5)
	T 600 (s) intervallo misurazione vm
	k _p 3.00
	c _s 0.84
c _d 1.14	
c_sc_d 1.04	
c _s c _d man.	0 c _s c _d da tabella (immettere 0 se da calcolo diretto)
q_w	1617.31

Ottenendo una pressione sul cartellone pari a $q_w = 1.617 \text{ kN/m}^2$.

Nelle formule precedenti, con riferimento alle immagini di seguito, si ha che:

- $a_s = 50 \text{ m}$ quota ipotizzata del sito
- $z_e = 7.90 \text{ m}$ altezza del baricentro della superficie del cartellone investita dal vento
- $b = 20.425 \text{ m}$ larghezza della superficie del singolo cartellone investita dal vento
- $h = 4.20 \text{ m}$ altezza della superficie del cartellone investita dal vento
- $m_e = 693 \text{ kg/m}$ massa equivalente, determinata considerando la massa dello sbraccio della mensola e quella del cartellone (con tubolari di ancoraggio), mediata su un metro di lunghezza
- $h_{1x} = 1.55 \text{ 1/sec}$ frequenza del primo modo di vibrare della struttura nella direzione di azione del vento

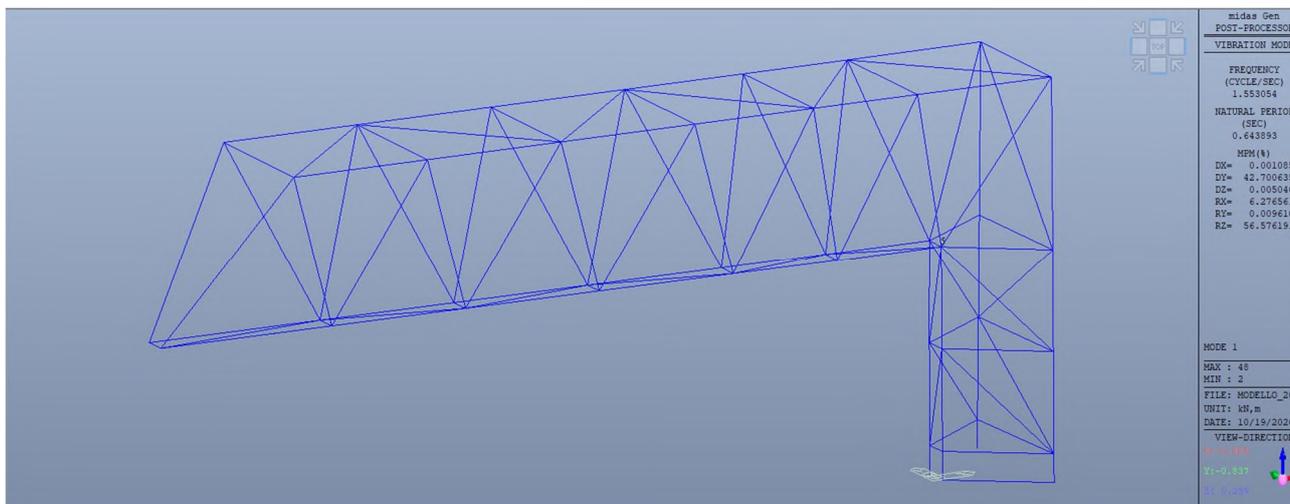


Figura 5-8 – Frequenza del primo modo di vibrare in direzione del vento

L'azione del vento è stata quindi moltiplicata per la superficie esposta e applicata ai nodi della struttura.

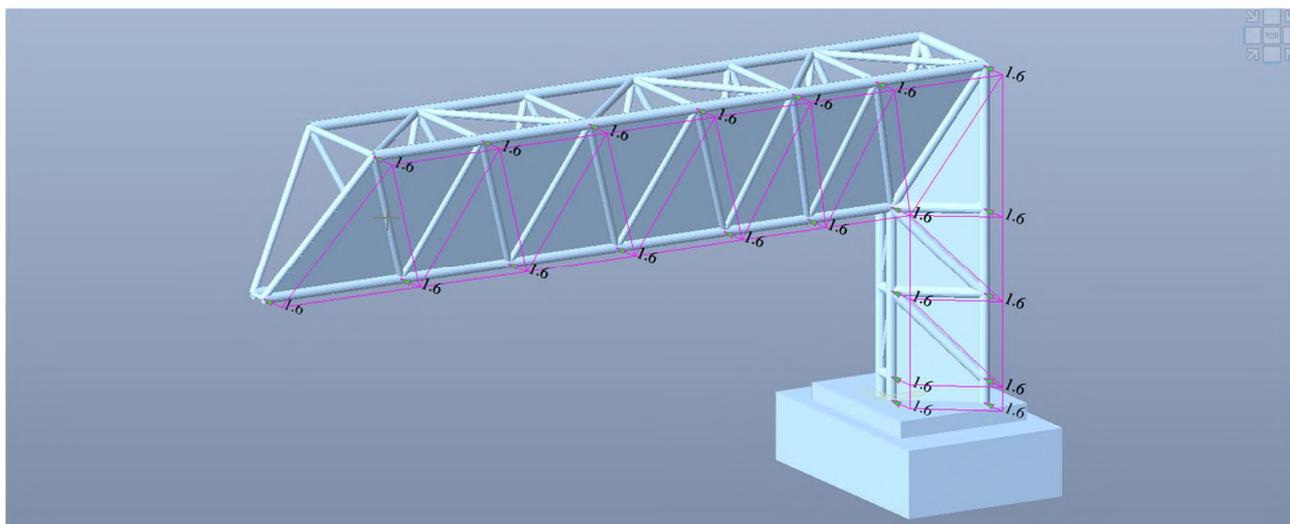


Figura 5-9 - Azioni del vento sulla struttura – Traverso e Montante

Per la determinazione della frequenza del primo modo di vibrare significativo della struttura, si è condotta, preliminarmente all'analisi delle azioni indotte dal vento, l'analisi modale della stessa. Si è ottenuto quanto segue:

L'azione del vento viene considerata sia ai fini delle verifiche statiche, sia ai fini delle verifiche a fatica. In ogni caso, l'azione di base viene valutata con riferimento a quanto contenuto in EN 1991-1-4 + NAD, applicato con i parametri di sito indicati in premessa.

5.2.4 Vento per verifiche d’esercizio

5.2.5 Carico da neve

Il carico da neve è stato determinato in aderenza a quanto disposto nelle NTC 2018, nel capitolo 3.4.

Il valore di progetto del carico da neve sulle coperture è valutato secondo la seguente formula:

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_T$$

dove:

- q_s carico da neve sulla copertura
- $\mu_i=0.80$ coefficiente di forma della copertura
- $q_{sk}=1.50$ kPa valore caratteristico di riferimento del carico da neve al suolo
- $C_E=1.00$ coefficiente di esposizione
- $C_t=1.00$ coefficiente termico

Si ottiene:

$$q_s = 1.20 \text{ kN/m}^2$$

Per la quantificazione del carico da neve si è adottato il valore q_{sk} relativo alla zona geografica 1, alla quota di 200 m.s.l.m.m.

Tale azione è applicata alla struttura quale carico puntuale in corrispondenza dei nodi superiori del traverso.

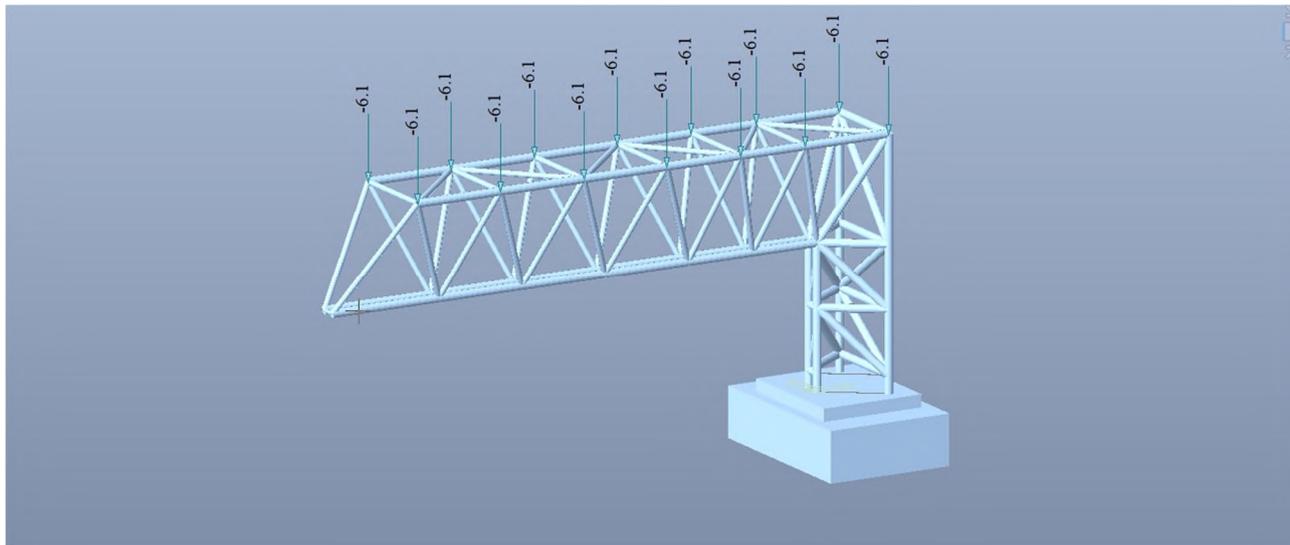


Figura 5-10 - Carico da neve

5.2.6 Temperatura

La differenza di temperatura viene omessa dalle analisi seguenti in quanto, in relazione alla struttura del portale, avente schema di vincolo isostatico, non ne conseguono sollecitazioni significative ai fini del dimensionamento strutturale.

5.2.7 Azione sismica (E_k)

L'azione sismica è stata definita in ottemperanza alle Norme tecniche per le costruzioni emanate con Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018.

A monte della caratterizzazione sismica, funzione del sito di ubicazione dell'opera, vanno definiti i parametri in relazione alle prestazioni statiche da raggiungere.

Definizione dei parametri progettuali funzione delle caratteristiche dell'opera.

Vita nominale dell'opera: VN = 50 anni

Classe d'uso (Norme Tecniche, Par. 2.4.2 – rif. V. Appendice Nazionale UNI-EN-1998 eurocodice 8 – parte 2)

Classe d'uso: **II** associato alla classe d'uso $C_U = 1.0$ (Tab 2.4.II - N.T.C.)

In base ai parametri sopra definiti si calcola il periodo di riferimento per l'azione sismica:

$$V_R = V_N C_U = 50 \times 1.00 = 50$$

Definizione dell'azione sismica di progetto per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV)

La probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} per lo stato limite ultimo considerato è attinta dalla tab. 3.2.I delle norme tecniche: $P_{V_R} = 10\%$.

Parametri che dipendono dalla stratigrafia del sottosuolo e dall'orografia del sito:

Categoria di sottosuolo: D

Condizioni topografiche: T1

Lo spettro di risposta elastico, quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento è dato per la componente orizzontale

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

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

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

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

Con

T periodo proprio di vibrazione della struttura

S tiene conto della categoria del sottosuolo e delle condizioni topografiche

h parametro che modifica lo spettro elastico per coeff. di smorzamento ξ differenti da 5% $h = [10/(5+\xi)]^{0.5} \geq 0.55$

F_o è il fattore di amplificazione spettrale

T_C periodo di vibrazione corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante

$$T_C = C_C T^*_c$$

T_B periodo di vibrazione corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante

$$T_B = T_C / 3$$

T_D periodo di vibrazione corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante (espresso in secondi)

$$T_D = 4.0 a_g / g + 1.6$$

Lo spettro di risposta elastico per la componente verticale è dato:

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

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

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

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

F_v è il fattore di amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento orizzontale, ed è dato dalla seguente relazione

$$F_v = 1.35 F_o \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0.5}$$

Mentre, i valori di a_g , F_o , S ed h , sono quelli definiti sopra per lo spettro in accelerazione della componente orizzontale, per le categorie di sottosuolo A, B, C, D ed E si hanno:

$S_s = 1.0$; $T_B = 0.05$ s; $T_C = 0.15$ s e $T_D = 1.0$ s.

Per tener conto dell'orografia del sito si adotta un coeff. topografico $S_T = 1$ (come per la componente orizzontale).

Gli spettri di stato limite ultimo sono stati ottenuti da quelli elastici, visti precedentemente, ponendo, cautelativamente, il fattore di struttura $q = 1$.

Premettendo che, a valle dei risultati ottenuti per una serie di portali oggetto di analisi, le sollecitazioni sismiche sono risultate non dimensionanti con ampio margine per strutture di questa tipologia.

Di seguito si riportano i parametri di riferimento ed i grafici per gli spettri di risposta in accelerazione:

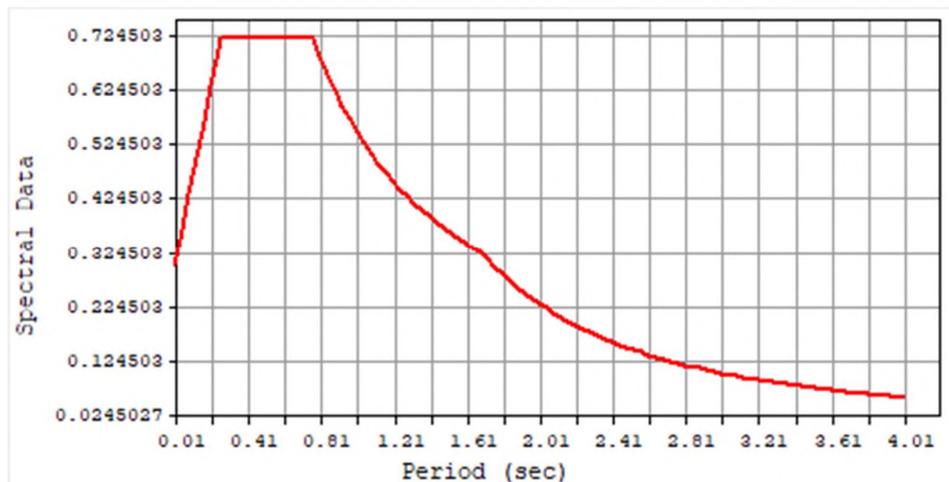


Figura 5-11 - Spettro di progetto della componente orizzontale

Il calcolo delle caratteristiche della sollecitazione interna è stato eseguito con un'analisi modale con spettro di risposta, considerando l'azione del sisma lungo due direzioni ortogonali tra loro, così definite:

- Direzione X: la direzione ortogonale all'asse tracciato viene chiamata convenzionalmente direzione "trasversale";
- Direzione Y: la direzione parallela all'asse tracciato viene chiamata convenzionalmente direzione "longitudinale";

Per la combinazione delle caratteristiche della sollecitazione interna è stato utilizzato il metodo CQC.

6 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche agli stati limite le azioni applicate alla struttura sono state considerate secondo le seguenti combinazioni.

6.1 COMBINAZIONI PER GLI S.L.U.

Combinazione fondamentale utilizzata per gli stati limite ultimi (SLU)

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

Combinazione sismica impiegata per gli stati limite (SLV)

$$E + G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad (\text{nel caso in esame si pone } \psi_{2j} = 0)$$

dove:

G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti;

E è l'azione del sisma per lo stato limite considerato;

Q_k è il valore caratteristico delle azioni variabili;

γ_G e γ_Q sono i coefficienti parziali delle azioni per gli SLU;

ψ_0, ψ_2 sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili.

I valori, considerati per i coefficienti parziali di sicurezza, sono riportati nella tabella 6-1, mentre, i valori dei coefficienti di combinazione per le azioni variabili sono riportati nella tabella 6-2

Tabella 6-1 - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qk}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Tabella 6-2 - Coefficienti y_0 , y_1 e y_2 per le azioni variabili

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, ...)			
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

6.2 COMBINAZIONI PER GLI S.L.E.

In generale le verifiche per gli stati limite d'esercizio sono state eseguite considerando:

Combinazione caratteristica rara

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

Combinazione frequente

$$G_1 + G_2 + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{12} \cdot Q_{k2} + \Psi_{13} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente

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

I coefficienti Ψ_{ik} sono stati assunti in accordo ai valori riportati nella tabella 7.1.2 della presente relazione (rif. Tab 2.6.1 delle norme tecniche per le costruzioni - D.M. 17/01/18).

Combinazione	G1 Peso Proprio	G2 Permanenti Portati	Q Vento	Q Manutenzioni	Q Neve	Sisma X	Sisma Y
STR 1	1.3	1.5	1.5		0.75		
STR 2	1.3	1.5	0.9		1.5		
STR 3	1.3	1.5	0.9	1.5	0.75		
STR 4	1.3	0.8	1.5		0.75		
STR 5	1.3	0.8	0.9		1.5		
STR 6	1.3	0.8	0.9	1.5	0.75		
STR 7	1	1.5	1.5		0.75		
STR 8	1	1.5	0.9		1.5		
STR 9	1	1.5	0.9	1.5	0.75		
STR 10	1	0.8	1.5		0		
STR 11	1	0.8	0.9		0		
STR 12	1	0.8	0.9	0	0		
GEO 1	1	1.3	1.3		0.65		
GEO 2	1	1.3	0.78		1.3		
GEO 3	1	1.3	0.78	1.3	0.65		
GEO 4	1	0.8	1.3		0.65		
GEO 5	1	0.8	0.78		1.3		
GEO 6	1	0.8	0.78	1.3	0.65		
GEO 7	1	1.3	1.3		0.65		
GEO 8	1	1.3	0.78		1.3		
GEO 9	1	1.3	0.78	1.3	0.65		
GEO 10	1	0.8	1.3		0.65		
GEO 11	1	0.8	0.78		1.3		
GEO 12	1	0.8	0.78	1.3	0.65		
SLV 1	1	1	0	0	0	1	0.3
SLV 2	1	1	0	0	0	0.3	1
SLV 3	1	1	0	0	0	-1	0.3
SLV 4	1	1	0	0	0	-0.3	1
SLV 5	1	1	0	0	0	1	-0.3
SLV 6	1	1	0	0	0	0.3	-1
SLV 7	1	1	0	0	0	-1	-0.3
SLV 8	1	1	0	0	0	-0.3	-1
SLE Rara 1	1	1	1		0.5		
SLE Rara 2	1	1	0.6		1		
SLE Rara 3	1	1	0.6	1	0.5		
SLE Freq 1	1	1	0.6		0.2		
SLE Freq 2	1	1	0.2		0.5		
SLE QP	1	1					

7 ANALISI STRUTTURALE

7.1 GENERALITÀ

Le sezioni utilizzate nel modello di calcolo sono di seguito indicate:

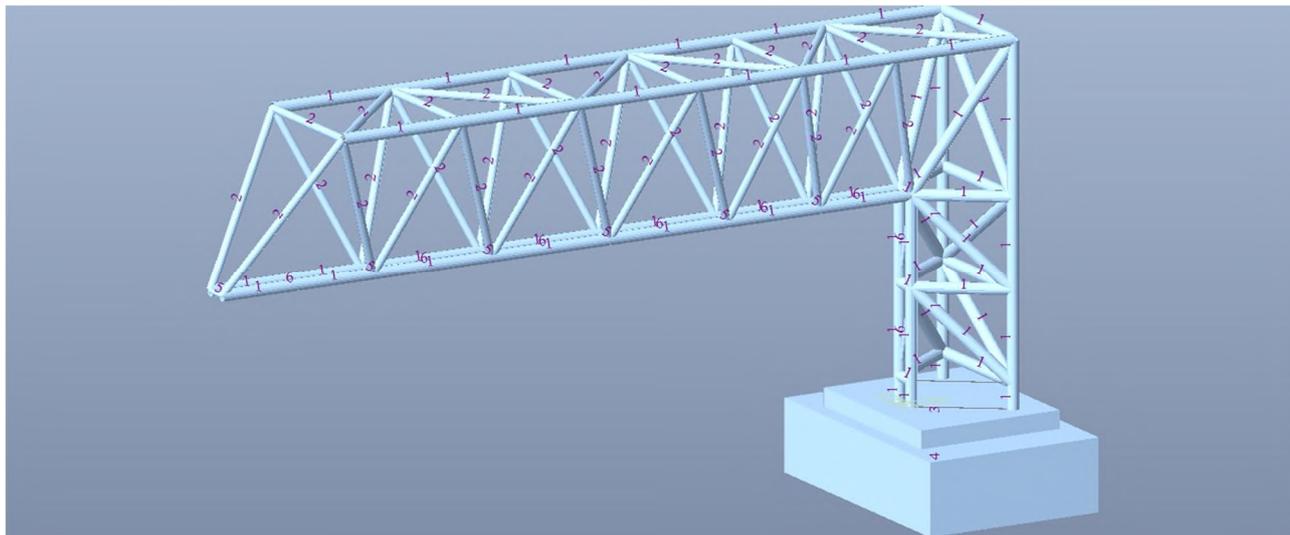


Figura 7-1 - Modello di calcolo FEM - numerazione degli elementi

ID	Type	Shape	Name	Area (m ²)	Asy (m ²)	Asz (m ²)	Ixx (m ⁴)	Iyy (m ⁴)	Izz (m ⁴)	Cyp (m)	Cym (m)	Czp (m)	Czm (m)	Qyb (m ²)	Qzb (m ²)	Peri.(Out) (m)	Peri.(In) (m)
1	DB/User	P	CHS323 9X16	0.0155	0.0077	0.0077	0.0004	0.0002	0.0002	0.1620	0.1620	0.1620	0.1620	0.0238	0.0238	1.0176	0.9170
2	DB/User	P	CHS219 1X8	0.0053	0.0027	0.0027	0.0001	0.0000	0.0000	0.1095	0.1095	0.1095	0.1095	0.0112	0.0112	0.6883	0.6381
3	DB/User	SB	Torrino	20.5000	17.0833	17.0833	57.7631	28.7171	42.7083	2.5000	2.5000	2.0500	2.0500	2.1012	3.1250	18.2000	0.0000
4	DB/User	SB	Fondazione	37.5000	31.2500	31.2500	183.410	78.1250	175.781	3.7500	3.7500	2.5000	2.5000	3.1250	7.0313	25.0000	0.0000
5	DB/User	P	CHS-CF 139.7X8	0.0033	0.0017	0.0017	0.0000	0.0000	0.0000	0.0698	0.0698	0.0698	0.0698	0.0044	0.0044	0.4389	0.3886
6	DB/User	P	CHS-CF 114.3X8	0.0027	0.0013	0.0013	0.0000	0.0000	0.0000	0.0571	0.0571	0.0571	0.0571	0.0028	0.0028	0.3591	0.3088

7.2 VINCOLI

Il traliccio si configura come una mensola incastrata alla base su un apposito plinto in c.a.: il plinto è stato modellato al fine prendere in considerazione anche il suo stesso peso all'interno delle reazioni globali da applicare alla base, per il dimensionamento dei pali.

In questo modello il plinto è stato incastrato alla base. Gli elementi verticali sono collegati tra loro mediante un rigid link che convergono al nodo della fondazione.

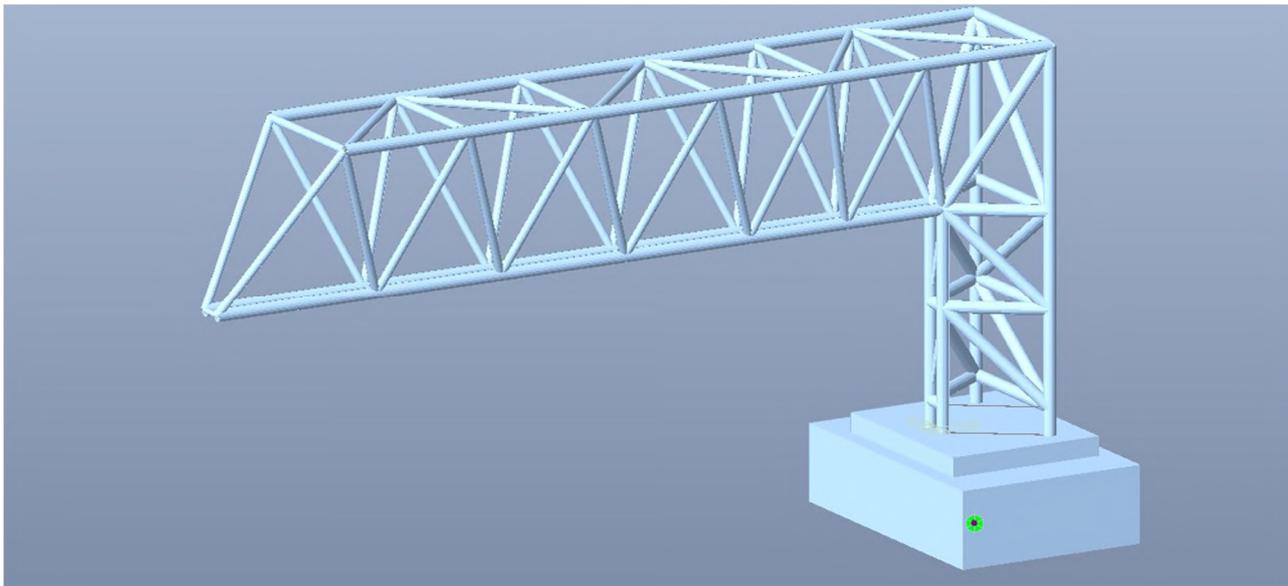


Figura 7-2 – Incastro in Fondazione

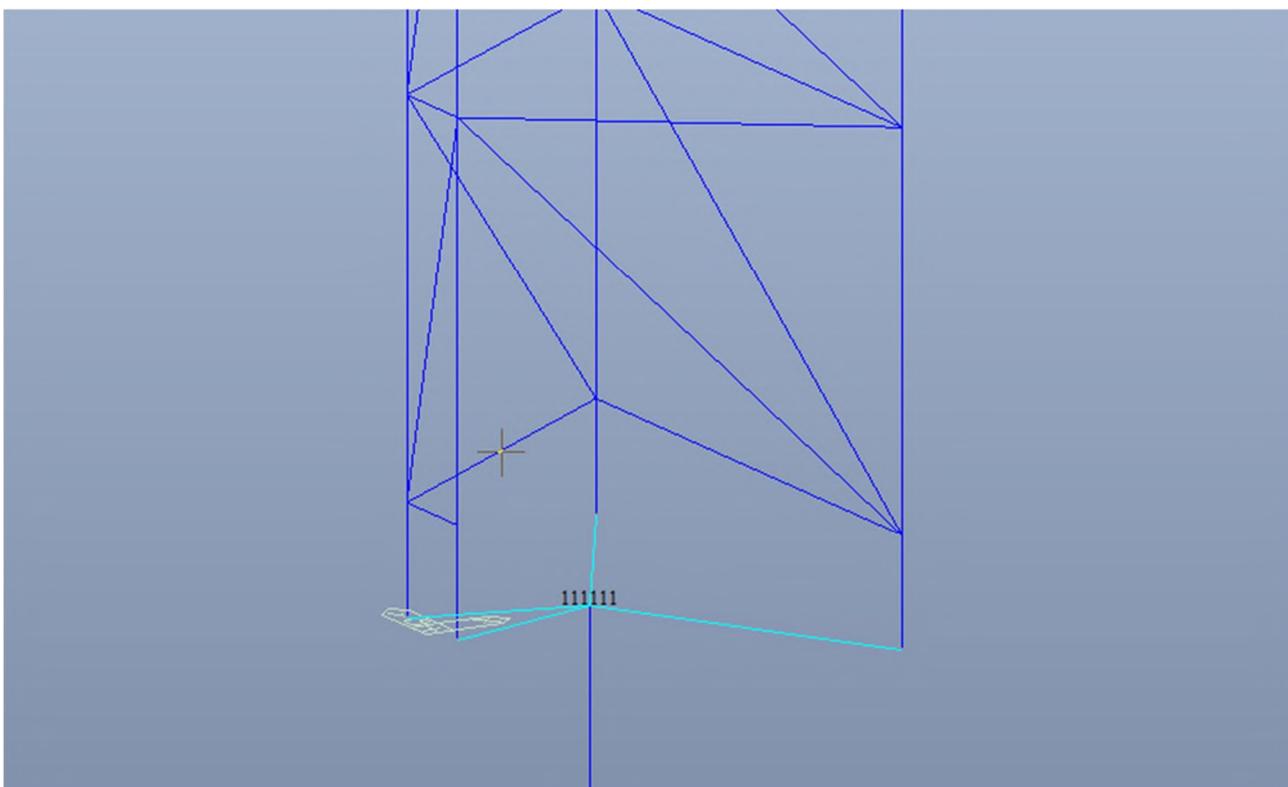


Figura 7-3 – Rigid Link

7.3 CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE ELEMENTARI

Di seguito si esplicitano le caratteristiche di sollecitazione flettente indotte dalle singole azioni esterne.

Peso proprio degli elementi strutturali:

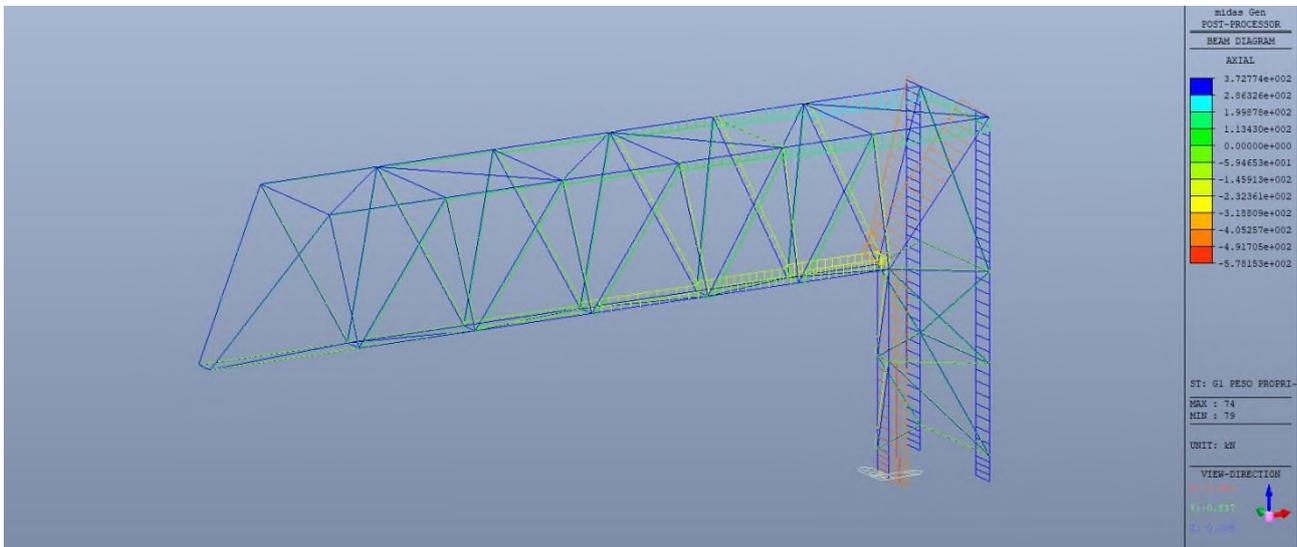


Figura 7-4 – Fx Assiale

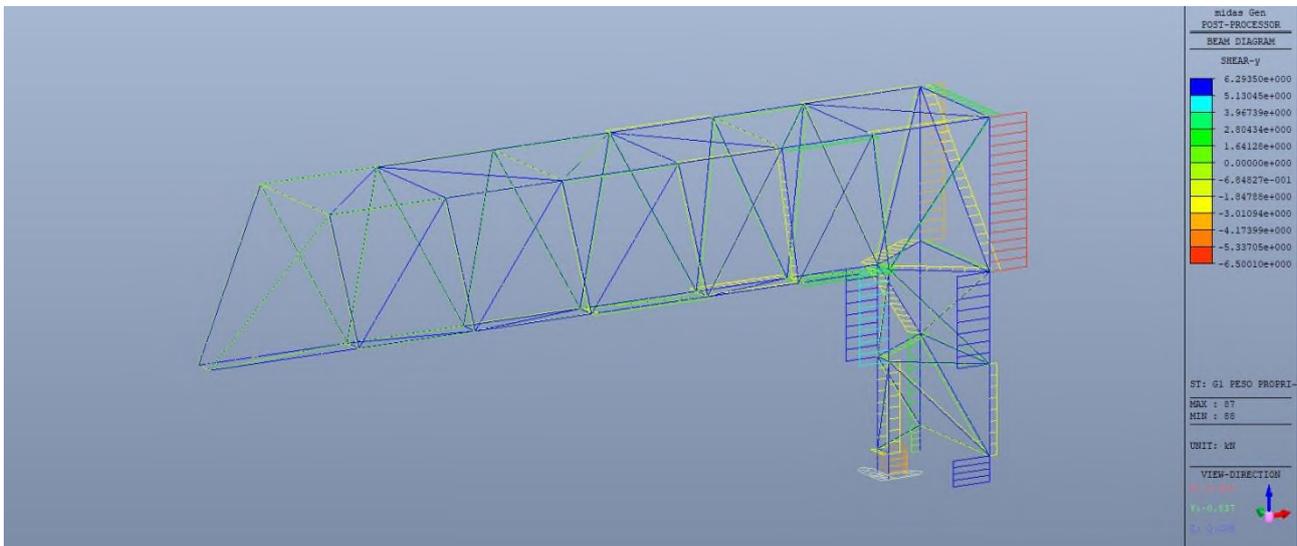


Figura 7-5 – Fy Taglio

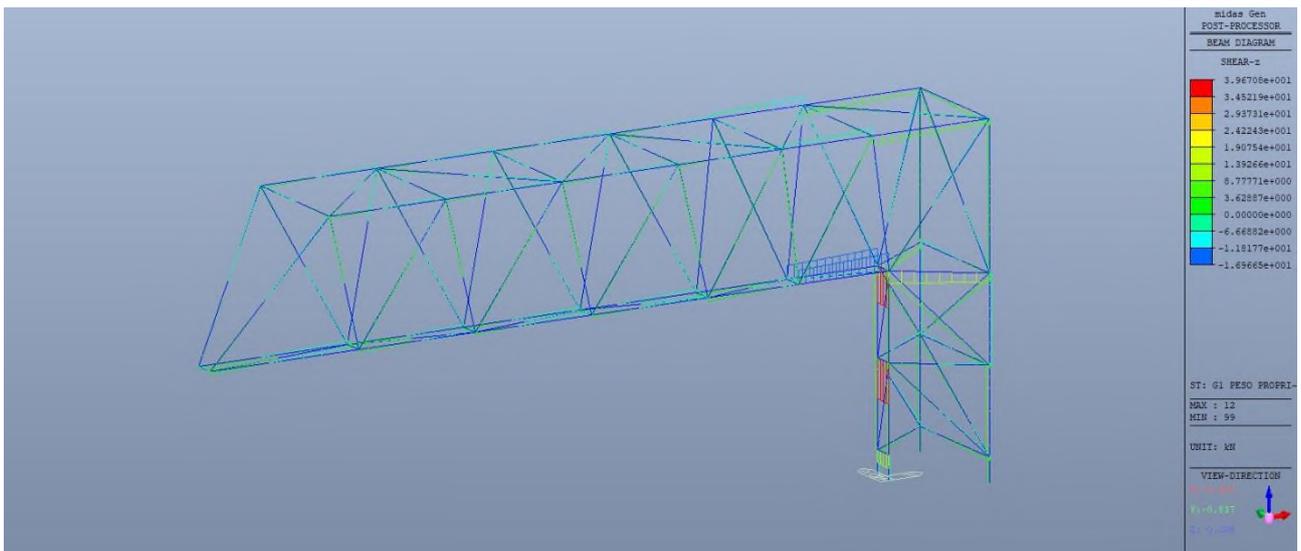


Figura 7-6 – Fz Taglio

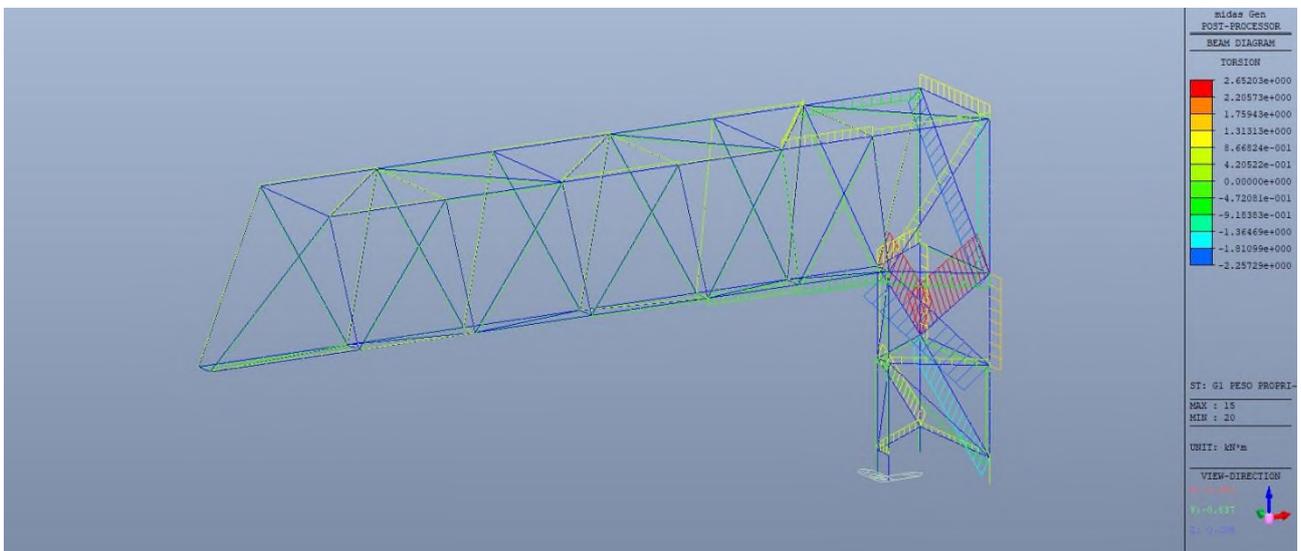


Figura 7-7 - Mx Torcente

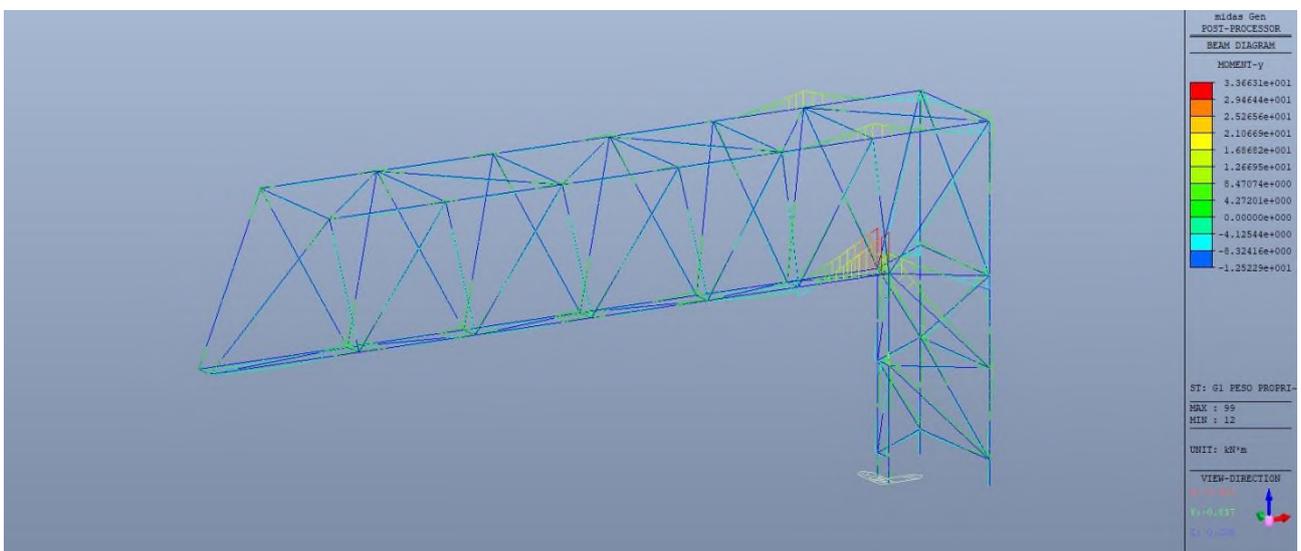


Figura 7-8 - My Flessione

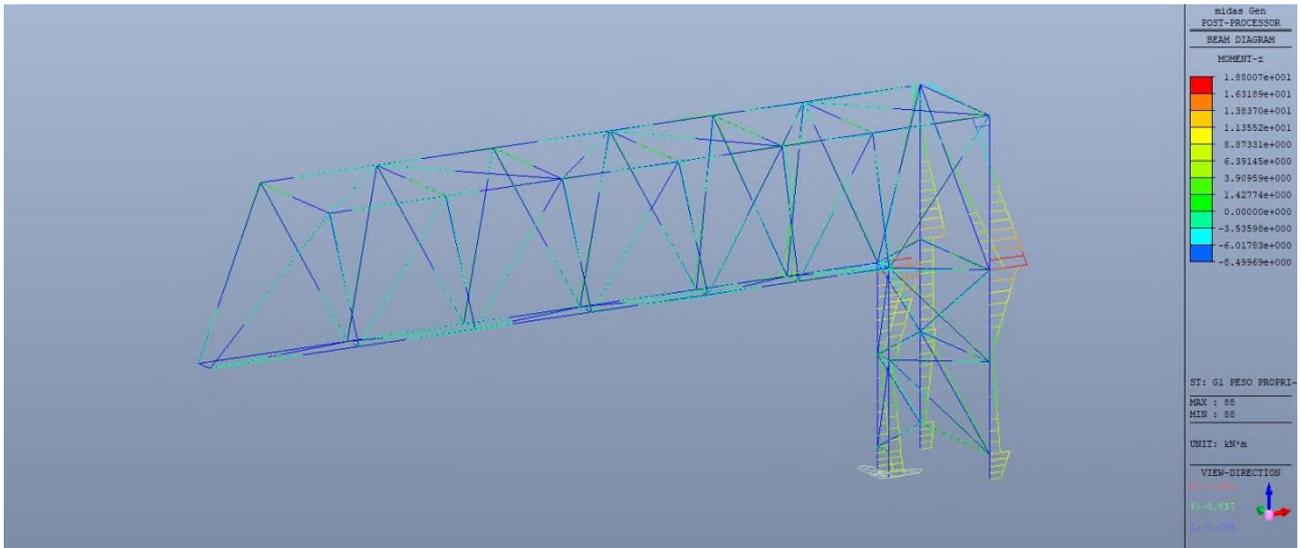


Figura 7-9 – Mz Flessione

Peso permanenti portati:

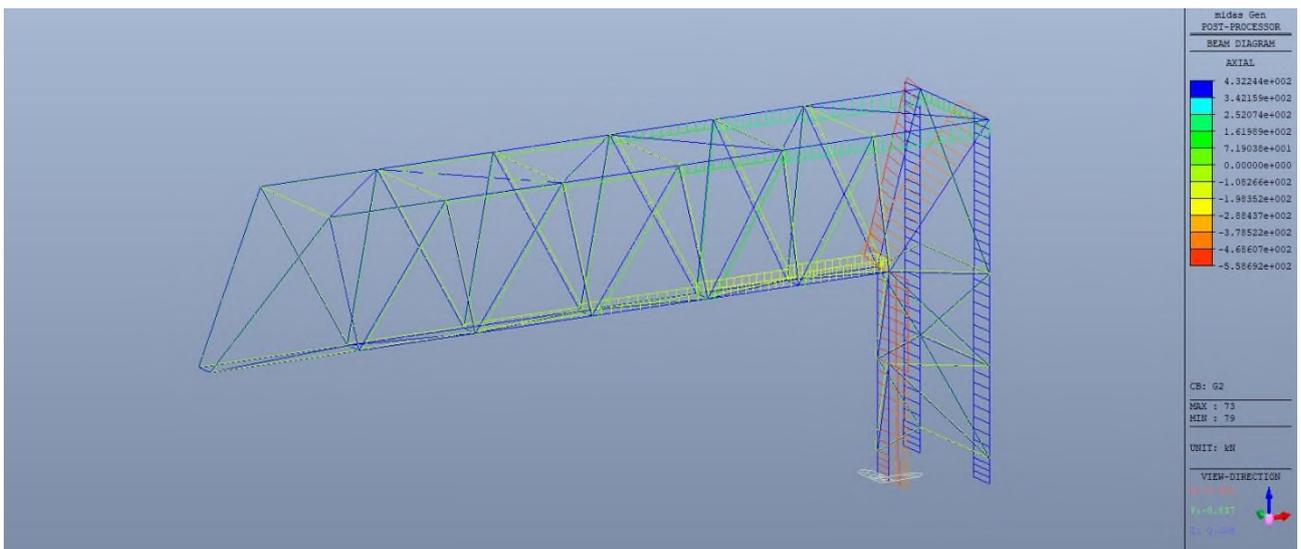


Figura 7-10 – Fx Assiale

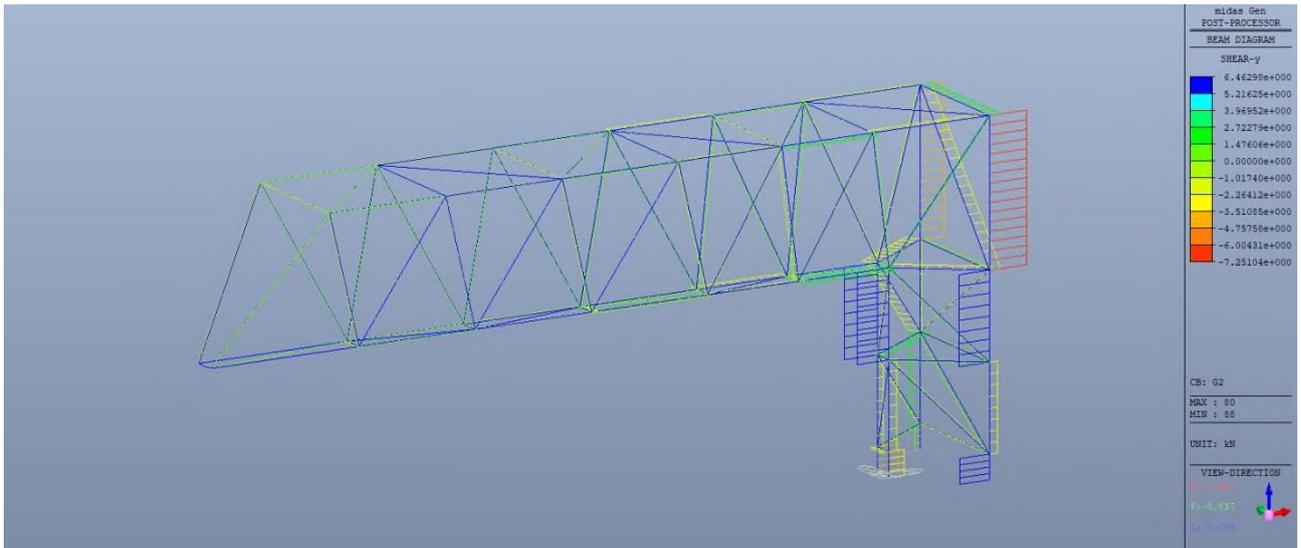


Figura 7-11 – Fy Taglio

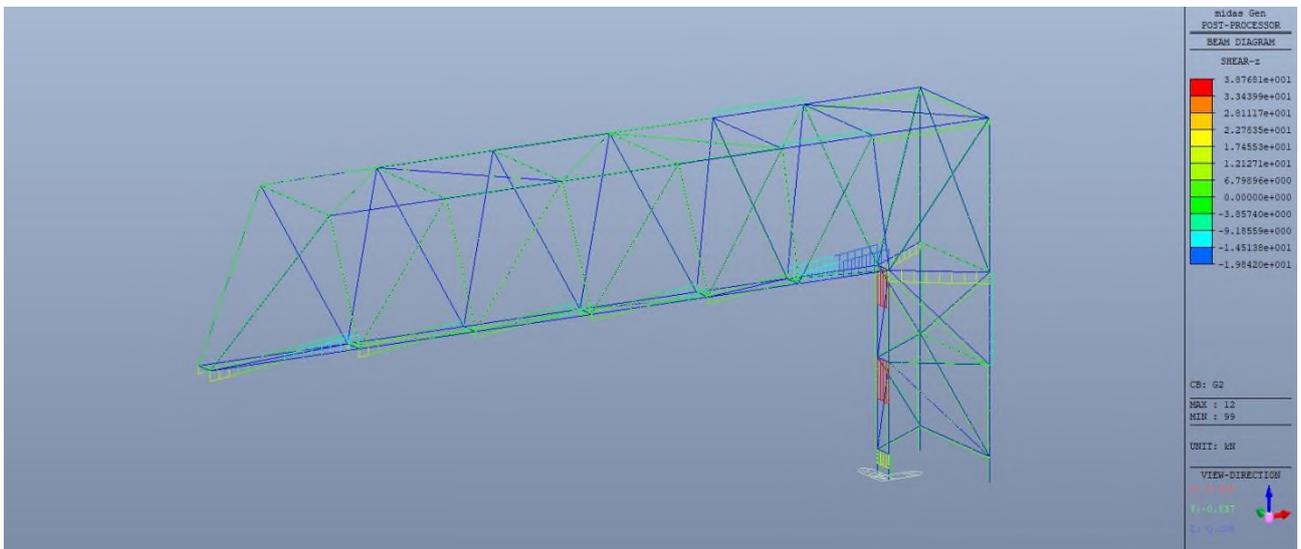


Figura 7-12 – Fz Taglio

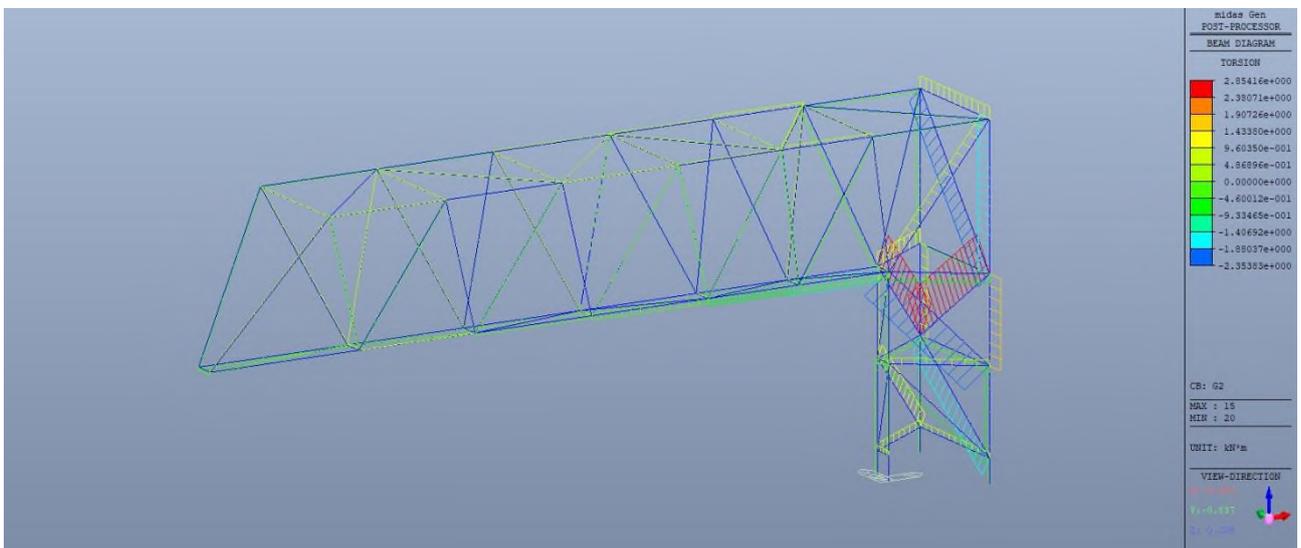


Figura 7-13 - Mx Torcente

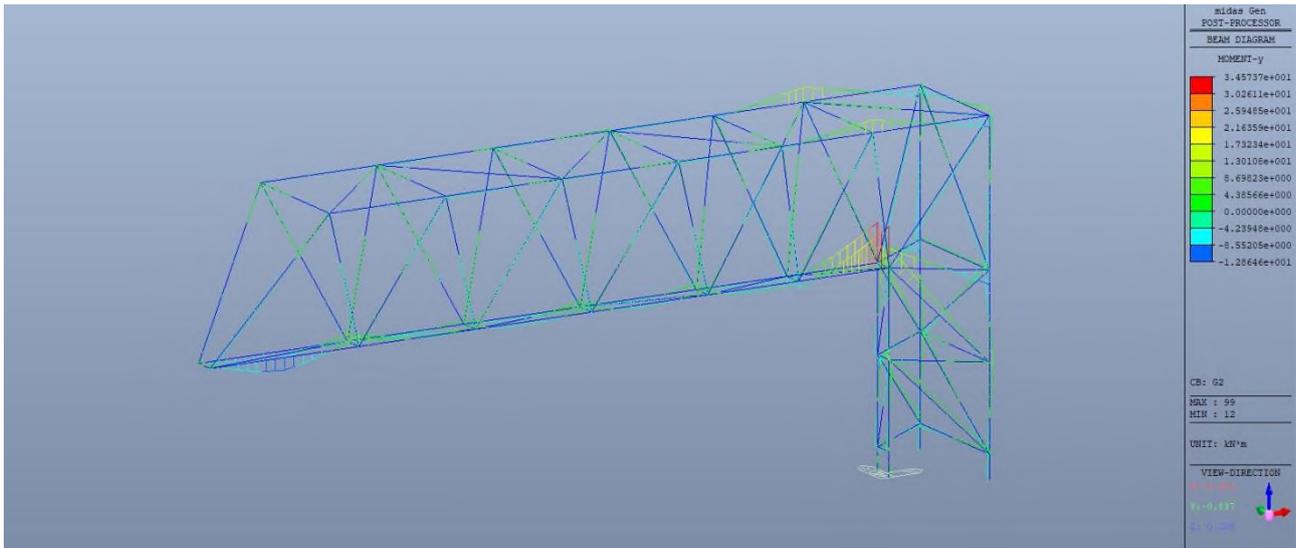


Figura 7-14 - My Flessione

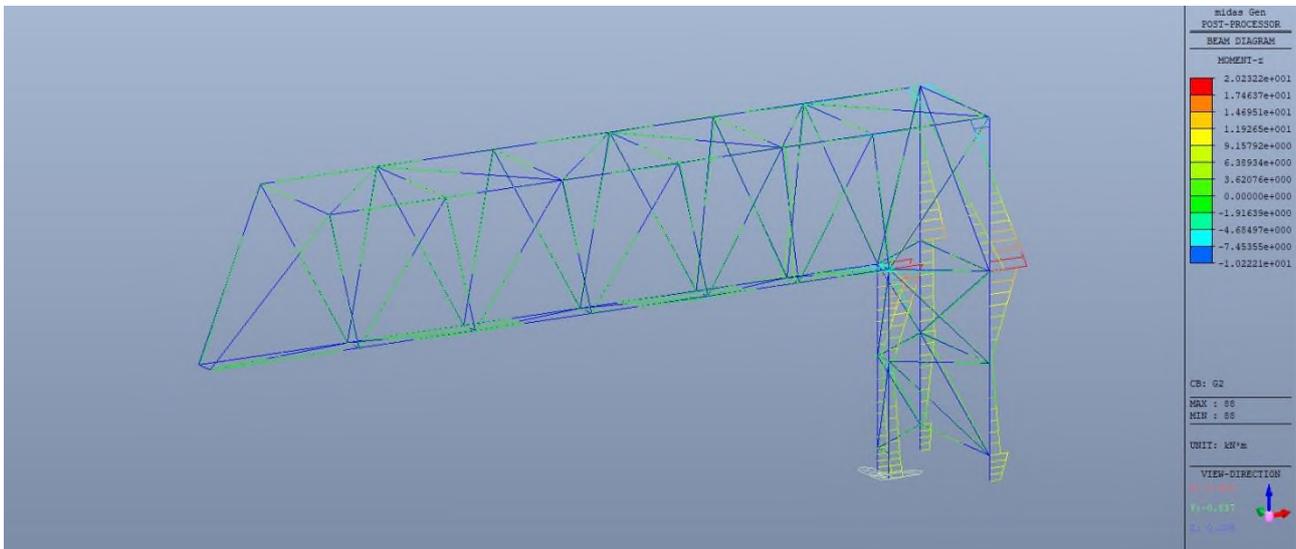


Figura 7-15 – Mz Flessione

Vento:

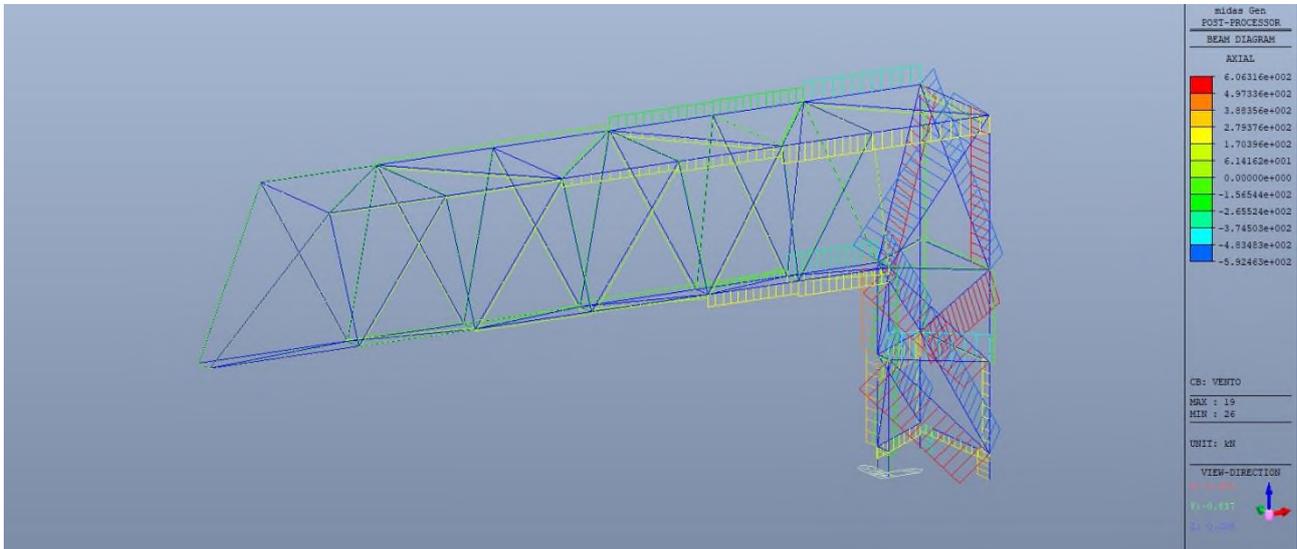


Figura 7-16 – Fx Assiale

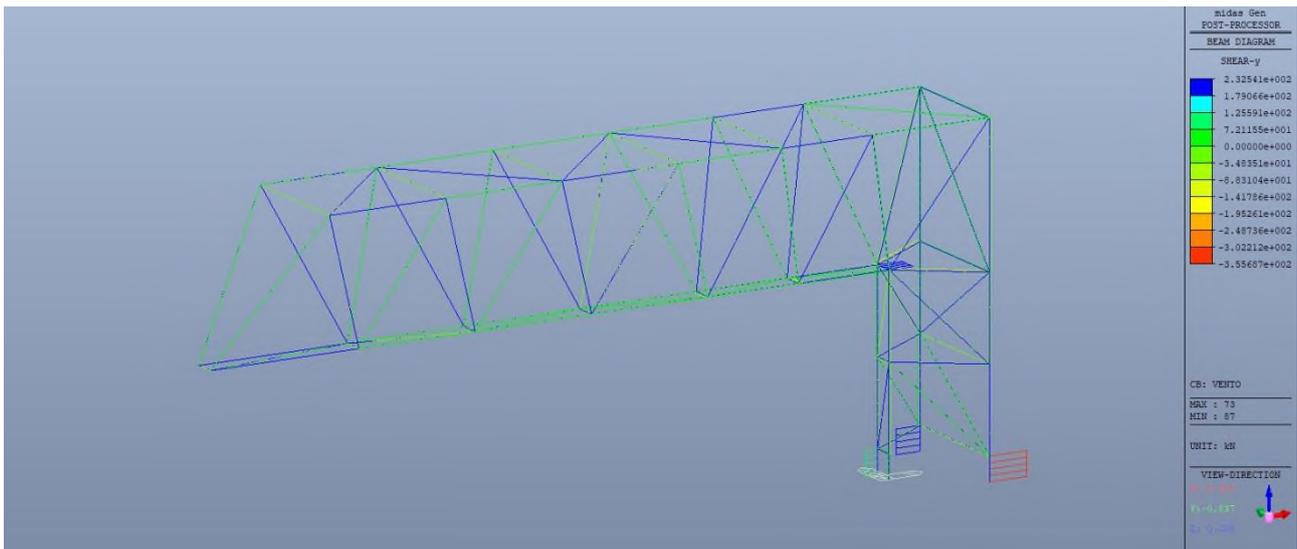


Figura 7-17 – Fy Taglio

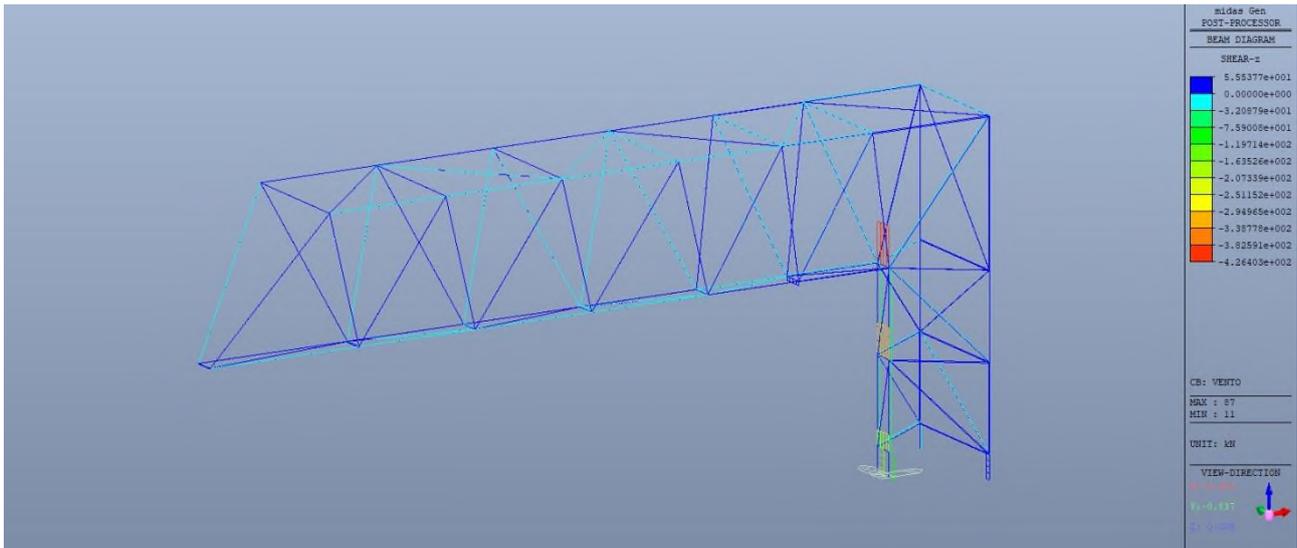


Figura 7-18 – Fz Taglio

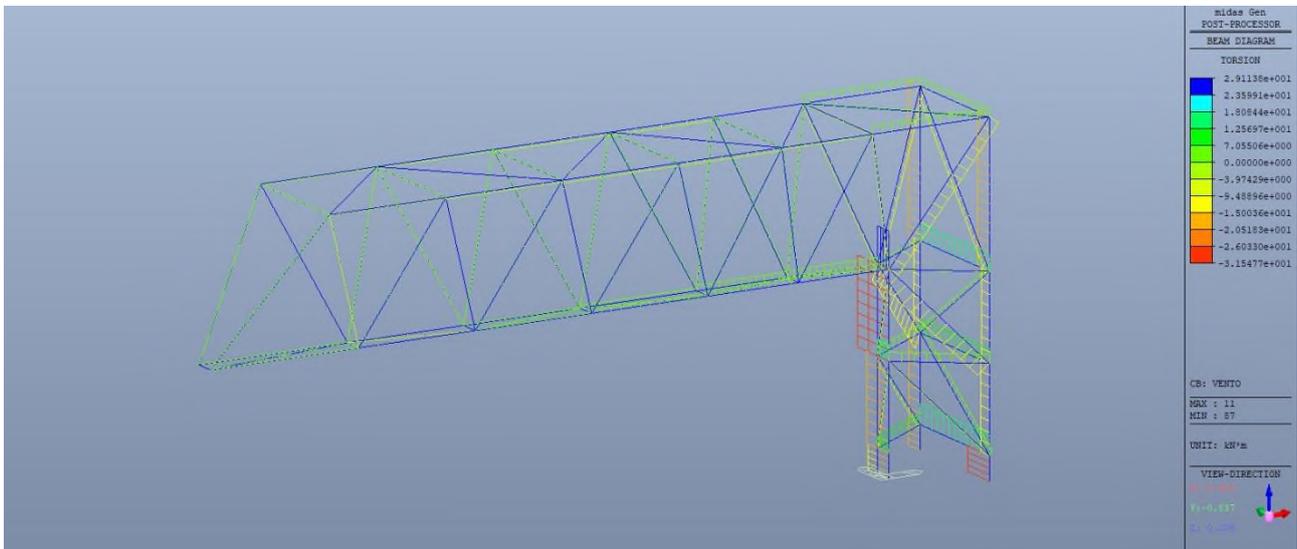


Figura 7-19 - Mx Torcente

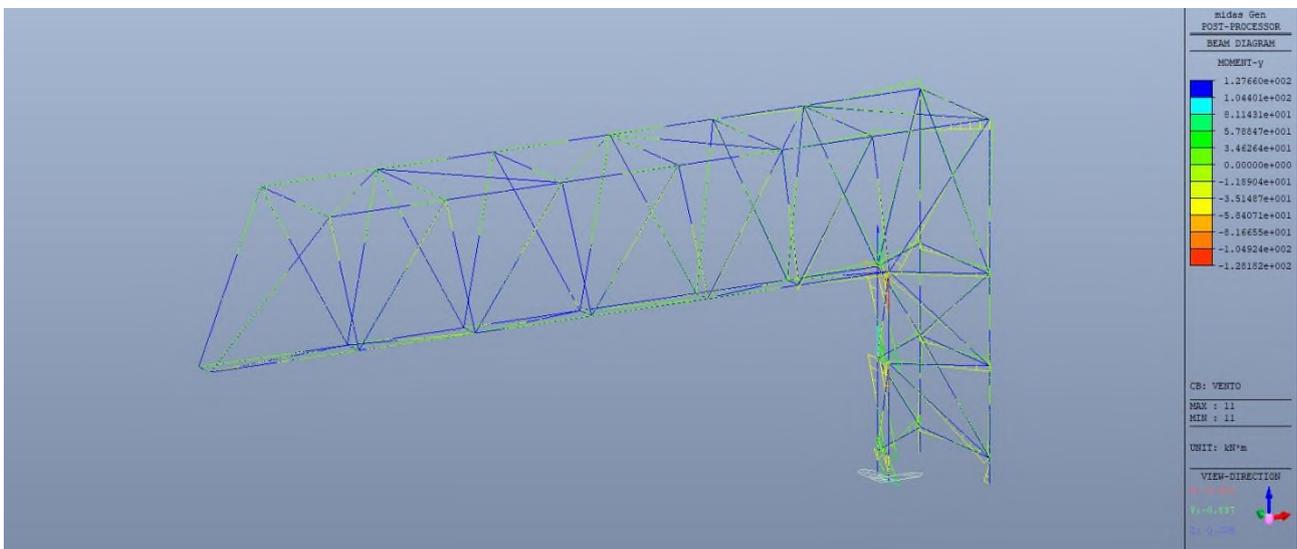


Figura 7-20 - My Flessione

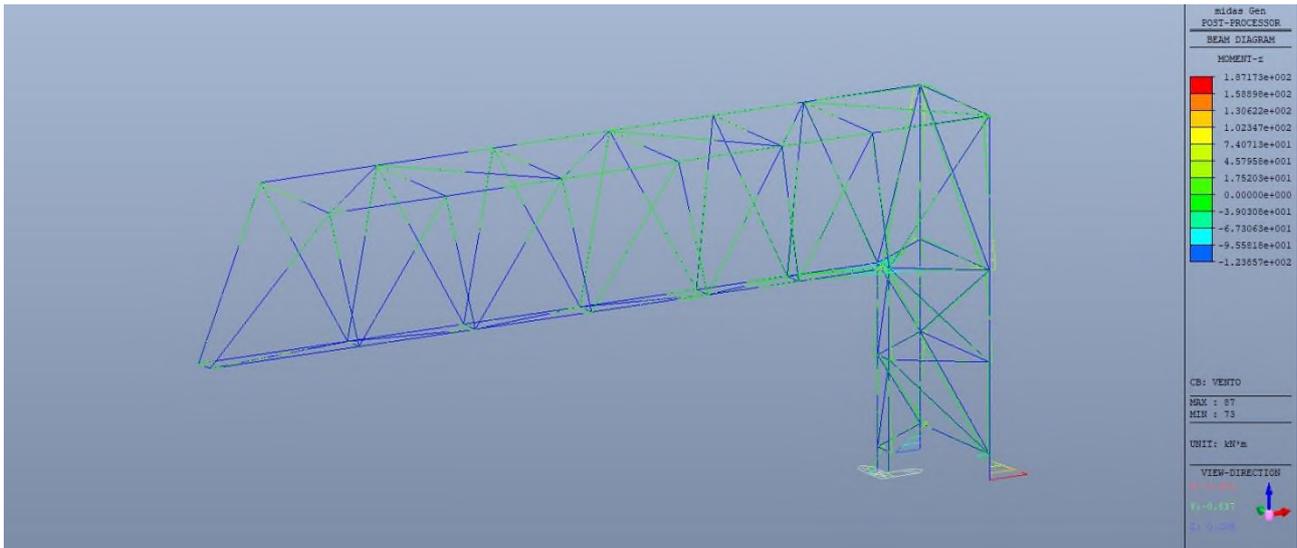


Figura 7-21 – Mz Flessione

Neve:

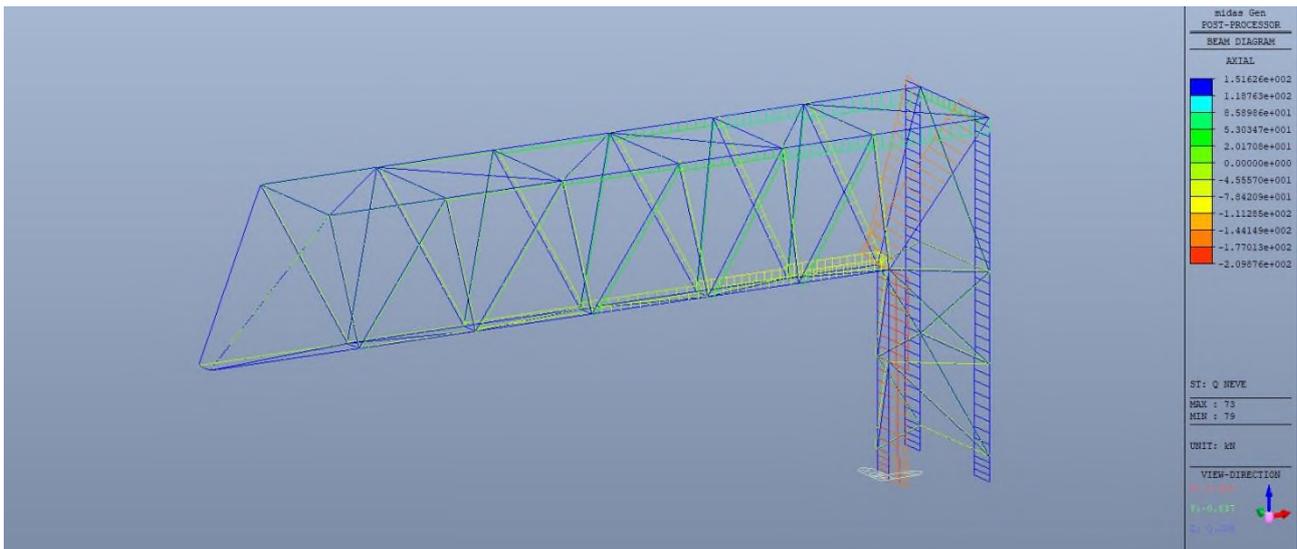


Figura 7-22 – Fx Assiale

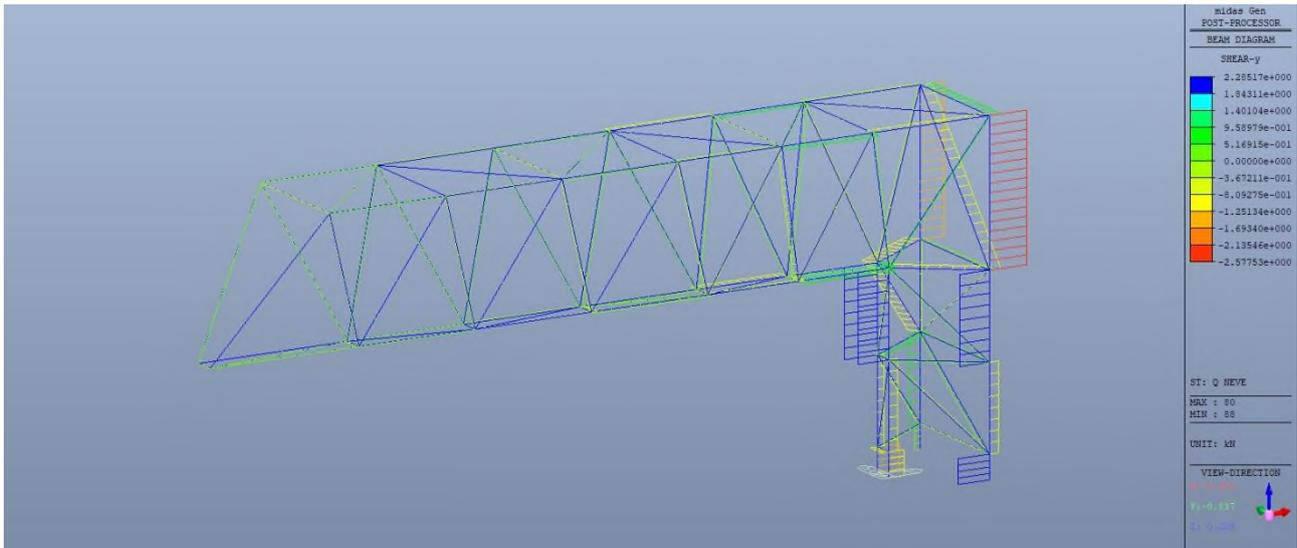


Figura 7-23 – Fy Taglio

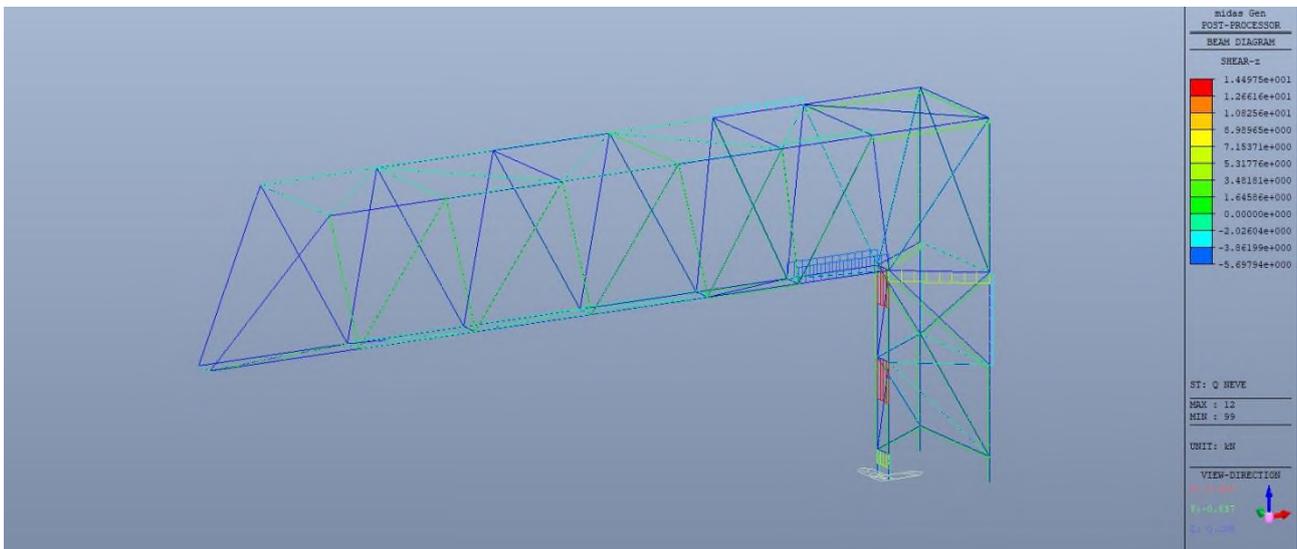


Figura 7-24 – Fz Taglio

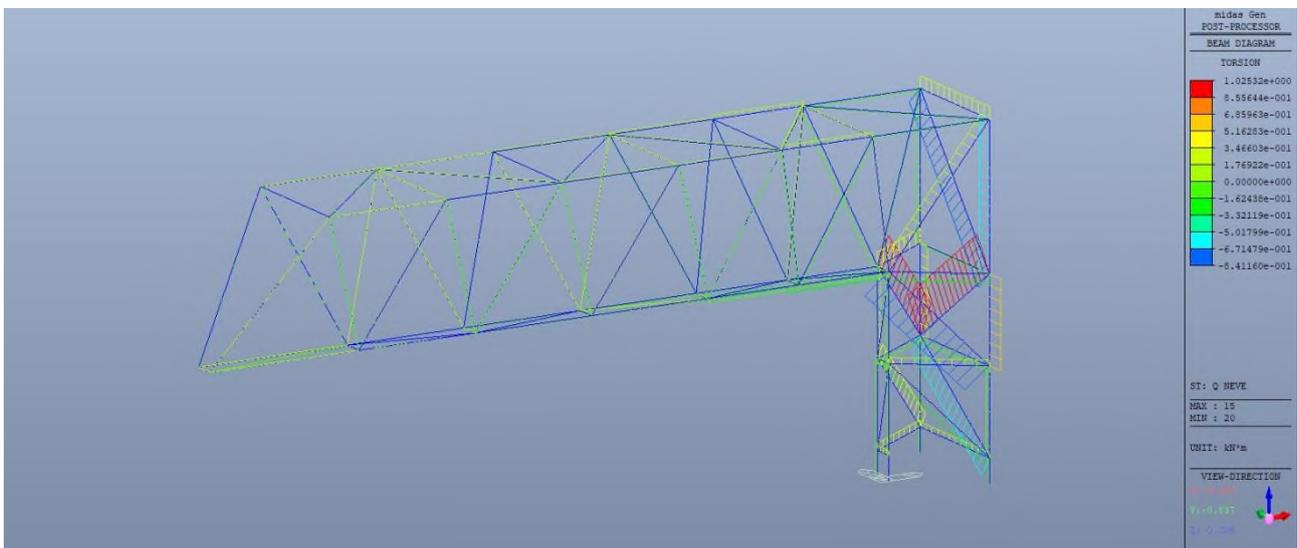


Figura 7-25 - Mx Torcente

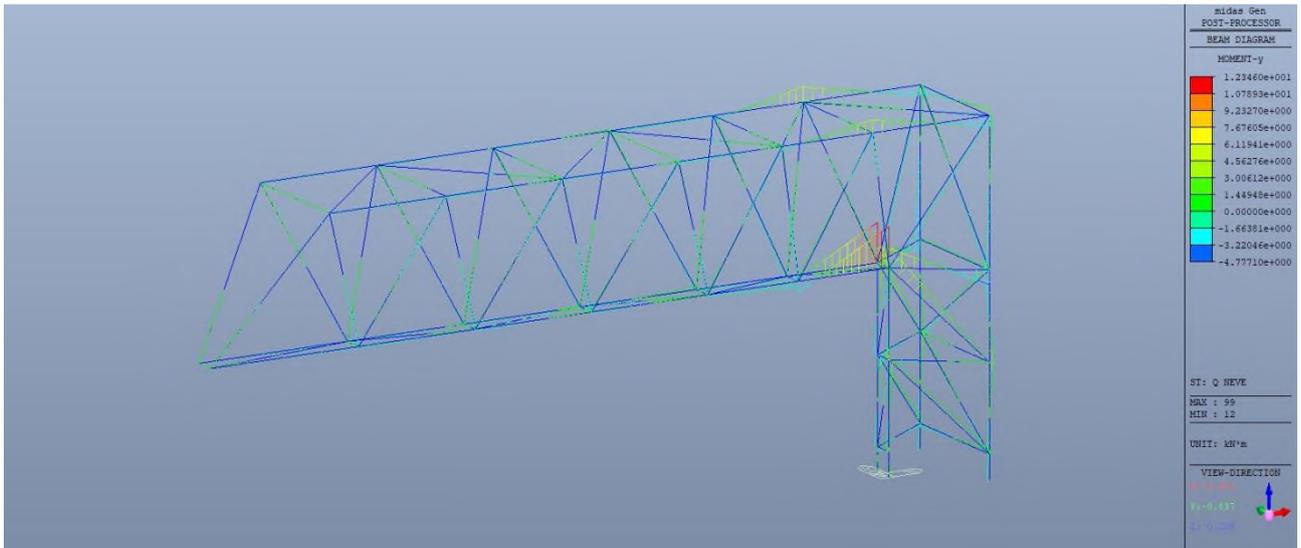


Figura 7-26 - My Flessione

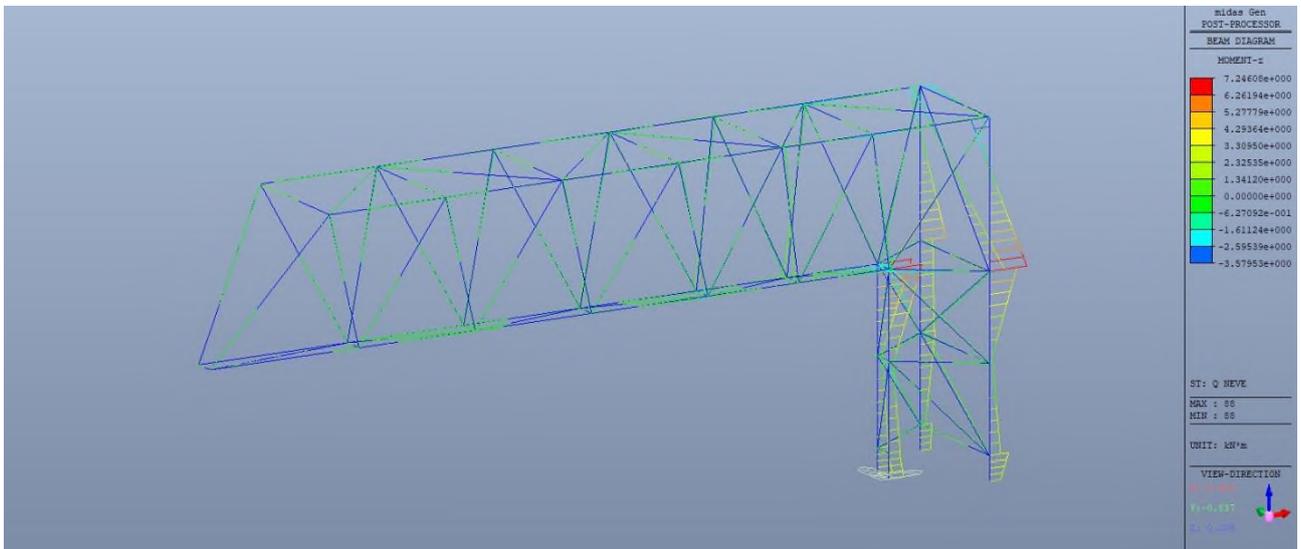


Figura 7-27 – Mz Flessione

7.4 INVILUPPO DELLE CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

Di seguito si esplicitano gli involuppi delle caratteristiche di sollecitazione ottenuti dall'azione combinata delle azioni esterne elementari.

7.4.1 Enve SLU - A1

Inviluppo agli SLU - A1 (STR):



Figura 7-28 – Fx Assiale

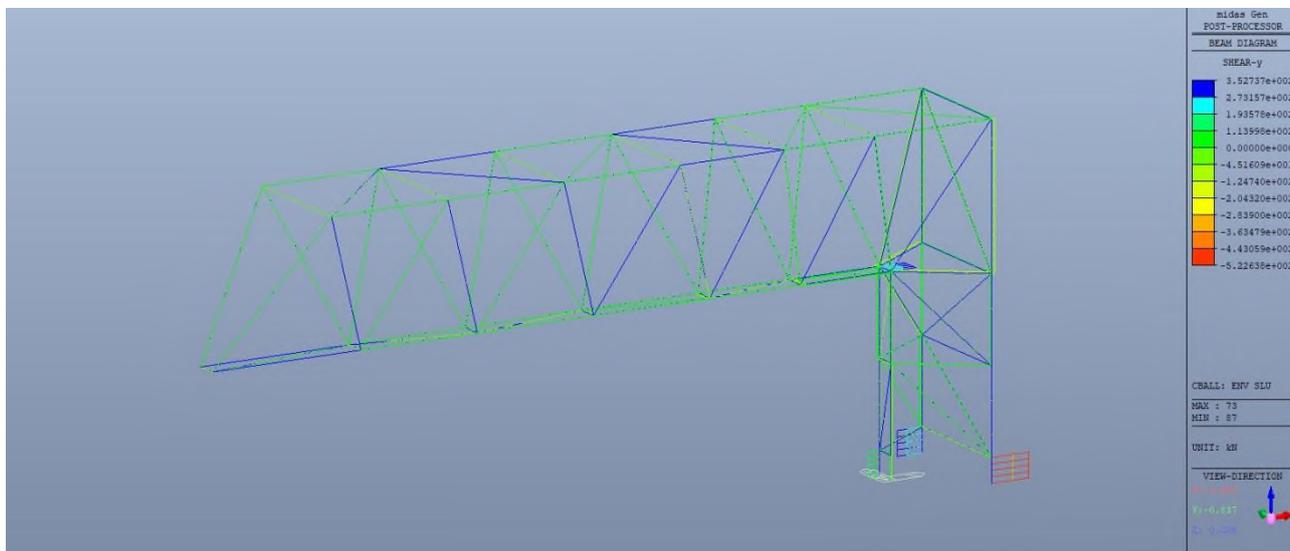


Figura 7-29 – Fy Taglio

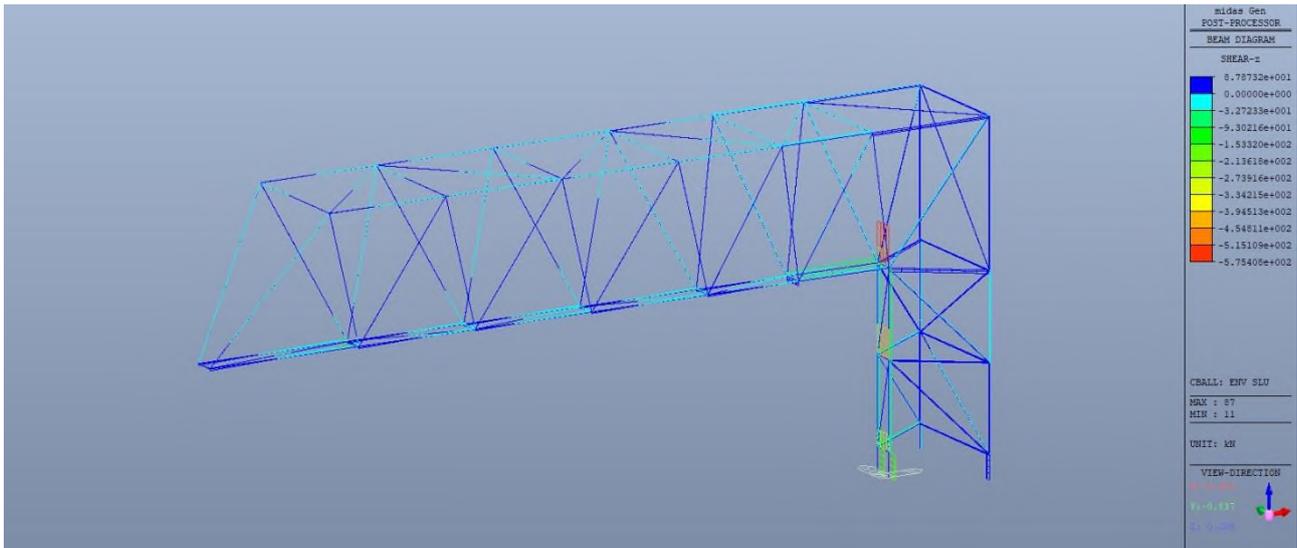


Figura 7-30 – Fz Taglio

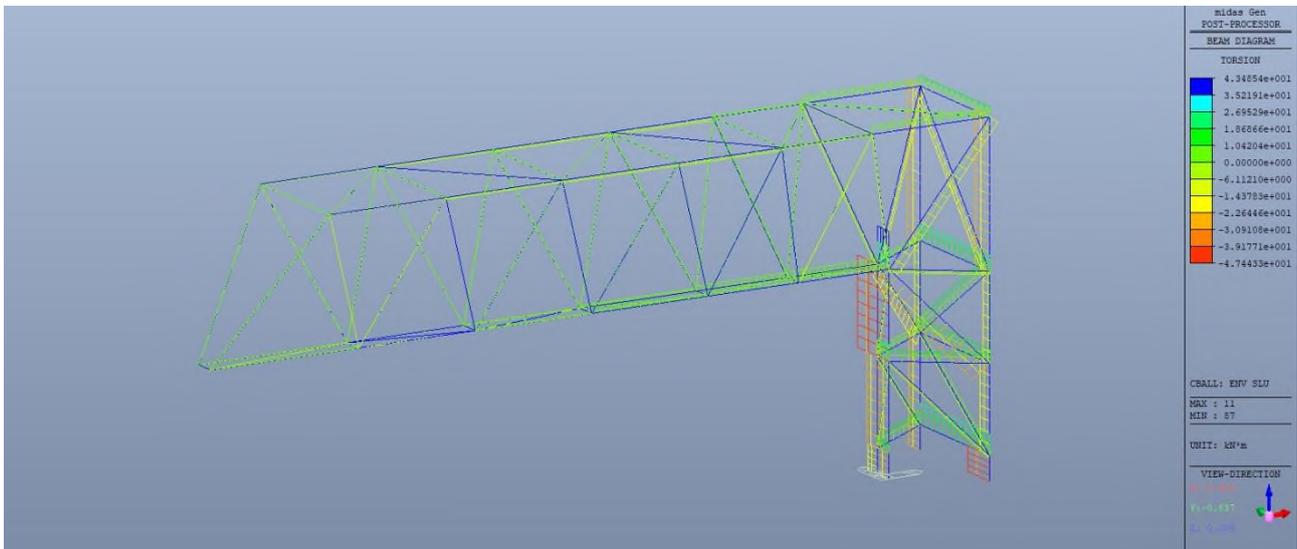


Figura 7-31 - Mx Torcente

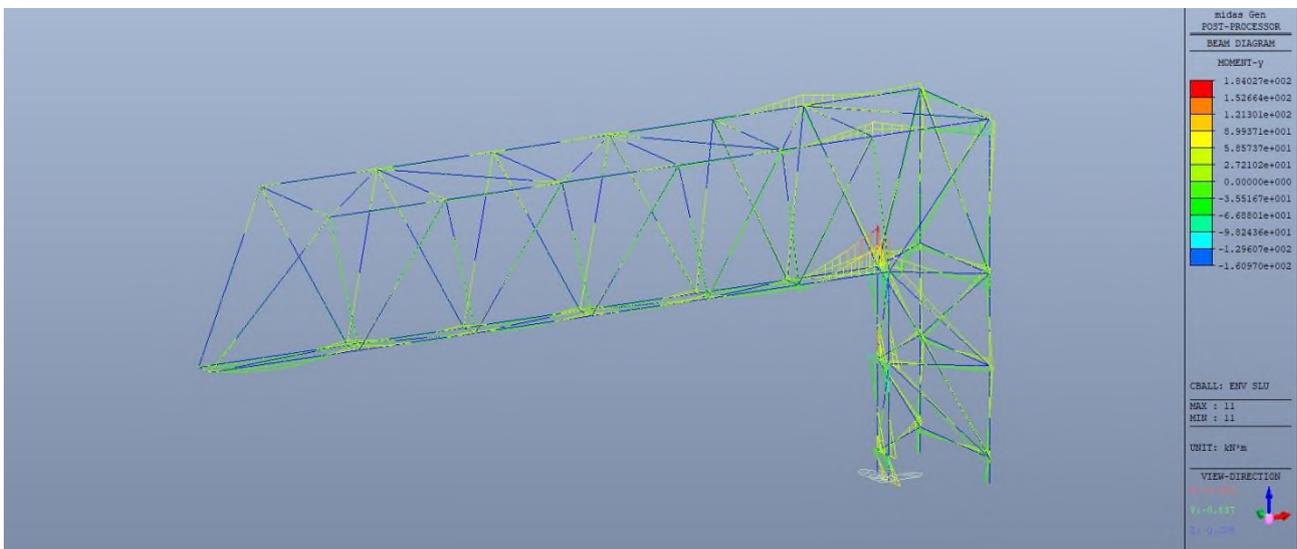


Figura 7-32 - My Flessione

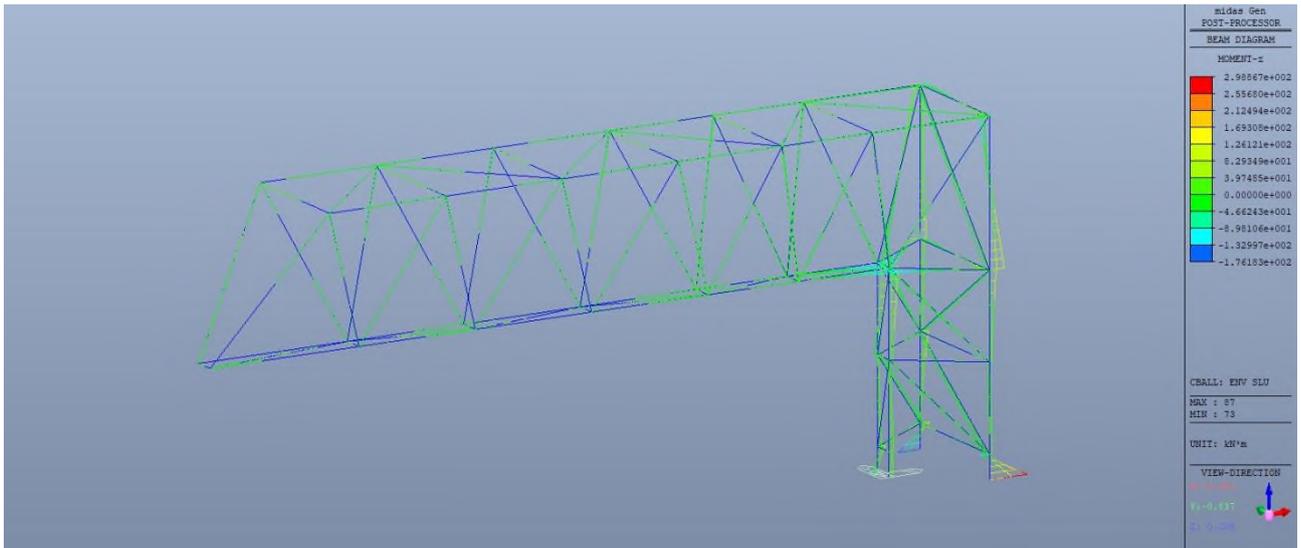


Figura 7-33 – Mz Flessione

7.4.2 Enve SLE - Caratteristica

Inviluppo agli SLE - Caratteristica:



Figura 7-34 – Fx Assiale

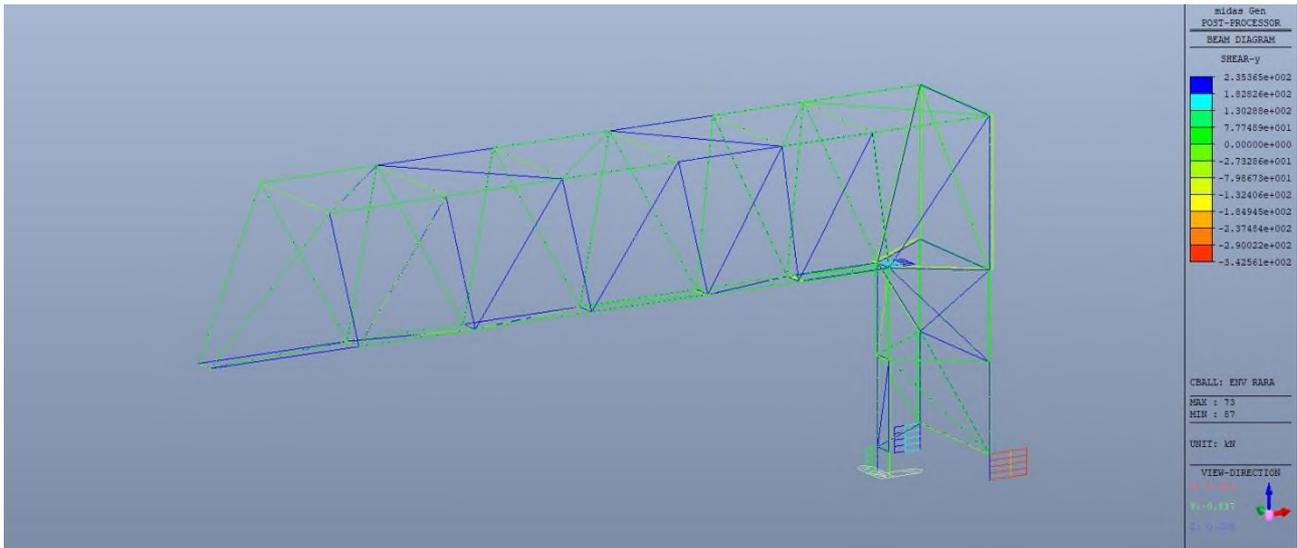


Figura 7-35 – Fy Taglio

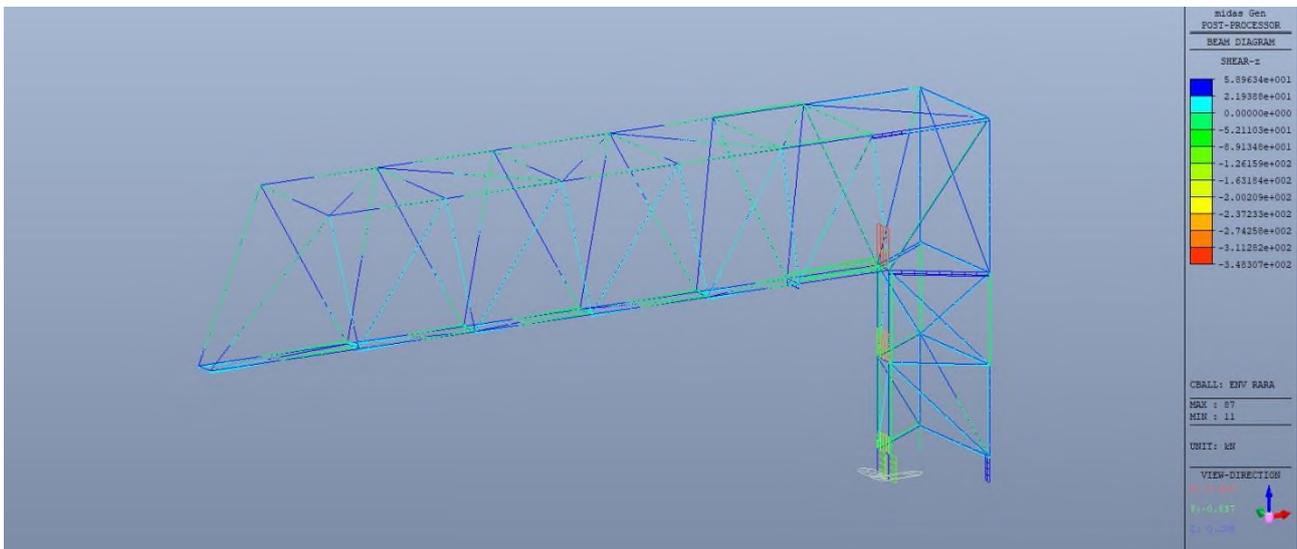


Figura 7-36 – Fz Taglio

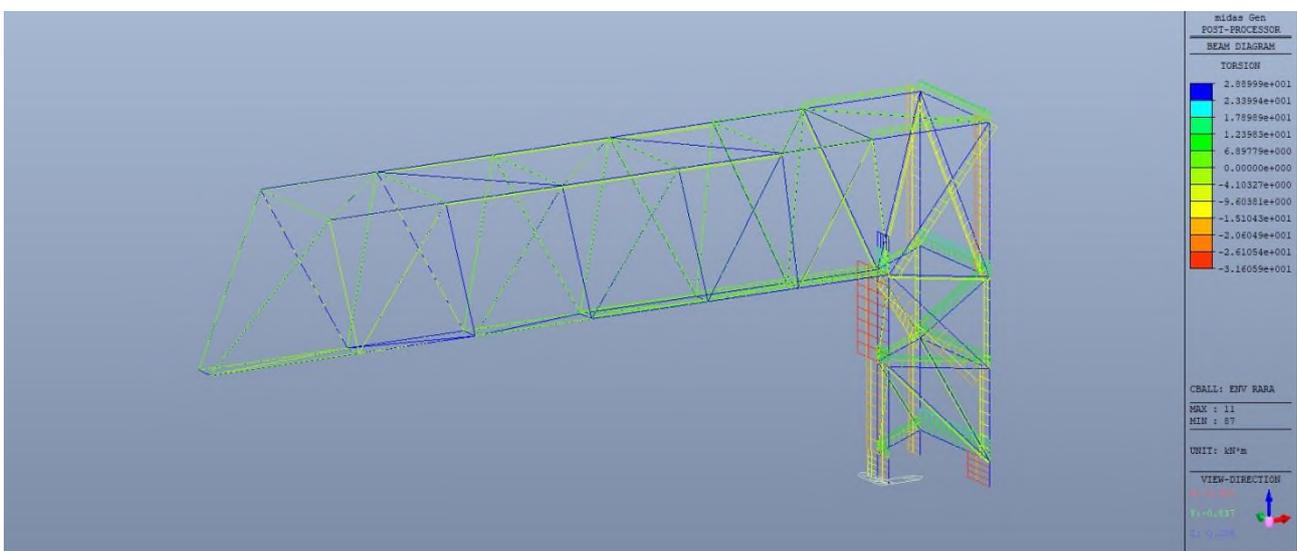


Figura 7-37 - Mx Torcente

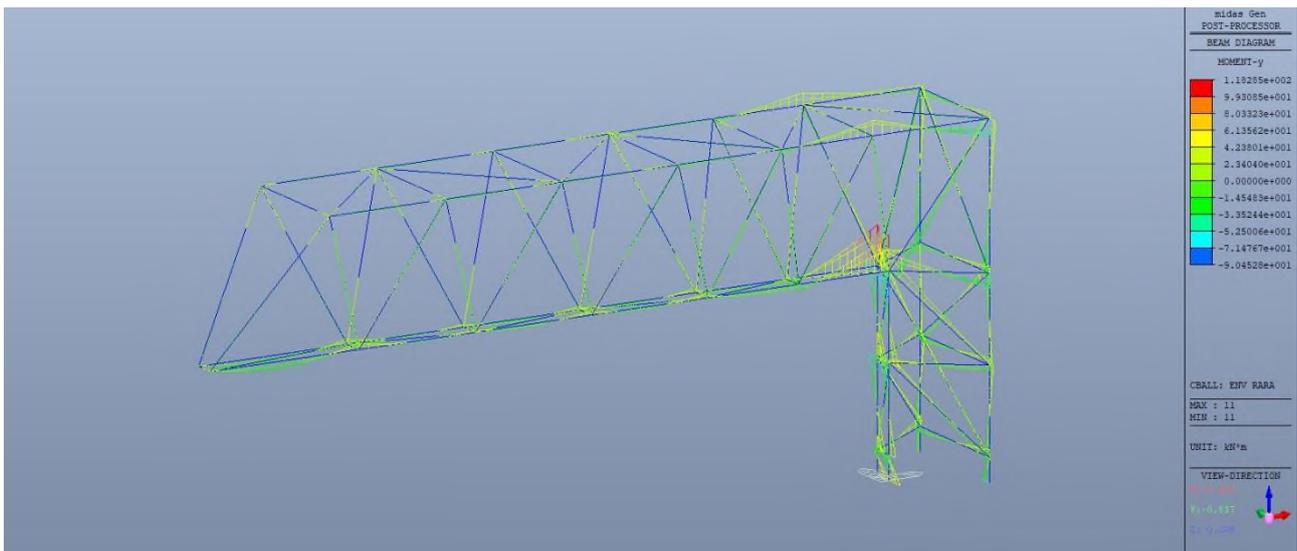


Figura 7-38 - My Flessione

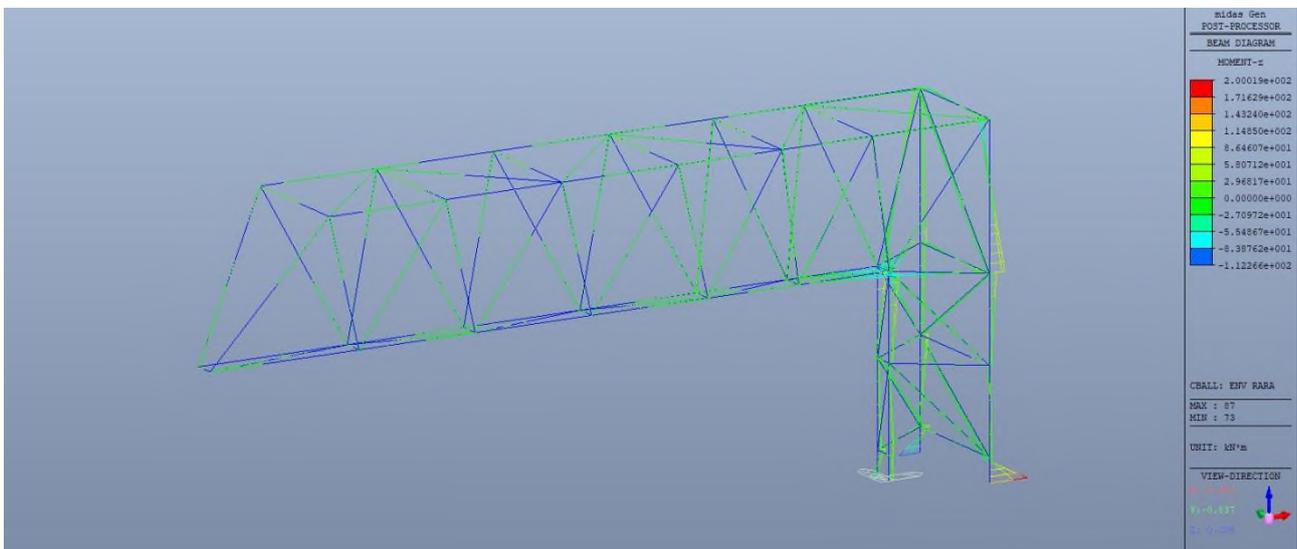


Figura 7-39 – Mz Flessione

7.5 SPOSTAMENTI

La determinazione della configurazione deformata della struttura è stata effettuata, in ottemperanza a quanto disposto nelle NTC 2018; 2.4.2, tenendo conto delle combinazioni delle azioni agli SLE in condizione caratteristica. In aderenza a quanto suggerito nelle norme britanniche (BD 94/07, Parte 1- Annesso A) si considera concomitante l'azione del Buffeting, con coefficiente di combinazione 0.50.

In relazione alla variabilità strutturale e geometrica della dimensione dei cartelloni, intrinseca nel concetto di struttura tipologia quale quella in progetto, si verifica la compatibilità delle deformazioni ottenute coi limiti di normativa assumendo quale "punto di campionamento" la punta esterna della mensola metallica.

Si ottiene quanto segue:

Spostamenti verticale (dZ) - Carichi permanenti

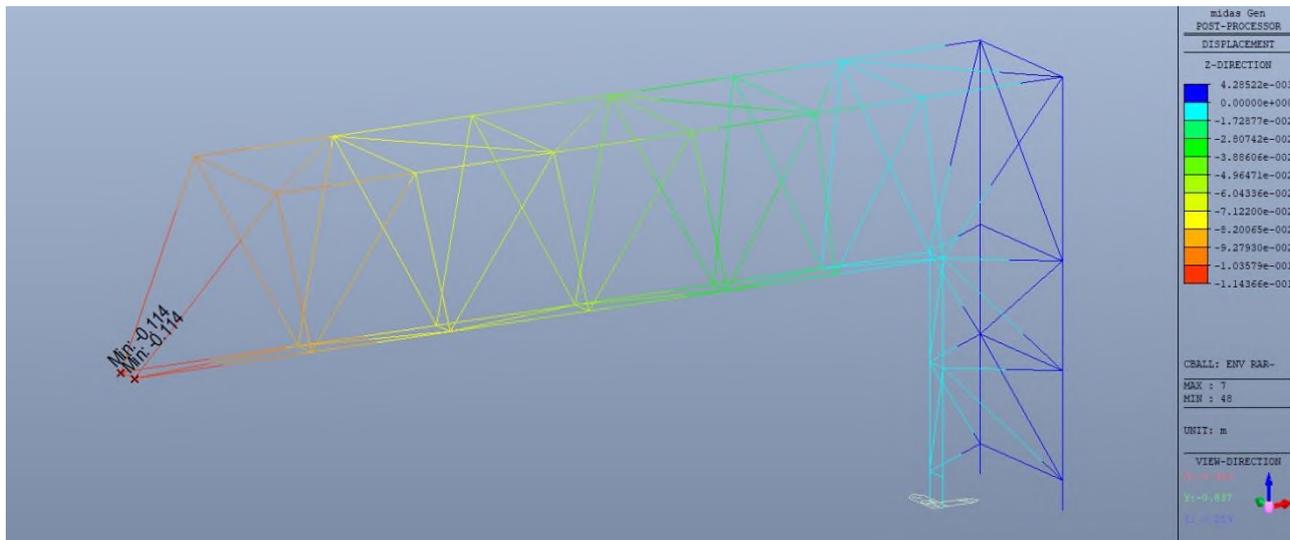


Figura 7-40 - Spostamenti verticali massimi

Il massimo spostamento verticale ad effetto dei carichi permanenti è pari a 0.114 m. Si prescrive quindi una contromonta costruttiva, da misurarsi in direzione verticale ed in corrispondenza alla punta estrema della mensola, pari a 0.12 m.

Spostamenti orizzontali (dY) - Azioni variabili

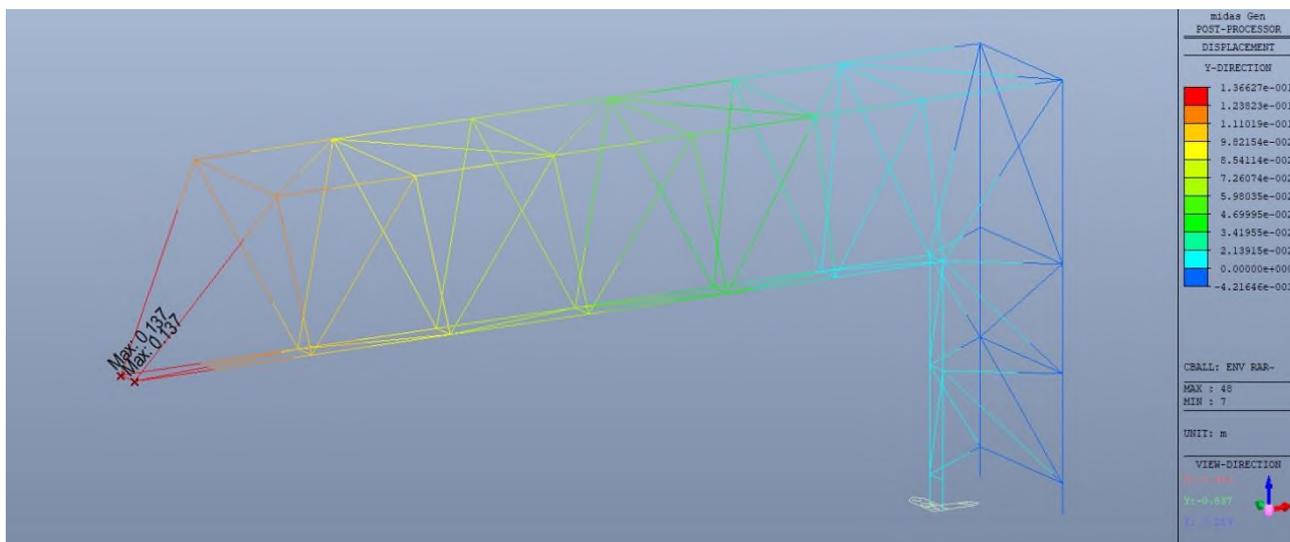


Figura 7-41 - Spostamenti orizzontali massimi

Il massimo spostamento orizzontale in direzione Y, indotto dai carichi variabili, è pari a 0.137 m.

Il valore dello spostamento ammissibile si assume pari ad 1/150 L, dove L è pari alla luce di calcolo. In aderenza a quanto disposto nelle NTC; 4.2.4.2.1, nel caso di strutture a mensola, L rappresenta il doppio dello sbalzo.

Si ha quindi che:

$$\delta_{Y amm} = 20.425 \times 2/150 = 0.272m$$

In relazione alla severità delle azioni del vento adottate e della concomitanza delle azioni da buffeting, la verifica si ritiene soddisfatta nonostante, a rigore, il limite sia lievemente superato.

Si evidenzia che, con riferimento alle norme britanniche (BD 94/07, Parte 1- Annesso A), in cui, per strutture minori si forniscono limiti di spostamento orizzontale sotto l'azione dei carichi variabili pari a:

$$\delta_{Yamm} = (20.425 + 5.9)/100 = 0.263m$$

Dove:

- $h_M = 5.9$ m altezza del montante
- $L_B = 20.425$ m lunghezza della mensola metallica

Il valore sopra determinato risulta allineato allo spostamento ottenuto ed al limite sopra esplicitato.

7.6 AZIONI IN FONDAZIONE

Come anticipato, la struttura metallica è vincolata alla base della colonna ad un plinto massiccio in calcestruzzo armato, attraverso l'azione di una connessione bullonata ed un sistema di tirafondi.

Il plinto ha la forma di un rettangolo in pianta, in aderenza a quanto esplicitato nelle immagini seguenti, in corrispondenza alla quota del piano di spiccato e 5.0 x 7.6 m alla quota di base della colonna.

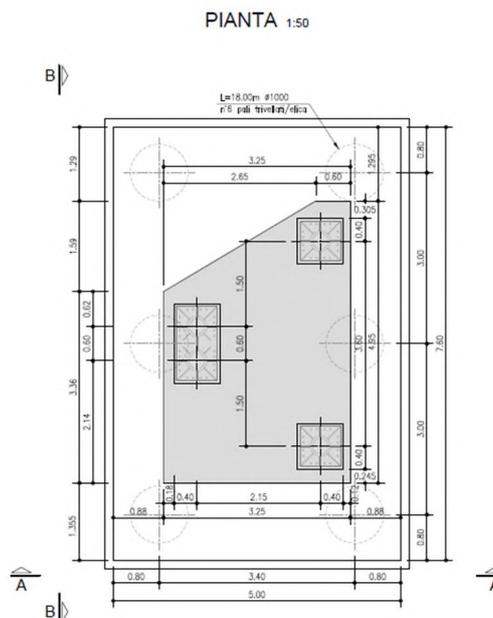


Figura 7-42 - Carpenteria del plinto di fondazione - Pianta

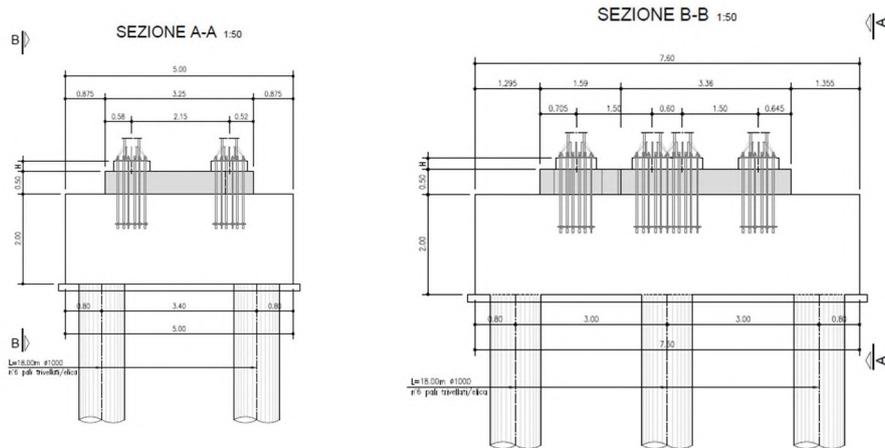


Figura 7-43 - Carpenteria del plinto di fondazione - Sezioni

La fondazione è sostenuta da un sistema di sei pali trivellati o elica $\varnothing=1.0$ m, di lunghezza 18 m. Per maggiori dettagli si rimanda alla trattazione geotecnica ed agli elaborati grafici di dettaglio.

Di seguito si riassumono, in forma tabellare, le azioni gravanti sul sistema di pali e riferite alla quota di spiccato fondazione, in corrispondenza al baricentro planimetrico della fondazione.

7.6.1 Azioni in Fondazione

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
STR 1	0.00	-267.93	3945.15	2563.79	6136.46	2193.85
STR 2	0.00	-160.76	4009.51	1536.45	6693.91	1316.31
STR 3	0.00	-160.76	4222.24	1536.45	9277.94	1316.31
STR 4	0.00	-267.93	3822.69	2568.20	4710.24	2193.85
STR 5	0.00	-160.76	3887.06	1540.86	5267.68	1316.31
STR 6	0.00	-160.76	4099.78	1540.86	7851.72	1316.31
STR 7	0.00	-267.93	3110.14	2562.67	5554.27	2193.85
STR 8	0.00	-160.76	3174.50	1535.32	6111.72	1316.31
STR 9	0.00	-160.76	3387.23	1535.32	8695.75	1316.31
STR 10	0.00	-267.93	2923.32	2567.08	3570.60	2193.85
STR 11	0.00	-160.76	2923.32	1539.73	3570.60	1316.31
STR 12	0.00	-160.76	2923.32	1539.73	3570.60	1316.31

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
SLV1	113.58	35.97	2982.81	344.04	4728.53	409.36
SLV2	39.41	102.12	2956.61	1020.16	4066.48	1291.07
SLV3	-110.06	24.24	2900.14	241.19	2705.89	360.93
SLV4	-27.68	98.60	2931.81	989.31	3459.68	1276.54
SLV5	110.06	-24.24	2980.47	-266.35	4689.22	-360.93
SLV6	27.68	-98.60	2948.80	-1014.46	3935.43	-1276.54
SLV7	-113.58	-35.97	2897.79	-369.19	2666.58	-409.36
SLV8	-39.41	-102.12	2924.00	-1045.32	3328.64	-1291.07

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
GEO 1	0.00	-232.20	3066.57	2221.48	5072.45	1901.34
GEO 2	0.00	-139.32	3122.35	1331.12	5555.58	1140.80
GEO 3	0.00	-139.32	3306.71	1331.12	7795.07	1140.80
GEO 4	0.00	-232.20	2979.10	2224.63	4053.72	1901.34
GEO 5	0.00	-139.32	3034.88	1334.27	4536.84	1140.80
GEO 6	0.00	-139.32	3219.24	1334.27	6776.34	1140.80
GEO 7	0.00	-232.20	3066.57	2221.48	5072.45	1901.34
GEO 8	0.00	-139.32	3122.35	1331.12	5555.58	1140.80
GEO 9	0.00	-139.32	3306.71	1331.12	7795.07	1140.80
GEO 10	0.00	-232.20	2979.10	2224.63	4053.72	1901.34
GEO 11	0.00	-139.32	3034.88	1334.27	4536.84	1140.80
GEO 12	0.00	-139.32	3219.24	1334.27	6776.34	1140.80

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
SLE Rara 1	0.00	-178.62	3001.21	1709.70	4349.73	1462.57
SLE Rara 2	0.00	-107.17	3044.12	1024.80	4721.36	877.54
SLE Rara 3	0.00	-107.17	3185.94	1024.80	6444.04	877.54
SLE Freq 1	0.00	-107.17	2975.47	1024.80	4126.75	877.54
SLE Freq 2	0.00	-35.72	3001.21	339.91	4349.73	292.51
SLE QP	0.00	0.00	2958.30	-2.54	3978.09	0.00

8 VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITÀ

8.1 STRUTTURA METALLICA IN ELEVAZIONE

La verifica viene effettuata mediante post processore interno con il quale viene effettuata la verifica sezionale delle singole sezioni oggetto di studio.

Per brevità verranno riportate le sole schermate sintetiche delle verifiche.

8.1.1 Verifica delle sezioni in acciaio

Le verifiche di resistenza e stabilità vengono effettuate allo S.L.U. secondo i criteri contenuti in EN 1993-1-1. La verifica di stabilità viene affrontata in prima battuta a livello locale, considerando la stabilità delle singole aste, compresse o pressoinflesse ipotizzate “a nodi fissi”.

8.2 S.L.U. RESISTENZA E STABILITÀ LOCALE

Si riassumono di seguito le linee generali delle verifiche svolte nell’ambito della pura resistenza sezionale degli elementi monodimensionali.

La stabilità degli elementi compressi/pressoinflessi viene affrontata in prima battuta a livello locale, assumendo le singole aste inserite in una struttura a nodi fissi.

Classificazione

La tabella seguente riporta la classificazione degli elementi, effettuata con riferimento ad una condizione di uniforme compressione della membratura (caso più restrittivo) con riferimento a quanto contenuto in EN 1993-1-1 cap. 5.6 (tab. 5.2).

Profili	$d/(t \cdot \epsilon^2) \leq 50$	Classe
$\varnothing=323.9\text{mm}$ t=16mm	20.24	1
$\varnothing=219.1\text{mm}$ t=8mm	27.39	1
$\varnothing=139.7\text{mm}$ t=8mm	17.46	1
$\varnothing=114.3\text{mm}$ t=8mm	14.29	1

Verifica per tensioni normali

Tutti gli elementi componenti la tralicciatura sono classificati in classe 1 secondo EN 1993-1-1 (Table 5.2).

$$\frac{d}{t} \leq 50\epsilon^2 = 33.1 \quad \text{con } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.814$$

Il rapporto di sfruttamento per tensioni normali è dato pertanto dalla seguente relazione:

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

Per quanto riguarda gli effetti dell’instabilità delle membrature compresse e pressoinflesse, in prima battuta la verifica viene effettuata valutando la snellezza sulla base della lunghezza delle singole membrature elementari. I fenomeni connessi all’instabilità globale, quando rilevante, vengono conteggiati a valle di questa analisi.

Gli elementi soggetti ad azione di compressione vengono verificati considerando la seguente disequazione:

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_{yk}} + \frac{M_{y,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT,i} \cdot f_{yk} \cdot W_{p,y} \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{z,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT,i} \cdot f_{yk} \cdot W_{p,z} \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1$$

I coefficienti di utilizzo valutati con riferimento alle disequazioni sopra citate per elemento tesi o compressi verranno valutati considerando le massime sollecitazioni di involuppo agenti sugli elementi finiti e pertanto non necessariamente concomitanti. Tale modo di procedere risulta ad ogni modo conservativo.

Verifica per le sollecitazioni taglianti

La verifica a taglio S.L.U. viene effettuata confrontando il taglio agente con il taglio plastico resistente, secondo i criteri contenuti in EN 1993-1-1, 6.2.6.

Il taglio plastico resistente viene valutato mediante:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

In cui si pone, per sezioni tubolari:

$$A_v = \frac{2 \cdot A}{\pi}$$

La verifica è condotta controllando il soddisfacimento della seguente disequazione:

$$\frac{V_{y,Ed}}{V_{y,c,Rd}} + \frac{V_{z,Ed}}{V_{z,c,Rd}} \leq 1$$

Interazione flessione/taglio

L'interazione flessione/taglio verrà affrontata solamente nel caso ove $0.5 V_{pl,Rd} < V_{Ed}$, penalizzando opportunamente la resistenza flessionale.

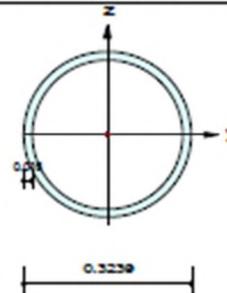
CH K	MEM COM	SEC SHR	SE L	Section		LC B	Len	Ly	Ky	Bmy	N,Ed	My,Ed	My,Ed	Mz,E	Vy,Ed	Vz,Ed	T,Ed	Def
				Material	Fy		Lb	Lz	Kz	Bmz	N,Rd	Mb,R	My,R	Mz,R	Vy,Rd	Vz,Rd	T,Rd	Defa
OK	87	1	□	CHS323.9X16		3	0.7000	0.7000	1.000	0.850	1687.9	-54.45	-54.45	298.86	-515.1	87.873	47.443	0.0221
	0.963	0.288		S355	35500		0.7000	0.7000	1.000	0.850	5494.2	0.0000	538.96	538.96	1813.6	1813.6	465.47	0.0280
OK	57	2	□	CHS219.1X8		5	4.6633	4.6633	1.000	1.000	-393.8	3.1430	3.1430	-13.94	4.4388	-1.615	1.8516	-0.000
	0.405	0.017		S355	35500		4.6633	4.6633	1.000	1.000	1479.9	0.0000	126.62	126.62	687.01	687.01	110.74	0.0190
OK	47	5	□	CHS-CF 139.7X8		3	0.6000	0.6000	1.000	1.000	-3.484	18.907	18.907	-20.19	-66.29	61.286	0.8475	0.0000
	0.796	0.156		S355	35500		0.6000	0.6000	1.000	1.000	1175.0	0.0000	49.320	49.320	424.05	424.05	42.270	0.0024
OK	7	6	□	CHS-CF 114.3X8		3	2.5709	2.5709	1.000	1.000	-493.4	2.0927	2.0927	-1.661	-0.482	1.4441	0.7816	0.0006
	0.846	0.029		S355	35500		2.5709	2.5709	1.000	1.000	700.58	0.0000	32.151	32.151	339.07	339.07	27.219	0.0111

midas Gen **Steel Checking Result**

	Company		Project Title	
	Author		File Name	

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, m
 Member No 87
 Material S355 (No:1)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name CHS323.9X16 (No:1)
 (Rolled : CHS323.9X16).
 Member Length : 0.70000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 1687.99 (LCB: 3, POS:J)
 Bending Moments My = -54.459, Mz = 298.867
 End Moments Myi = 7.05239, Myj = -54.459 (for Lb)
 Myi = 7.05239, Myj = -54.459 (for Ly)
 Mzi = -61.703, Mzj = 298.867 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = -522.64 (LCB: 12, POS:1/2)
 Fzz = 87.8732 (LCB: 3, POS:1/2)

Outer Dia.	0.32390	Wall Thick	0.01600
Area	0.01548	Asz	0.00774
Cyle	0.02376	Ozb	0.02376
Iyy	0.00018	Izz	0.00018
Ybar	0.16195	Zbar	0.16195
Wely	0.00114	Wetl	0.00114
ry	0.10901	rZ	0.10901

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 0.70000, Lz = 0.70000, Lb = 0.70000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
 $KL/r = 50.7 < 200.0$ (Memb:16, LCB: 14)..... O.K
 Axial Resistance
 $N_{Ed}/N_{Rd} = 1687.99/5494.24 = 0.307 < 1.000$ O.K
 Bending Resistance
 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 54.459/538.962 = 0.101 < 1.000$ O.K
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 298.867/538.962 = 0.555 < 1.000$ O.K
 Combined Resistance
 $RNRd = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny_Rd}, M_{Edz}/M_{nz_Rd}]$
 $R_{max1} = (M_{Edy}/M_{ny_Rd})^{\text{Alpha}} + (M_{Edz}/M_{nz_Rd})^{\text{Beta}}$
 $R_{com} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M0}), R_{bend} = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$
 $R_{max} = \text{MAX}[RNRd, R_{max1}, (R_{com} + R_{bend})] = 0.963 < 1.000$ O.K
 Torsion Strength
 $T_{Ed}/T_{Rd} = 47.443/465.476 = 0.102 < 1.000$ O.K
 Shear Resistance
 $V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.288 < 1.000$ O.K
 $V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.048 < 1.000$ O.K

5. Deflection Checking Results

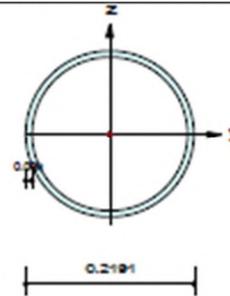
$L/150.0 = 0.0280 > 0.0222$ (Memb:88, LCB: 17, Dir-X)..... O.K

midas Gen **Steel Checking Result**

MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, m
 Member No 57
 Material S355 (No:1)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name CHS219.1X8 (No:2)
 (Rolled : CHS219.1X8).
 Member Length : 4.66330



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -393.86 (LCB: 5, POS:J)
 Bending Moments My = 3.14309, Mz = -13.945
 End Moments Myi = -1.5057, Myj = 3.14309 (for Lb)
 Myi = -1.5057, Myj = 3.14309 (for Ly)
 Mzi = 6.75440, Mzj = -13.945 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 5.88262 (LCB: 3, POS:1/2)
 Fzz = -3.7736 (LCB: 28, POS:J)

Outer Dia.	0.21910	Wall Thick	0.00800
Area	0.00531	Asz	0.00265
CyIc	0.01116	CzIc	0.01116
Iyy	0.00003	Izz	0.00003
Ybar	0.10955	Zbar	0.10955
Wely	0.00027	Welz	0.00027
ry	0.07469	rz	0.07469

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 4.66330, Lz = 4.66330, Lb = 4.66330
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
 $KL/r = 70.0 < 200.0$ (Membr:32, LCB: 2)..... O.K

Axial Resistance
 $N_{Ed}/MIN[Nc_{Rd}, Nb_{Rd}] = 393.86/1479.96 = 0.266 < 1.000$ O.K

Bending Resistance
 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 3.143/126.620 = 0.025 < 1.000$ O.K
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 13.945/126.620 = 0.110 < 1.000$ O.K

Combined Resistance
 $RNRd = MAX[M_{Edy}/M_{ny_Rd}, M_{Edz}/M_{nz_Rd}]$
 $R_{max1} = (M_{Edy}/M_{ny_Rd})^{Alpha} + (M_{Edz}/M_{nz_Rd})^{Beta}$
 $R_{com} = N_{Ed}/(A*fy/Gamma_{M0}), R_{bend} = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$
 $R_{c_LT1} = N_{Ed}/(X_{iy}*A*fy/Gamma_{M1})$
 $R_{b_LT1} = (k_{yy}*M_{Edy})/(X_{i_LT}*W_{ply}*fy/Gamma_{M1}) + (k_{yz}*M_{Edz})/(W_{plz}*fy/Gamma_{M1})$
 $R_{c_LT2} = N_{Ed}/(X_{iz}*A*fy/Gamma_{M1})$
 $R_{b_LT2} = (K_{zy}*M_{Edy})/(X_{i_LT}*W_{ply}*fy/Gamma_{M1}) + (K_{zz}*M_{Edz})/(W_{plz}*fy/Gamma_{M1})$
 $R_{max} = MAX[RNRd, R_{max1}, (R_{com}+R_{bend}), MAX(R_{c_LT1}+R_{b_LT1}, R_{c_LT2}+R_{b_LT2})] = 0.405 < 1.000$.. O.K

Torsion Strength
 $T_{Ed}/T_{Rd} = 1.852/110.745 = 0.017 < 1.000$ O.K

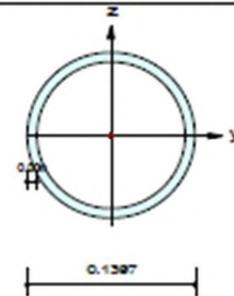
Shear Resistance
 $V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.009 < 1.000$ O.K
 $V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.006 < 1.000$ O.K

midas Gen **Steel Checking Result**

MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, m
 Member No 47
 Material S355 (No:1)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name CHS-CF 139.7X8 (No:5)
 (Rolled : CHS-CF 139.7X8).
 Member Length : 0.60000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -3.4848 (LCB: 3, POS:I)
 Bending Moments My = 18.9076, Mz = -20.190
 End Moments Myi = 18.9076, Myj = -17.796 (for Lb)
 Myi = 18.9076, Myj = -17.796 (for Ly)
 Mzi = -20.190, Mzj = 19.5883 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = -66.297 (LCB: 3, POS:1/2)
 Fzz = 63.1140 (LCB: 12, POS:I)

Outer Dia.	0.13970	Wall Thick	0.00800
Area	0.00331	Asz	0.00165
Oyle	0.00435	Ozlb	0.00435
Iyy	0.00001	Izz	0.00001
Ybar	0.06985	Zbar	0.06985
Wely	0.00010	Welz	0.00010
ry	0.04665	rz	0.04665

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 0.60000, Lz = 0.60000, Lb = 0.60000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
 $KL/r = 12.9 < 200.0$ (Memb:47, LCB: 3)..... O.K

Axial Resistance
 $N_{Ed}/MIN[Nc_{Rd}, Nb_{Rd}] = 3.48/1175.04 = 0.003 < 1.000$ O.K

Bending Resistance
 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 18.9076/49.3201 = 0.383 < 1.000$ O.K
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 20.1898/49.3201 = 0.409 < 1.000$ O.K

Combined Resistance
 $RNRd = MAX[M_{Edy}/Mny_{Rd}, M_{Edz}/Mnz_{Rd}]$
 $Rmax1 = (M_{Edy}/Mny_{Rd})^{Alpha} + (M_{Edz}/Mnz_{Rd})^{Beta}$
 $Rcom = N_{Ed}/(A*fy/Gamma_{M0}), Rbend = M_{Edy}/My_{Rd} + M_{Edz}/Mz_{Rd}$
 $Rc_{LT1} = N_{Ed}/(Xiy*A*fy/Gamma_{M1})$
 $Rb_{LT1} = (kyy*M_{Edy})/(Xi_{LT}*Wply*fy/Gamma_{M1}) + (kyz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_{M1})$
 $Rc_{LT2} = N_{Ed}/(Xiz*A*fy/Gamma_{M1})$
 $Rb_{LT2} = (Kzy*M_{Edy})/(Xi_{LT}*Wply*fy/Gamma_{M1}) + (Kzz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_{M1})$
 $Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend), MAX(Rc_{LT1}-Rb_{LT1}, Rc_{LT2}-Rb_{LT2})] = 0.796 < 1.000$.. O.K

Torsion Strength
 $T_{Ed}/T_{Rd} = 0.8475/42.2706 = 0.020 < 1.000$ O.K

Shear Resistance
 $V_{Edy}/Vy_{Rd} = 0.156 < 1.000$ O.K
 $V_{Edz}/Vz_{Rd} = 0.149 < 1.000$ O.K

5. Deflection Checking Results

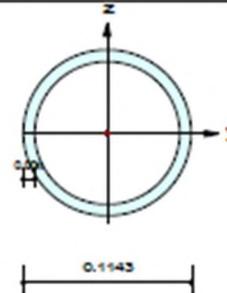
$L/250.0 = 0.0024 > 0.0001$ (Memb:47, LCB: 15, POS: 0.1m, Dir-Z)..... O.K

midas Gen Steel Checking Result

MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, m
 Member No 7
 Material S355 (No:1)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name CHS-CF 114.3X8 (No:6)
 (Rolled : CHS-CF 114.3X8).
 Member Length : 2.57099



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -493.47 (LCB: 3, POS:I)
 Bending Moments My = 2.09278, Mz = -1.6610
 End Moments Myi = 2.09278, Myj = -1.3830 (for Lb)
 Myi = 2.09278, Myj = -1.3830 (for Ly)
 Mzi = -1.6610, Mzj = -0.4200 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = -0.6596 (LCB: 5, POS:1/2)
 Fzz = 1.50448 (LCB: 12, POS:I)

Outer Dia.	0.11430	Wall Thick	0.00800
Area	0.00267	Azz	0.00134
Oyb	0.00284	Ozb	0.00284
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.05715	Zbar	0.05715
Wely	0.00007	Welz	0.00007
ry	0.03769	rz	0.03769

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 2.57099, Lz = 2.57099, Lb = 2.57099
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
 $KL/r = 119.8 < 200.0$ (Memb:197, LCB: 14)..... O.K

Axial Resistance
 $N_{Ed}/MIN[Nc_{Rd}, Nb_{Rd}] = 493.473/700.581 = 0.704 < 1.000$ O.K

Bending Resistance
 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 2.0928/32.1517 = 0.065 < 1.000$ O.K
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 1.6610/32.1517 = 0.052 < 1.000$ O.K

Combined Resistance
 $RNRd = MAX[M_{Edy}/M_{ny_{Rd}}, M_{Edz}/M_{nz_{Rd}}]$
 $R_{max1} = (M_{Edy}/M_{ny_{Rd}})^{\alpha} + (M_{Edz}/M_{nz_{Rd}})^{\beta}$
 $R_{com} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), R_{bend} = M_{Edy}/M_{y_{Rd}} + M_{Edz}/M_{z_{Rd}}$
 $R_{c_LT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{b_LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{c_LT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{b_LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{max} = MAX[RNRd, R_{max1}, (R_{com} + R_{bend}), MAX(R_{c_LT1} - R_{b_LT1}, R_{c_LT2} - R_{b_LT2})] = 0.846 < 1.000$.. O.K

Torsion Strength
 $T_{Ed}/T_{Rd} = 0.7816/27.2197 = 0.029 < 1.000$ O.K

Shear Resistance
 $V_{Edy}/V_{y_{Rd}} = 0.002 < 1.000$ O.K
 $V_{Edz}/V_{z_{Rd}} = 0.004 < 1.000$ O.K

9 PLINTO E PALI DI FONDAZIONE

Nel presente capitolo si riportano i calcoli di verifica del plinto di fondazione e dei pali.

9.1 DESCRIZIONE E IPOTESI DI CALCOLO

Il plinto in esame, la cui geometria è rappresentata nella figura seguente, si ipotizza cautelativamente fondato su sei pali trivellati o elica di diametro $\varnothing=1000$ mm ad interasse $i=3.4$ m (per maggiori dettagli si rimanda alla relazione geotecnica dedicata).

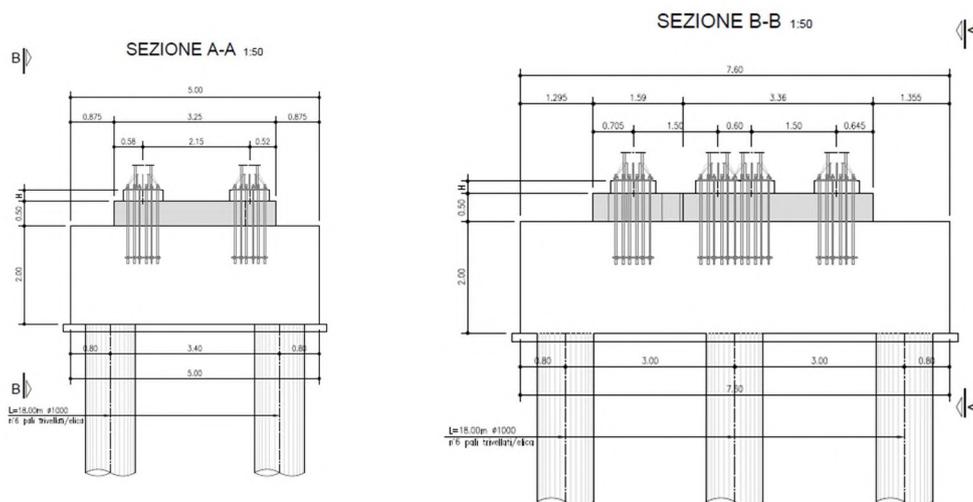


Figura 9-1 - Sezioni del plinto di fondazione

La verifica delle strutture di fondazione è stata eseguita prendendo in considerazione le sollecitazioni agli stati limite ultimi ed agli stati limite di esercizio, nella combinazione caratteristica. A partire dalle azioni agenti nel baricentro della fondazione alla quota di imposta della stessa, per il dettaglio delle quali si rimanda al capitolo dedicato, si sono determinate le sollecitazioni gravanti sui pali di fondazione e, nel seguito, se ne esplicitano le verifiche. Per il dettaglio delle analisi condotte sui pali, per la determinazione delle sollecitazioni di verifica, si rimanda al capitolo dedicato.

Le verifiche strutturali della suola di fondazione, invece, si sono effettuate nell'ipotesi di struttura "tozza", individuando un meccanismo resistente a "tirante-puntone".

9.1.1 Verifica dei pali di fondazione

Si rimanda alla relazione geotecnica dedicata per la verifica dei pali, sia sotto l'aspetto meramente geotecnico, sia per quanto concerne le verifiche strutturali.

9.1.2 Verifica del plinto di fondazione

Per la verifica del plinto di fondazione, solidale col sistema di fondazioni profonde costituito dai tre pali trivellato o elica $\varnothing=1.00$ m, si identifica un meccanismo resistente del tipo "tirante-puntone".

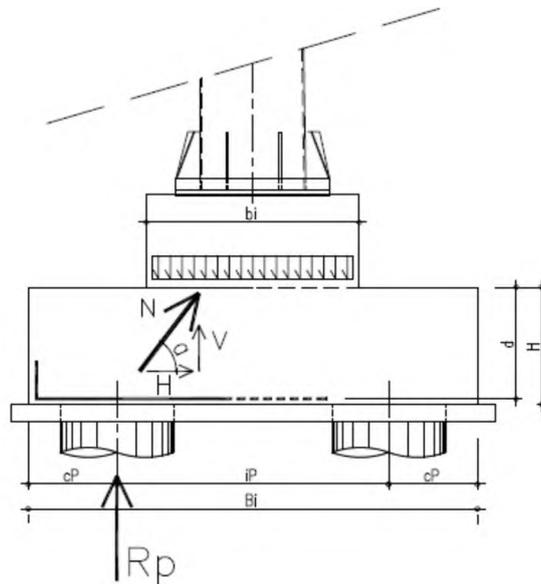


Figura 9-2 - Meccanismo resistente a Tirante-puntone

Si assumono le seguenti ipotesi:

- R_p massima azione assiale nel palo, derivante dall'analisi di interazione suolo-struttura
- N massima azione di compressione agente sul puntone
- V componente verticale della risultante di compressione
- H componente orizzontale della risultante di compressione
- α inclinazione di " N "

La risultante " N " si assume agente tra il baricentro del palo, alla quota dell'armatura inferiore nel plinto e il baricentro del quarto di sezione resistente alla quota H .

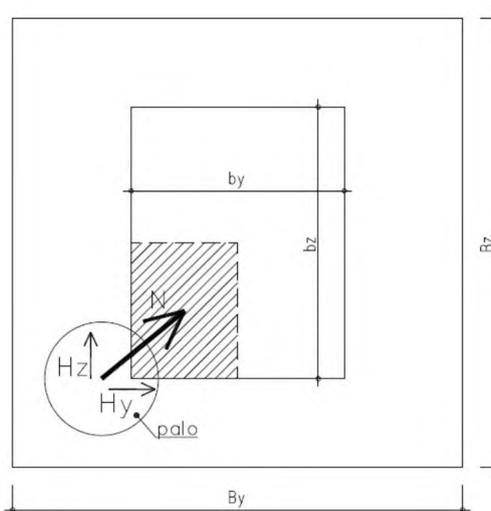


Figura 9-3 - Individuazione qualitativa in pianta del puntone

Le grandezze in gioco sono le seguenti:

- $R_p = 1490 \text{ kN}$
- $B_y = 5.00 \text{ m}$
- $B_z = 7.6 \text{ m}$
- $b_y = 3.25 \text{ m}$
- $b_z = 4.95 \text{ m}$
- $c_p = 0.80 \text{ m}$
- $i_p = 3.40 \text{ m}$
- $H = 2.00 \text{ m}$
- $d = 1.95 \text{ m}$

La distanza in pianta tra il baricentro del palo e il baricentro dell'area resistente alla quota H, è pari a circa $(1.7625^2 + 0.8875^2)^{0.5} = 1.97 \text{ m}$ considerando la configurazione del palo più gravosa.

L'angolo di inclinazione del puntone compresso è quindi:

$$\text{Tang}(a) = 1.95/1.97 = 0.990$$

$$a = 44.71^\circ \text{ circa}$$

Ne discende che la componente orizzontale e la risultante dell'azione sul puntone hanno valore:

$$H = R_p / \text{Tang}(a) = 1490 / 0.990 = 1505 \text{ kN}$$

$$N = R_p / \sin(a) = 1490 / 0.704 = 2116 \text{ kN}$$

La minima armatura resistente da prevedersi ad intradosso del plinto, per una larghezza "significativa" assunta pari ad un metro a cavallo dell'asse palo, nelle due direzioni ortogonali, è pari a:

$$A_{SY-\text{min}} = \left(H \times \frac{1.7625}{1.97} \right) / \left(\frac{450}{1.15} \right) = 3441 \text{ m}^2$$

$$A_{SZ-\text{min}} = \left(H \times \frac{0.8875}{1.97} \right) / \left(\frac{450}{1.15} \right) = 1733 \text{ m}^2$$

Si utilizzano armature F 24/20 in fondazione; ne discende un numero minimo di:

$$n_{Y_BARRE-\text{MIN}} = 3441 / 452 = 7.61/\text{m}$$

$$n_{Z_BARRE-\text{MIN}} = 1733 / 452 = 3.83/\text{m}$$

La massima azione resistente di compressione sul puntone è pari a:

$$P_{C,Rd} = 0.2 \times d \times b \times f_{cd} \times \sin \alpha$$

$$P_{C,Rd} = 0.2 \times 1.95 \times 1 \times 16462 \times 0.704 = 4520 \text{ kN}$$

La verifica è abbondantemente soddisfatta.

9.2 VERIFICA GEOTECNICA DELLE FONDAZIONI

Si rimanda alla relazione di calcolo geotecnica dedicata.

10 VALIDAZIONE DEI RISULTATI DEL CALCOLO

Taglio massimo alla base per effetto del vento.

q_w 1.62 kN/m²

Trave

$A = 22.575 \text{ m} \times 4.20 \text{ m} =$ 94.815 m²

Montante

$A = 5.7 \text{ m} \times 2.15 \text{ m} =$ 12.255 m²

$V, \text{ SLE-Rara} = 1.62 \text{ kN/m}^2 \times (94.815 + 12.255) \text{ m}^2 =$ 173.45 kN

V (automatico – v. §7.6.1) 178.6 kN