

AUTOSTRADA A10 GENOVA – VENTIMIGLIA  
DA Progr. 10+025.50 A Progr. 10+605.800

# PIANO DI RISANAMENTO ACUSTICO AI SENSI DELLA LEGGE QUADRO N° 447/95

## PROGETTO ESECUTIVO

## PARTE STRADALE



## OPERE COMPLEMENTARI – SEGNALETICA

## PANNELLO A MESSAGGIO VARIABILE CARR. EST

## RELAZIONE DI CALCOLO

<p><b>IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE SPECIALISTICA</b></p> <p>Ing. Marco Pietro D'Angelantonio Ord. Ingg. Milano N.20155</p> <p><b>RESPONSABILE UFFICIO APE</b></p>	<p><b>IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE</b></p> <p>Ing. Danilo D'Alessandro Ord. Ingg. L'Aquila N. 1503</p> <p><b>CAPO PROGETTO</b></p>	<p><b>IL DIRETTORE TECNICO</b></p> <p>Ing. Massimiliano Giacobbi Ord. Ingg. Milano N. 20746</p> <p><b>RESPONSABILE DMSIONE ESERCIZIO E NUOVE ATTIVITA'</b></p>
--	---	--

WBS	RIFERIMENTO ELABORATO										DATA:		REVISIONE	
—	DIRETTORIO					FILE					SETTEMBRE 2016		n.	data
	codice		commessa		N.Prog.	unita'	ufficio	n. progressivo		Rev.				
—	1	1	1	0	0	2	0	2	—	—	A P E 0 0 6 0		—	—

 		ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI :	
		ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI :	
	CONSULENZA A CURA DI :		

	<p>VISTO DEL COMMITTENTE</p> <p><b>autostrade //</b> per l'italia</p> <p>RUP: Ing. Piero Indelli</p>	<p>VISTO DEL CONCEDENTE</p> <p></p> <p><b>Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti</b>  <small>DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE          SEZIONE PER I SERVIZI AUTOSTRADALI</small></p>
--	--	---

## INDICE

<b>1 INTRODUZIONE.....</b>	<b>3</b>
1.1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA.....	3
<b>2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>6</b>
2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	6
2.2 ELABORATI DI RIFERIMENTO.....	6
2.3 BIBLIOGRAFIA .....	6
2.4 SOFTWARE DI CALCOLO .....	7
<b>3 MATERIALI .....</b>	<b>7</b>
<b>4 ANALISI DEI CARICHI.....</b>	<b>8</b>
4.1 AZIONI SULLA STRUTTURA PMV .....	8
4.2 CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI G1 .....	8
4.3 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI G2.....	8
4.4 AZIONE DEL VENTO SULLA BARRIERA FOA .....	8
4.4.1 <i>Pressione del vento</i> .....	8
4.5 AZIONE SISMICA .....	10
<b>5 MODELLO DI CALCOLO E SOLLECITAZIONI.....</b>	<b>13</b>
<b>6 VERIFICHE DELLE STRUTTURE IN ELEVAZIONE.....</b>	<b>16</b>
6.1 COMBINAZIONI DI PROGETTO .....	16
6.1.1 <i>Combinazioni per gli S.L.U. - STR</i> .....	16
6.1.2 <i>Combinazioni per gli S.L.U. - GEO</i> .....	17
6.1.3 <i>Combinazioni per gli S.L.U. – SISMICI (SLV)</i> .....	17
6.1.4 <i>Combinazioni per gli S.L.E</i> .....	18
6.2 VERIFICA DI RESISTENZA E STABILITÀ DEI MONTANTI DELLE BARRIERE FOA .....	18
6.3 VERIFICHE DI RESISTENZA DELLA PIASTRA DI BASE .....	21
6.4 DIMENSIONAMENTO DELLE ROSETTE DI CONTATTO .....	24
<b>7 VERIFICHE DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE.....</b>	<b>25</b>
7.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE.....	25
7.2 VERIFICHE DI SICUREZZA STATICHE .....	27
7.2.1 <i>Stati limite ultimi (SLU)</i> .....	27
7.2.2 <i>Stati limite di esercizio (SLE)</i> .....	27
7.3 VERIFICHE DI SICUREZZA IN CAMPO SISMICO .....	27
7.3.1 <i>Stati limite ultimi (SLU)</i> .....	27
7.3.2 <i>Stati limite di esercizio (SLE)</i> .....	28
7.4 CRITERI DI VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DEI MICROPALI .....	28
7.5 STIMA DELLA RESISTENZA DEI MICROPALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI.....	30
7.6 DETERMINAZIONE DEL MODULO DI REAZIONE ORIZZONTALE KH .....	30

7.7 VERIFICA DEI MICROPALI DI FONDAZIONE .....	32
7.7.1 Verifiche di resistenza dei micropali .....	32
7.7.2 Portanza dei micropali.....	33
7.7.3 verifiche per sle e sld .....	35
7.8 VERIFICA DEL PLINTO DI FONDAZIONE .....	36
7.8.1 Verifica di resistenza a presso-flessione.....	37
7.8.2 Verifica di resistenza a taglio.....	39

**Allegato: Relazione di Calcolo Struttura Portale PMV a bandiera da 14.40m**

## 1 INTRODUZIONE

Nel presente elaborato sono riportati i calcoli statici relativi agli elementi di fondazione della struttura di supporto per pannelli a messaggio variabile (P.M.V.) tipo "itinere" con sbraccio pari a 14.40 m, inserita nell'ambito del Progetto Esecutivo per la realizzazione della Galleria Fonica di Prà Palmaro sulla A10-Genova-Savona. Inoltre, considerando che tale opera è disposta planimetricamente tra la barriera fonica FOA01 ed il TRATTO C "BI-FALDA" della copertura fonica (imbocco lato Genova), la fondazione della struttura PMV deve ospitare un tratto di barriera fonica di altezza pari a 9,50 m, con sviluppo planimetrico a C (ovvero la barriera è disposta lateralmente e dietro alla struttura PMV stessa), per una lunghezza totale di  $3.6 \text{ m} + 4.0 \text{ m} + 3.6 \text{ m} = 11.2 \text{ m}$ . Nel presente elaborato saranno, quindi, riportate anche le verifiche di resistenza delle sezioni in acciaio a sostegno della barriera fonica.

Il calcolo della struttura in acciaio di supporto per pannelli a messaggio variabile (P.M.V.) non è oggetto della presente relazione. Unicamente per il dettaglio del calcolo strutturale della carpenteria metallica di tale opera si faccia riferimento all'elaborato [7].

### 1.1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Nel seguito si riporta una breve descrizione della struttura in acciaio costituente il supporto per pannelli a messaggio variabile (P.M.V.).

L'opera è configurata come un semplice portale a mensola aggettante sul piano stradale. La luce della mensola, valutata rispetto al filo interno del montante, è pari a 14.40 m. Il montante verticale presenta un'altezza complessiva di circa 8.50 m, e la parte in aggetto è alloggiata a quota tale da garantire un franco netto sul piano stradale di 5.50 m. La mensola è predisposta per l'installazione dei seguenti elementi di segnalazione:

- pannello alfanumerico a messaggio variabile;
- pannello a pittogramma;
- impianto semaforico;
- strumentazioni di rilevamento.

Sul retro dei pannelli è previsto un camminamento protetto, in grado di consentire le operazioni di ordinaria manutenzione. Per tutti gli elementi costituenti il manufatto è previsto il trattamento di zincatura a caldo.

Il montante verticale è formato da due corpi con sezione scatolare, collegati da una tralicciatura di aste di parete realizzate con tubolari pieni. I corpi scatolari sono formati da un guscio metallico chiuso, dello spessore di 10 mm, che perimetra un sistema di colonne metalliche realizzato con profili quadri  $220 \times 220 \times 10$ . Lo scatolare disposto lato carreggiata è corredato di 4 colonne, mentre lo scatolare posteriore alloggia 2 colonne. La lamiera che compone il guscio viene irrigidita mediante inserti orizzontali metallici, disposti ad interasse sulla verticale pari a quello della tralicciatura di composizione delle due aste principali, ovvero pari a 1.0 m.

Entrambi i corpi scatolari sono saldati su piastre metalliche di base dello spessore di 20 mm, nelle quali sono disposti i fori per gli ancoraggi in fondazione, realizzati mediante tirafondi M27. L'ingombro complessivo in pianta del montante è pari a  $2 \text{ m} \times 1.3 \text{ m}$ . Nello spazio compreso tra lo scatolare anteriore e quello posteriore è alloggiata la scala di accesso al piano della traversa.

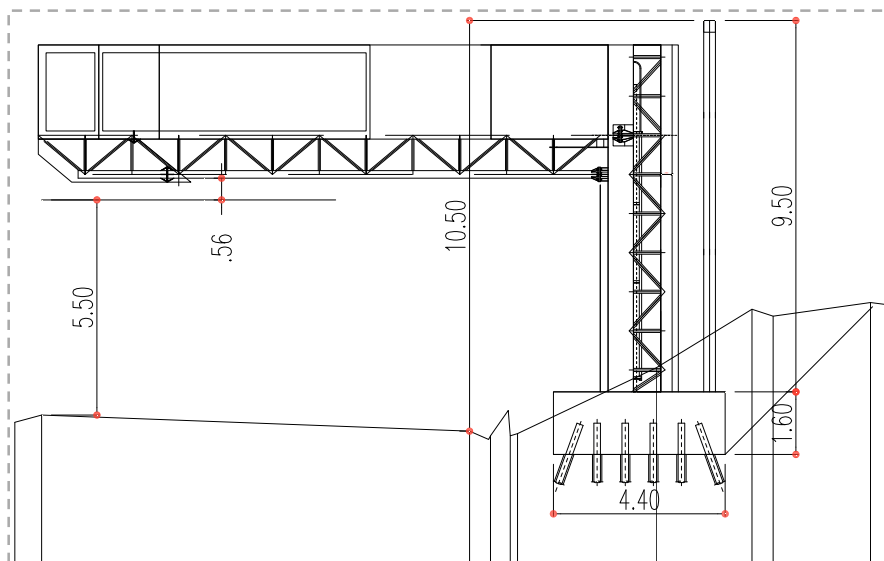


Figura 1.1– Sezione trasversale

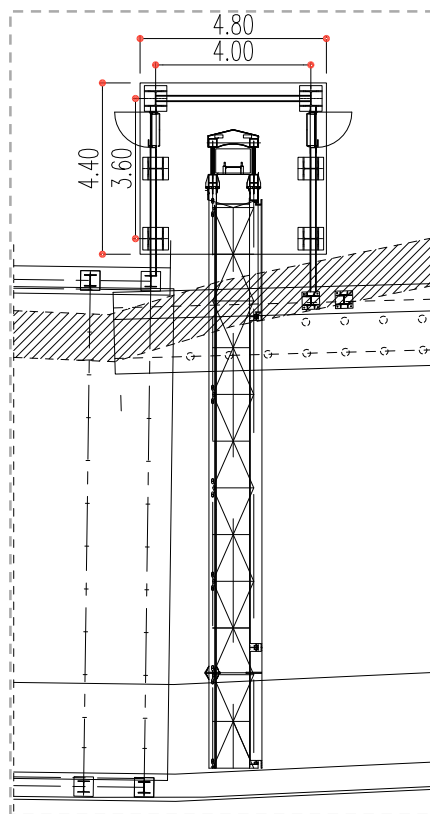


Figura 1.2 – Vista in pianta

La mensola è formata da un'asta reticolare spaziale, con correnti principali realizzati con tre tubolari cavi, disposti a formare una sezione trasversale triangolare. Sui due lati inclinati del triangolo sono presenti aste di parete tubolari, e sul lato orizzontale è disposta una lamiera piena dello spessore di 10 mm, che alloggia il piano di calpestio. Tale lamiera è nervata con piatti dello spessore di 15 mm, poste ad interasse di 1 m.

L'ancoraggio tra mensola e montante verticale è realizzato in corrispondenza dei correnti della mensola stessa mediante unioni flangiate.

La fondazione della struttura in acciaio è costituita da un plinto in cls di dimensioni pari a 4.8 m x 4.4 m ed altezza costante pari a 1.6 m, in testa a n.32 micropali in acciaio con sezione pari a 168.3 mm e spessore di 12.5 mm con lunghezza complessiva di 12.m. I micropali disposti sulle file esterne, tranne i quattro di spigolo, sono inclinati sulla verticale di 20°, mentre i restanti micropali sono ad asse verticale.

Come accennato in precedenza, il plinto di fondazione sostiene oltre alla struttura di supporto per PMV anche una tratto di barriera fonica con sviluppo in pianta a C, sorretto da sei montanti verticali con sezione doppio T HEB 400. La fondazione dei montanti è costituita da una piastra in acciaio nervata, di spessore pari a 40 mm, nella quale si agganciano 14 tirafondi M24.

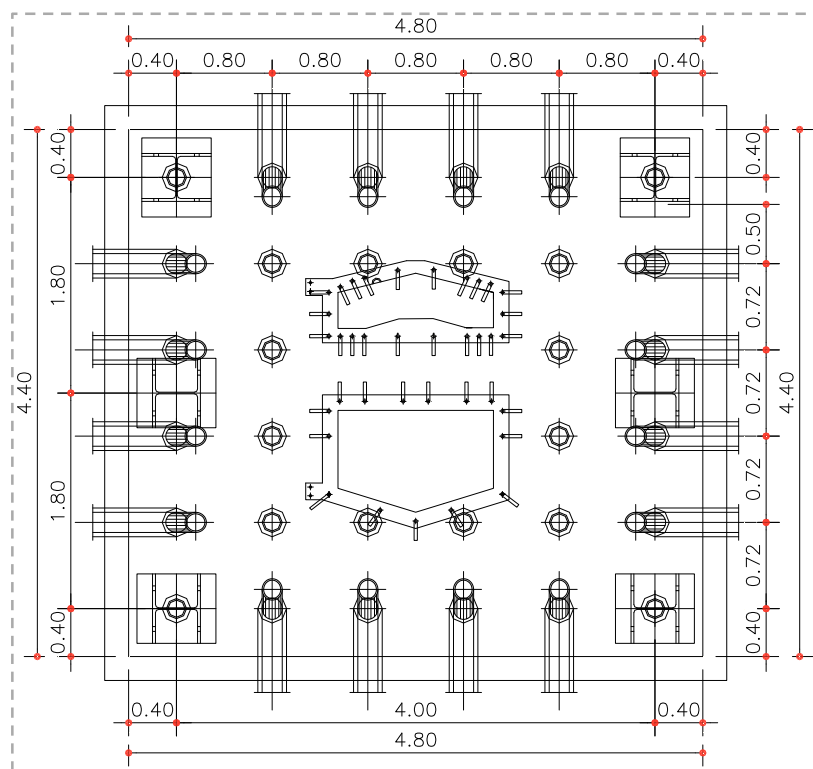


Figura 1.3 1 – Pianta del plinto di fondazione

## 2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### 2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- [1] Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: "Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario n.30.
- [2] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- [3] Eurocodice 3

### 2.2 ELABORATI DI RIFERIMENTO

#### Elaborati geotecnici

- [1] Relazione Geotecnica - APE 0001
- [2] Planimetria e profilo geotecnico in carreggiata est - APE 0002
- [3] Planimetria e profilo geotecnico in carreggiata ovest - APE 0003
- [4] Sezioni geotecniche - Tavola 1/2 - APE 0004
- [5] Sezioni geotecniche - Tavola 2/2 - APE 0005

#### Elaborati geologici

- [6] Relazione Geologica - GEO 0001

#### Elaborati strutturali

- [7] PMV a bandiera da 14.40m - Relazione di calcolo

---

#### Elaborati di progetto

- [8] PANNELLO A MESSAGGIO VARIABILE CARR. OVEST - STR 0074

### 2.3 BIBLIOGRAFIA

- [1] Bustamante M. et Doix B., "Une méthode pour le calcul des tirants et des *micropieux injectés*", Bulletin Liaison LCPC, Nov. - Dec. 1985.
- [2] Caquot A., Kerisel J. [1948] "Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundations" Gautiers-Villars, Paris.
- [3] Lancellotta R. (2007), "Lower Bound approach for seismic passive earth resistance", Geotechnique, Technical Note, 57, 1-3.
- [4] Mueller-Breslau (1906), "Erddruck an Stützmannern" Kroener.
- [5] Mononobe N. (1929) "Earthquake-proof construction of masonry dams", Proc. of World Engineering Conference, vol.9, p.275.
- [6] NAVFAC (1982), "Foundations and earth Structures. Design manual 7.2". Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command.

- [7] Seed, H.B. and Whitman, R.V. (1970). Design of earth retaining structures for dynamic loads. *Proceedings*, ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures. 103-147.
- [8] Taylor, D.W. (1948). *Fundamental of soil mechanics*. John Wiley, New York

## 2.4 SOFTWARE DI CALCOLO

- [1] SAP2000 - CSI
- [2] Ministero LLPP-Foglio elettronico “*Spettri-NTC ver. 1.0.3.xls*” (<http://www.cslp.it>)

## 3 MATERIALI

I materiali che costituiscono le opere di sostegno sono i seguenti:

Calcestruzzo per cordoli, elevazioni e fondazioni:

- Caratteristica di resistenza minima C28/35
- Classe di esposizione XC2
- Eventuali additivi secondo NTA

Malta e/o miscela cementizia per micropali:

- Caratteristica di resistenza minima C25/30
- Classe di esposizione XC2
- Eventuali additivi secondo NTA

Acciaio per armature ordinarie:

- Barre nervate tipo B450C  
fyk > 450 Mpa  
ftk > 540 Mpa

Acciaio in profili a sezione cava (per micropali):

- Tipo EN 10210-1 S355 J0H+N

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo saldati:

- Tipo EN 10025-2 S355 J2+N - per spessori nominali  $t \leq 40\text{mm}$
- Tipo EN 10025-2 S355 K2+N - per spessori nominali  $t > 40\text{ mm}$

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo non saldati:

- Tipo EN 10025-2 S355 J0+N

## 4 ANALISI DEI CARICHI

### 4.1 AZIONI SULLA STRUTTURA PMV

L'analisi dei carichi relativa alla struttura in acciaio a sostegno dei PMV è definita nell'elaborato di riferimento [7] (vedi capitolo 2). Nella presente relazione sono utilizzate le reazioni alla base della struttura agenti sulla fondazione, e riportate in dettaglio nel seguente paragrafo 5.

### 4.2 CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI G1

Il peso dei profili HEB 400 della barriera FOA è conteggiato automaticamente dal programma con riferimento ad un peso specifico convenzionale di 78,50 kN/m<sup>3</sup>. Per la valutazione del peso complessivo si è fatto riferimento alle sezioni nette dei vari elementi strutturali, aggiungendo i contributi di vestizione valutati forfettariamente pari al 10%.

Per la fondazione in c.a. si è fatto riferimento ad un peso specifico convenzionale di 25,00kN/m<sup>3</sup>.

Il peso dei profili micropali in acciaio è conteggiato automaticamente dal programma con riferimento ad un peso specifico convenzionale di 78,50 kN/m<sup>3</sup>.

### 4.3 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI G2

I pannelli della barriera fono assorbente hanno un peso pari a 0,50 kN/m<sup>2</sup>.

### 4.4 AZIONE DEL VENTO SULLA BARRIERA FOA

Ai fini della determinazione delle azioni accidentali sono stati considerati gli effetti derivanti dall' azione del vento sulla struttura, calcolati secondo quanto esposto nel "Testo Unico - Norme tecniche per le costruzioni", D.M. 14 gennaio 2008.

#### 4.4.1 PRESSIONE DEL VENTO

La pressione del vento è stata calcolata in base alla seguente espressione:

$$p = \frac{1}{2} \times \rho \times c_e(z) \times v_b^2 \times c_p \times c_d \quad (1)$$

dove:

- $\rho$  è la densità dell'aria, assunta pari a 1,25 kg/m<sup>3</sup>;
- $v_b$  è la velocità di riferimento del vento in m/s, definita dalla normativa come il valore massimo della velocità media su un intervallo di tempo di 10 minuti del vento, misurata a 10 m dal suolo, su un sito di Categoria II. Tale velocità corrisponde ad un periodo di ritorno di 50 anni, ovvero ad una probabilità di essere superata in un anno pari al 2%
- In mancanza di apposite indagini statistiche, che tengano conto della scabrezza del sito, della topografia del terreno e della direzione del vento, la medesima norma stabilisce che, per la regione Liguria (zona 7)

ad altezze inferiori ad  $a_0 = 1000$  m (parametro di macrozonazione per il vento, legato alla regione dove sorge la costruzione) sul livello del mare, il valore  $v_b$  è pari a **28** m/s;

- $c_e(z)$  è il coefficiente di esposizione delle pressioni, che dipende dall'altezza della costruzione  $z$  dal suolo, dalla rugosità del terreno (classe B), dalla topografia del terreno e dall'esposizione del sito ove sorge il manufatto. Il valore è ricavabile dalle seguenti espressioni:

$$c_e(z) = k_r^2 \times c_t \times \ln(z/z_0) \times (7 + c_t \times \ln(z/z_0)) \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

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

dove:

$k_r$ ,  $z_0$ ,  $z_{\min}$  sono assegnati in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità. Per la Categoria II valgono rispettivamente:

- $k_r$  ..... = 0,22
- $z_0$  ..... = 0,3 m
- $z_{\min}$  ..... = 8,00 m

Per la barriera si assume **altezza di riferimento 17 m** a cui corrisponde un valore del coefficiente di esposizione pari a

$$c_e(z = 17) = 2,157$$

- $c_p$  è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato dai dati suffragati da un'opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento; in questo caso :
  - per elementi sopravento (cioè investiti dal vento), con inclinazione sull'orizzontale  $\alpha > 60^\circ$   $c_{pe1} = 0,8$
  - per elementi sopravento, con inclinazione sull'orizzontale  $0^\circ < \alpha < 20^\circ$  e per elementi sottovento (intendendo come tali quelli non direttamente investiti dal vento o quelli investiti da vento radente)  $c_{pe2} = -0,4$

In definitiva si avrà:

$$C_{pe} = C_{pe1} + C_{pe2} = 0,8 + 0,4 = \pm 1,2;$$

- $c_d$  è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura. Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1,0.

La pressione totale del vento trasversale quindi risulta:

- Pressione vento ( $z = 17$  m zona corrente) = 1,268 kNm<sup>-2</sup>

#### 4.5 AZIONE SISMICA

La vita nominale dell'opera  $V_N$  è scelta pari a **50 anni**, come definito nelle NTC 14.01.2008 per la **categoria di costruzioni 2** (Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale).

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, la struttura è inseribile nella **classe d'uso IV** relativa a *“Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.”*. A tale classe è associato un valore del coefficiente d'uso  $C_U$  pari a 2,0.

Le azioni sismiche sono valutate quindi in relazione ad un periodo di riferimento:

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 2,0 = 200 \text{ anni.}$$

La pericolosità sismica nel DM 14 gennaio 2008 è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ . Le forme spettrali sono definite a partire dai valori dei seguenti parametri:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- $T_C^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Gli allegati alla norma forniscono, in relazione ad un reticolo spaziale con maglia di 5 km e per valori di  $T_R$  compresi tra 30 e 2475 anni, i valori di  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$  necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

La categoria di profilo stratigrafico del suolo di fondazione considerata è la **C** ovvero *“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < NSPT, 30 < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < c_u, 30 < 250$  kPa nei terreni a grana fina)”*

La categoria topografica è la **T1** ovvero *“Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ ”*. Il coefficiente  $S_T$  assume quindi il valore 1,00.

L'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali ed una verticale, considerate tra loro indipendenti.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali è definito dalle seguenti espressioni:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B \quad S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_O \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_O} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_O \\
 T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_O \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T \quad S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_O \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali è invece definito dalle relazioni:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B \quad S_{ve}(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_V} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \\
 T_C \leq T < T_D \quad S_{ve}(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T \quad S_{ve}(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

con:

- S coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche
- $S = S_S \times S_T$ , con  $S_S$  coefficiente di amplificazione stratigrafica e  $S_T$  il coefficiente di amplificazione topografica;
- $F_O$ ,  $F_V$  fattori che quantificano l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale;
- $T_C$  periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da
- $T_C = C_C \times T_C^*$ , con  $T_C^*$  è definito in base al sito di riferimento e  $C_C$  funzione della categoria di sottosuolo;
- $T_B$  periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante,
- $T_B = T_C / 3$  ;
- $T_D$  periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione  $T_D = 4,0 (a_g/g) + 1,6$  ;
- $\eta$  è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%, mediante la relazione  $\eta = [10/(5 + \xi)]^{0,5} \geq 0,55$  .

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

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

I valori dei coefficienti  $\psi_{2j}$  sono riportati nella Tabella 2.5.I del D.M. 14.01.2008.

La definizione della pericolosità sismica è fatta mediante un approccio "sito dipendente".

I valori dei parametri indipendenti e dipendenti che definiscono gli spettri elastici di progetto si riferiscono al seguente sito:

Regione: Liguria Provincia: Genova Comune: Genova

Longitudine: 8,77198    Latitudine: 44,43032

Sono riportati di seguito gli spettri elastici allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), con riferimento al quale si dovranno poi effettuare le verifiche di resistenza degli elementi strutturali in condizione sismica.

Stato Limite	SLV_orizzontale ( $P_{VR}=10,0\%$ TR=949 anni)
$a_g / g$	0,074
$F_0$	2,593
$T_C^* [sec]$	0,307
$S_S$	1,500
$C_C$	1,551
$S_T$	1,000
$q$	1,000
$S$	1,500
$\eta$	1,000
$T_B [sec]$	0,159
$T_C [sec]$	0,476
$T_D [sec]$	1,898

Stato Limite	SLV_verticale ( $P_{VR}=10,0\%$ TR=949 anni)
$a_{gv} / g$	0,201
$S_S$	1,000
$S_T$	1,000
$q$	1,000
$T_B [sec]$	0,050
$T_C [sec]$	0,150
$T_D [sec]$	1,000
$F_V$	1,762
$S$	1,000
$\eta$	1,000

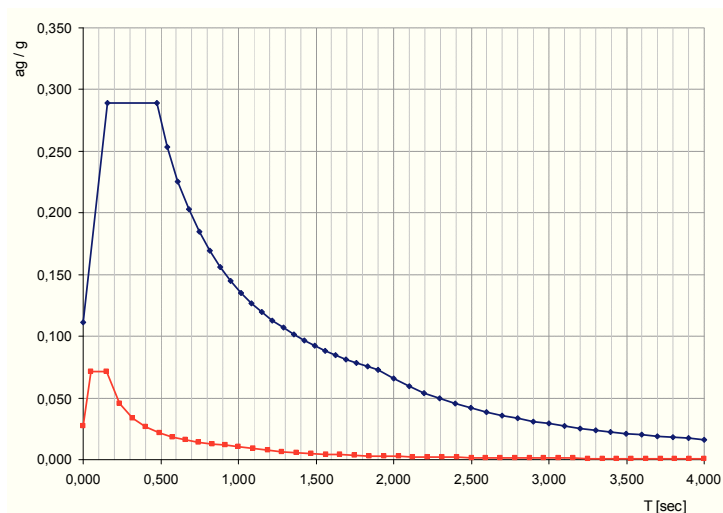


Figura 4.1 – Spettri di risposta elastici delle componenti orizzontali (blu) e verticali (rosso)

Gli spettri di progetto sono ottenuti dividendo le ordinate degli spettri elastici per il fattore di struttura “q”. Nel presente lavoro è stato adottato un fattore di struttura  $q=1,0$  (orizzontale e verticale). Gli spettri elastici definiti in precedenza rappresentano pertanto gli spettri di progetto.

## 5 MODELLO DI CALCOLO E SOLLECITAZIONI

Le sollecitazioni e le deformazioni sulla struttura sono valutate con un modello di calcolo complessivo agli elementi finiti, che contempla il plinto di fondazione in c.a., la barriera FOA, i micropali di fondazione e l'elemento di aggancio della struttura in acciaio a sostegno del pannello PMV.

Il plinto di fondazione è modellato con elementi bidimensionali "shell", mentre per tutti gli altri elementi sono impiegati elementi mono-dimensionali tipo "beam".

La ripartizione delle azioni sui micropali è quindi effettuata direttamente attraverso il modello di calcolo.

L'interazione suolo struttura è stata tenuta in conto vincolando orizzontalmente i nodi delle aste che modellano i micropali con molle a comportamento elastico lineare caratterizzate da una rigidezza costante con la profondità espressa attraverso il coefficiente  $k_n=30000 \text{ kNm}^{-3}$  (§7.6).

I carichi di superficie agenti sui pannelli FOA sono stati applicati ad elementi "shell" senza rigidezza che garantiscono la ripartizione dei carichi sulle aste di sostegno.

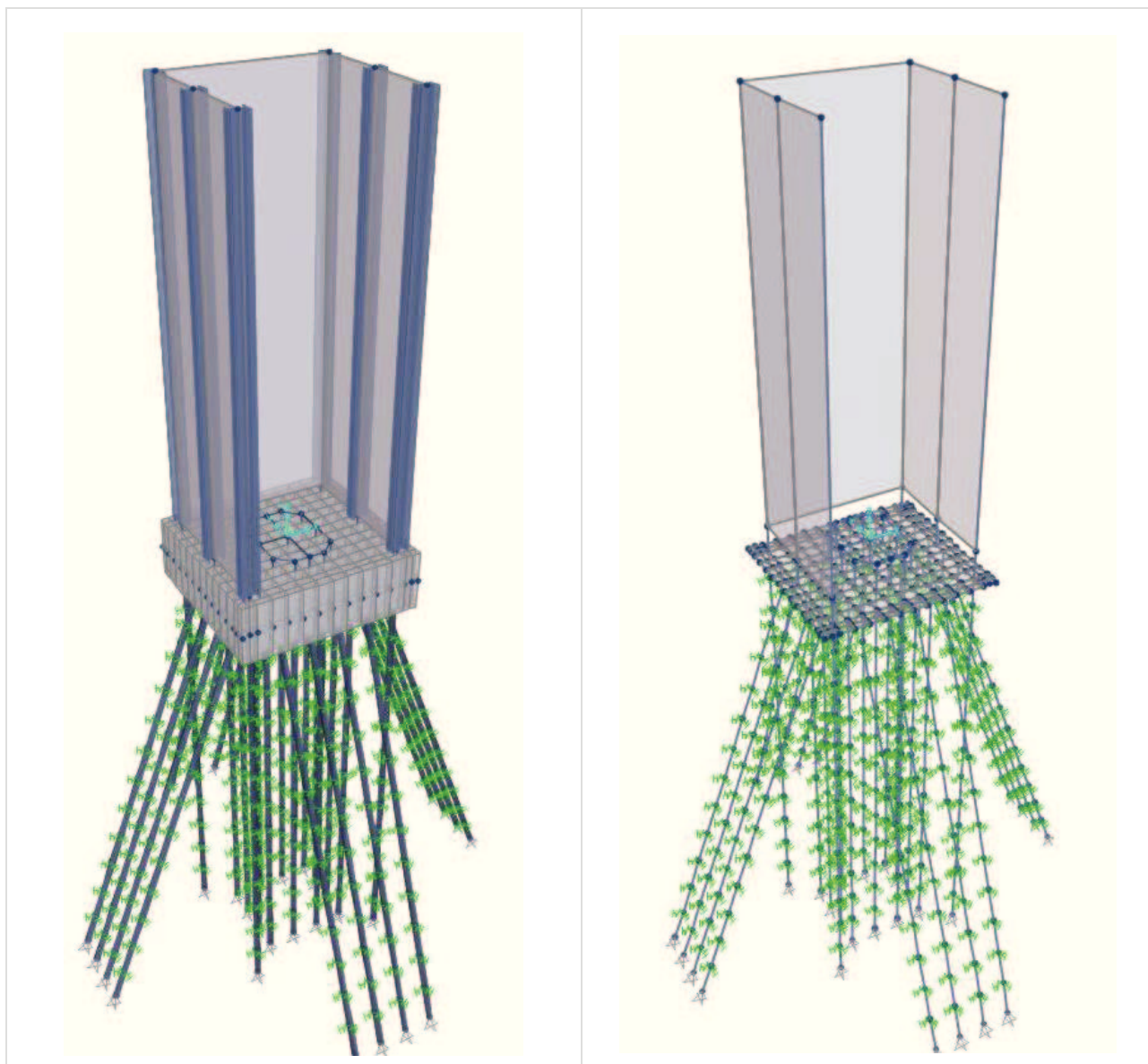


Figura 5.1 – Modello agli elementi finiti

Le sollecitazioni provenienti dalla struttura a sostegno dei PMV sono applicate all'estradosso del plinto di fondazione e sono definite nell'elaborato di riferimento [7] (vedi capitolo 2) e riportate in sintesi nelle tabelle seguenti:

Nodo		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	
		(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	
Com. SLU Env	4	0	-53	-1278	382	423	-205	MIN
		0	88	-947	-656	85	341	MAX
		0	-88	-947	643	85	-341	MIN
		0	88	-1232	-658	110	341	MAX
		0	-53	-1278	382	423	-205	MIN
		0	88	-947	-656	85	341	MAX
		0	88	-1232	-658	110	341	MIN
		0	-88	-947	643	85	-341	MAX
		0	-88	-947	643	85	-341	MIN
		0	53	-1278	-398	423	205	MAX
		0	-88	-947	643	85	-341	MIN
		0	88	-1232	-658	110	341	MAX

Tabella 5.1 - Azioni agenti alla base della struttura PMV – (2 combinazioni SLU STR con 12 output che massimizzano le singole componenti della sollecitazione interna alla base del PMV)

Nodo		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	
		(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	
Com. SLU GEO Env	4	0	-46	-987	331	356	-177	MIN
		0	77	-947	-570	85	296	MAX
		0	-77	-947	557	85	-296	MIN
		0	77	-947	-570	85	296	MAX
		0	-46	-987	331	356	-177	MIN
		0	77	-947	-570	85	296	MAX
		0	77	-947	-570	85	296	MIN
		0	-77	-947	557	85	-296	MAX
		0	-77	-947	557	85	-296	MIN
		0	46	-987	-344	356	177	MAX
		0	-77	-947	557	85	-296	MIN
		0	77	-947	-570	85	296	MAX

Tabella 5.2 - Azioni agenti alla base della struttura PMV – (2 combinazioni SLU GEO con 12 output che massimizzano le singole componenti della sollecitazione interna alla base del PMV)

Nodo		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	
		(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	
Com. SLE Env	4	0	-35	-978	253	293	-137	MIN
		0	59	-947	-440	85	228	MAX
		0	-59	-947	427	85	-228	MIN
		0	59	-947	-440	85	228	MAX
		0	-35	-978	253	293	-137	MIN
		0	59	-947	-440	85	228	MAX
		0	59	-947	-440	85	228	MIN
		0	-59	-947	427	85	-228	MAX
		0	-59	-947	427	85	-228	MIN
		0	35	-978	-266	293	137	MAX
		0	-59	-947	427	85	-228	MIN
		0	59	-947	-440	85	228	MAX

Tabella 5.3 - Azioni agenti alla base della struttura PMV – (2 combinazioni SLE con 12 output che massimizzano le singole componenti della sollecitazione interna alla base del PMV)

		Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	
			(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	
Com. SISMA Env	4631		-352	4	-966	-577	-662	-543	MIN
			352	-4	-929	564	832	543	MAX
			-25	-324	-966	-471	-556	-410	MIN
			25	324	-929	459	726	410	MAX
			-352	-147	-966	-528	-662	-482	MIN
			352	147	-929	516	832	482	MAX
			-25	180	-966	-634	-556	-614	MIN
			25	-180	-929	621	726	614	MAX
			-352	-147	-966	-528	-662	-482	MIN
			352	147	-929	516	832	482	MAX
			-25	180	-966	-634	-556	-614	MIN
			25	-180	-929	621	726	614	MAX

Tabella 5.4 - Azioni agenti alla base della struttura PMV – (2 combinazioni (dir. X e dir. Y) SLV SISMICHE con 12 output che massimizzano le singole componenti della sollecitazione interna alla base del PMV)

## 6 VERIFICHE DELLE STRUTTURE IN ELEVAZIONE

### 6.1 COMBINAZIONI DI PROGETTO

Le combinazioni di carico vengono elaborate con riferimento alle norme NTC 2008. Relativamente alla condizione di normale esercizio dell'opera, le azioni variabili dominanti di interesse sono:

- vento  $F_w$
- sovraccarico accidentale su passerella  $q_{ck}$  (sulla mensola della struttura PMV)

Esse verranno considerate di volta in volta dominanti, nell'elaborazione delle combinazioni S.L.U. e S.L.E.

#### 6.1.1 COMBINAZIONI PER GLI S.L.U. - STR

Si considerano le seguenti combinazioni fondamentali per gli stati limite ultimi (SLU):

$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \dots$  Combinazione 1: carico accidentale dominante (\*)

$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot \psi_{01} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot Q_{k2} + \dots$  Combinazione 2: carico da vento dominante

(\*) Nel modello di calcolo le due combinazioni di carico sono state implementate a formare 12 condizioni di carico SLU STR in maniera da integrare le sollecitazioni provenienti dal PMV, con le azioni analoghe agenti sulla barriera FOA)

Le tabelle seguenti restituiscono i valori, considerati per i coefficienti parziali di sicurezza, ed i coefficienti di combinazione per le azioni variabili.

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup>Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Categoria/Azione variabile	$\psi_{0j}$	$\psi_{1j}$	$\psi_{2j}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ 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

Come accennato in premessa, i sovraccarichi permanenti vengono ascritti alla categoria dei “permanent non strutturali compiutamente definiti”, essendo chiaramente individuati nell’intensità e nella posizione; il sovraccarico di servizio viene inquadrato come “sovraccarico su copertura”.

I parametri di scelta nazionale indicati dal N.A.D. sono i seguenti:

$\gamma_{G1}$	1.00 ÷ 1.30	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso proprio
$\gamma_{G2}$	0.00 ÷ 1.50	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso permanente
$\gamma_{Q1}$	0.00 ÷ 1.50	coefficiente moltiplicativo per i carichi accidentali.
$\gamma_{Q2}$	0.00 ÷ 1.50	coefficiente moltiplicativo per i carichi da vento.

Per i coefficienti di combinazione si ha quanto segue:

$\psi_{01}$	0.00	coefficiente di combinazione per i carichi accidentali.
$\psi_{02}$	0.60	coefficiente di combinazione per i carichi da vento.

La presenza del valore “0” relativa al  $\gamma_{fav}$  indica che l’azione viene considerata solo quando sfavorevole.

### 6.1.2 COMBINAZIONI PER GLI S.L.U. - GEO

Ai soli fini delle verifiche geotecniche, si considerano le medesime combinazioni viste per lo S.L.U. – STR:

$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2}$	Combinazione 1: carico accidentale dominante
$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot \psi_{01} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot Q_{k2}$	Combinazione 2: carico da vento dominante

impiegando i seguenti coefficienti di combinazione:

$\gamma_{G1}$	1.00 ÷ 1.00	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso proprio
$\gamma_{G2}$	0.00 ÷ 1.50	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso permanente
$\gamma_{Q1}$	0.00 ÷ 1.30	coefficiente moltiplicativo per i carichi da accidentali
$\gamma_{Q2}$	0.00 ÷ 1.30	coefficiente moltiplicativo per i carichi da vento.

I coefficienti di combinazione sono i medesimi visti poco sopra.

(Nel modello di calcolo le due combinazioni di carico sono state implementate a formare 12 condizioni di carico SLU GEO in maniera da integrare le sollecitazioni provenienti dal PMV, con le azioni analoghe agenti sulla barriera FOA)

### 6.1.3 COMBINAZIONI PER GLI S.L.U. – SISMICI (SLV)

Si considera l’involuppo delle seguenti combinazioni fondamentali utilizzate per gli stati limite ultimi (SLU):

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

Per i coefficienti di combinazione si ha quanto segue:

$\psi_{21}$  0.00 coefficiente di combinazione per i carichi accidentali.

$\psi_{22}$  0.00 coefficiente di combinazione per i carichi da vento.

(Nel modello di calcolo le combinazioni di carico sismiche in direzione X ed in direzione Y sono state implementate a formare 12 condizioni di carico SLV SISMICHE in maniera da integrare le sollecitazioni provenienti dal PMV, con le azioni analoghe agenti sulla barriera FOA)

#### 6.1.4 COMBINAZIONI PER GLI S.L.E.

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

- *Combinazione caratteristica rara*

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} \quad \text{Combinazione 1: carico accidentale dominante}$$

$$G_1 + G_2 + \psi_{01} \cdot Q_{k1} + Q_{k2} \quad \text{Combinazione 2: carico da vento dominante}$$

(Nel modello di calcolo le due combinazioni di carico sono state implementate a formare 12 condizioni di carico SLE RARA in maniera da integrare le sollecitazioni provenienti dal PMV, con le azioni analoghe agenti sulla barriera FOA)

- *Combinazione frequente*

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} \quad \text{Combinazione 1: carico accidentale dominante}$$

$$G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{12} \cdot Q_{k2} \quad \text{Combinazione 2: carico da vento dominante}$$

- *Combinazione quasi permanente*

$$G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2}$$

Per i coefficienti di combinazione vale quanto enunciato poco sopra.

#### 6.2 VERIFICA DI RESISTENZA E STABILITÀ DEI MONTANTI DELLE BARRIERE FOA

La verifica di resistenza a pressoflessione è stata condotta secondo quanto riportato al punto 6.2.1 della normativa EN 1993-1-1:

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

dove:

- $N_{Ed}$  è la forza assiale di progetto;
- $M_{y,Ed}$  è il momento flettente di progetto;
- $N_{Rd}$  è la forza assiale resistente di progetto ();
- $M_{y,Rd}$  è il momento flettente di resistente progetto;

con  $N_{Rd}$  e  $M_{y,Rd}$  funzione della classificazione trasversale della sezione e, eventualmente ridotti in considerazione degli effetti del taglio.

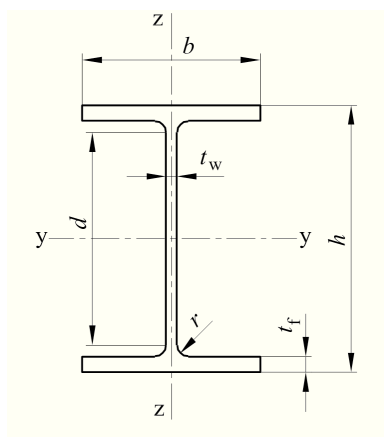


Figura 6.1 – Sezione di base dei montanti

Le verifiche a taglio sono eseguite in conformità al punto 6.2.6 della normativa EN 1993-1-1.

La verifica di stabilità è stata condotta secondo quanto riportato al punto C4.2.4.1.3.3.2 “Metodo B” della Circolare 02/02/2009 ossia al punto 6.3.3 della normativa EN 1993-1-1. Tale controllo è soddisfatto se risultano verificate le due seguenti relazioni:

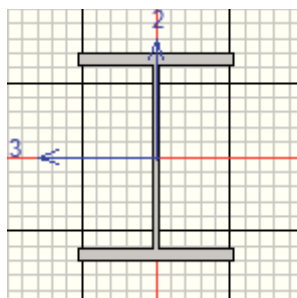
$$\frac{N_{ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{yy} \frac{M_{y,ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} \leq 1$$

$$\frac{N_{ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{zy} \frac{M_{y,ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} \leq 1$$

dove:

- $N_{ed}$  è la forza assiale di progetto;
- $M_{y,ed}$  è il momento flettente di progetto;
- $A$  è l'area della sezione trasversale del montante;
- $W_y$  è il modulo di resistenza della sezione trasversale attorno all'asse y;
- $f_{yk}$  è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio pari a 355 MPa;
- $\gamma_{M1}$  è il coefficiente parziale di sicurezza per la stabilità pari a 1,1;
- $\chi_y, \chi_z, \chi_{LT}$  sono i coefficienti di riduzione per instabilità flessionale;

$k_{yy}, k_{zy}$  sono i coefficienti d'interazione.



Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)  
Units : KN, m, C

Frame : 10 X Mid: 2,000 Combo: C\_SLU\_12 Design Type: Column  
Length: 10,500 Y Mid: 0,000 Shape: HE400B Frame Type: Secndry  
Loc : 0,000 Z Mid: 5,250 Class: Class 1 Rolled : Yes

Country=CEN Default Combination=Eq. 6.10 Reliability=Class 2  
Interaction=Method 2 (Annex B) MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No  
Consider Torsion? No Ignore Special EQ Load? Yes D/P Plug Welded? No  
Ignore Seismic Code? Yes

GammaM0=1,05 GammaM1=1,05 GammaM2=1,25  
q=1,00 Omega=1,00 GammaOV=1,00  
An/Ag=1,00 RLLF=1,000 PLLF=0,750 D/C Lim=1,000

Aeff=0,020 eNy=0,000 eNz=0,000  
A=0,020 Iyy=5,768E-04 iyy=0,171 Wel,yy=0,003 Weff,yy=0,003  
It=3,610E-06 Izz=1,082E-04 izz=0,074 Wel,zz=7,213E-04 Weff,zz=7,213E-04  
Iw=3,824E-06 Iyz=0,000 h=0,400 Wpl,yy=0,003 Av,z=0,015  
E=206000000,0 fy=355000,000 fu=510000,000 Wpl,zz=0,001 Av,y=0,007

#### STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0,000	-33,670	188,726	13,769	35,948	1,650	0,000

#### PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)

D/C Ratio: 0,699 = 0,077 + 0,581 + 0,041 < 1,000 OK  
= NEd/(Chi\_z NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi\_LT My,Rk/GammaM1)  
+ kzz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-6.62)

#### AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
Axial	-33,670	6694,286	6694,286	6694,286	7270,560	8777,148	8777,148	1,000

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	a	0,210	2659,216	1,626	1,971	0,324	2169,100
MajorB(y-y)	a	0,210	2659,216	1,626	1,971	0,324	2169,100
Minor (z-z)	b	0,340	498,834	3,754	8,150	0,065	435,170
MinorB(z-z)	b	0,340	498,834	3,754	8,150	0,065	435,170
Torsional TF	b	0,340	8777,148	0,895	1,019	0,664	4448,123

#### MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med,span Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major (y-y)	188,726	188,726	1092,724	1092,724	1092,724	321,449
Minor (z-z)	13,769	13,769	373,257	373,257	373,257	

	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	a	0,210	1,717	2,133	0,294	1,000	389,195

	kyy	kzy	kzz
Factors	1,012	0,665	0,990

#### SHEAR DESIGN

	Ved Force	Ted Torsion	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	35,948	0,000	1370,299	0,026	OK
Minor (y)	1,650	0,000	2937,359	0,001	OK

	Vpl,Rd	Eta	LambdabarW

Reduction 1370,299 1,200 0,371

### 6.3 VERIFICHE DI RESISTENZA DELLA PIASTRA DI BASE

La piastra di base è di forma rettangolare di dimensioni 660x580x40 mm. I tirafondi sono M24 di lunghezza 913 mm.. Gli irrigidimenti della piastra sono posti a fianco delle ali del profilo in direzione longitudinale, di dimensioni 140 x 280 x 24 mm. Le piastre di contrasto hanno un ingombro di 204 x 580 x 20 mm e spessore 15 mm

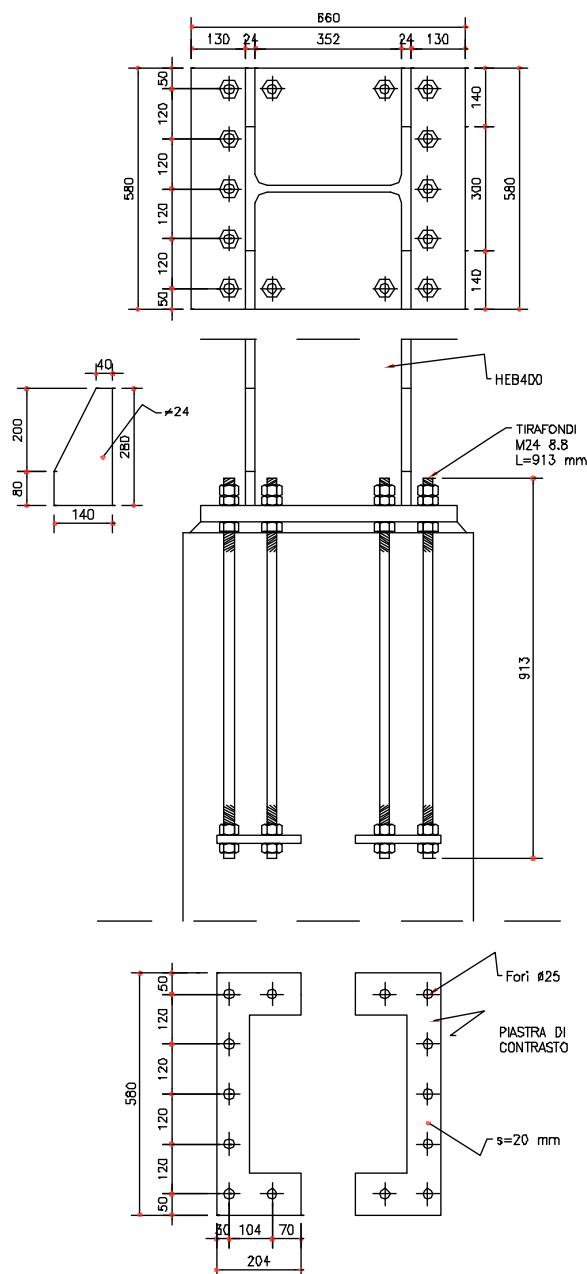


Figura 6.2

Le sollecitazioni agenti sulla della piastra di base sono state ottenute con riferimento agli schemi di cui alla figura seguente.

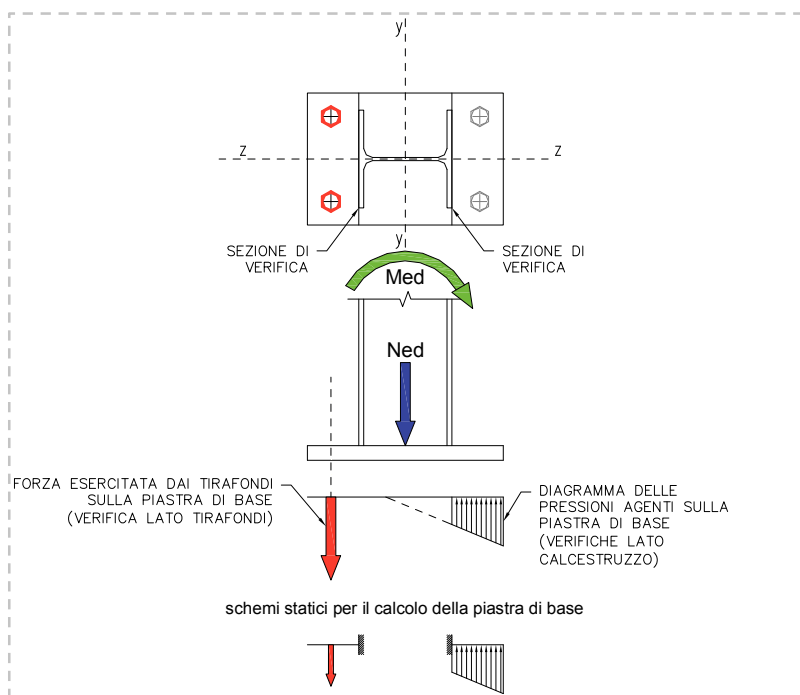


Figura 6.3 – Schemi di calcolo della piastra di base

Le verifiche di resistenza sono state condotte in termini tensionali (verifica elastica) controllando che risulti:

$$\frac{\sigma_{id}}{f_{yk}/\gamma_{M0}} = \frac{\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}}{f_{yk}/\gamma_{M0}} \leq 1$$

dove:

- $\sigma$  è la tensione normale agente sulle sezioni di verifica;
- $\tau$  è la tensione tangenziale agente sulle sezioni di verifica;
- $f_{yk}$  è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio pari a 355 MPa;
- $\gamma_{M0}$  è il coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza pari a 1,05.

#### VERIFICA PIASTRA DI BASE

Dimensione piastra nella direzione z	A	0,580	m
Dimensione piastra nella direzione y	B	0,660	m
Spessore della piastra	s	0,04	m
Forza normale di progetto	Ned	-33,62	kN
Momento flettente di progetto	Med	188,73	kNm
Tensione sul calcestruzzo	sc	58,4	daN/cm <sup>2</sup>
Tensione sul tirafondo	ss	1388,0	daN/cm <sup>2</sup>
<b>VERIFICA LATO CLS</b>			
Tensione sul cls al bordo del profilo	$\sigma_{cls}$	22,1	daN/cm <sup>2</sup>
Lunghezza di calcolo	L	13,00	cm
Posizione asse neutro	x	20,91	cm
Momento flettente dovuto alla pressione del cls	Mcls	258377	daNcm
Taglio dovuto alla pressione del cls	Vcls	34555	daN
Modulo di resistenza per flessione	W	176,0	cm <sup>3</sup>
Tensione normale massima	$\sigma_a$	1468	daN/cm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale	$\tau_a$	196	daN/cm <sup>2</sup>
Tensione ideale	$\sigma_i$	1507	daN/cm <sup>2</sup>
<b>VERIFICA LATO TIRAFONDO</b>			
Diametro del tirafondo	$\phi$	24	mm
Area sezione resistente tirafondo	Ares	4,52	cm <sup>2</sup>

Forza sul tirafondo	Fs	6279	daN
Distanza tra il tirafondo e il bordo del profilo	ds	4	cm
Momento flettente dovuto alla trazione del tirafondo	Mtir	25117	daNcm
Taglio dovuto alla trazione del tirafondo	Vtir	6279	daN
Dimensione orizzontale di diffusione della forza del tirafondo	c	8	cm
Modulo di resistenza per flessione	W	21,3	cm <sup>3</sup>
Tensione normale massima	$\sigma_a$	1177	daN/cm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale	$\tau_a$	294	daN/cm <sup>2</sup>
Tensione ideale	$\sigma_i$	1283	daN/cm <sup>2</sup>

#### VERIFICA DEI TIRAFONDI

Diametro del tirafondo	$\emptyset$	24	mm
Area resistente del tirafondo	Ares	3,53	cm <sup>2</sup>
Forza sul tirafondo	Fs	6279	daN
Tensione di rottura del tirafondo	ftb	8000	daN/cm <sup>2</sup>
Fattore parziale per resistenza	gM2	1,25	
Forza resistente	Ft,Rd	20333	daN
Verifica tirafondo	Fs / Ft,Rd	0,3088	<1 soddisf.

#### VERIFICA DEGLI IRRIGIDIMENTI DI BASE

Altezza dell'irrigidimento	hirr	28	cm
Spessore dell'irrigidimento	sirr	2,4	cm
Momento d'inerzia dell'irrigidimento	Iirr	4390	cm <sup>4</sup>
Area della sezione dell'irrigidimento	Airr	67,2	cm <sup>2</sup>
<b>VERIFICA LATO CLS</b>			
Tensione sul calcestruzzo al bordo esterno	sc	58,4	daN/cm <sup>2</sup>
Distanza dell'asse neutro dal bordo esterno	dx-x	20,91	cm
Lunghezza della zona interessata dall'irrigidimento	Lirr	14	cm
Reazione sull'irrigidimento dovuta alla pressione del calcestruzzo	Rcls	8554	daN
Taglio sulla sezione d'attacco dell'irrigidimento al montante	Virr_cls	8554	daN
	Mirr_cl		
Momento sulla sezione d'attacco dell'irrigidimento al montante	s	59877	daNm
Tensione normale massima	$\sigma_a$	191	daN/cm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale	$\tau_a$	191	daN/cm <sup>2</sup>
Tensione ideale	$\sigma_i$	382	daN/cm <sup>2</sup>
<b>VERIFICA LATO TIRAFONDO</b>			
Distanza forza tirafondo da sezione attacco irrigidimento montante	Lirr	4,0	cm
Reazione sull'irrigidimento dovuta alla forza del tirafondo	Rtir est	6279	daN
Tensione tirafondi interni	ss	1380,0	daN/cm <sup>2</sup>
Reazione sull'irrigidimento dovuta alla forza del tirafondo interno	Rtir int	33120	daN
Taglio sulla sezione d'attacco dell'irrigidimento al montante	Virr_tir	39399	daN
Momento sulla sezione d'attacco dell'irrigidimento al montante	Mirr_tir	157597	daNm
Tensione normale massima	$\sigma_a$	503	daN/cm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale	$\tau_a$	879	daN/cm <sup>2</sup>
Tensione ideale	$\sigma_i$	1604	daN/cm <sup>2</sup>

#### 6.4 DIMENSIONAMENTO DELLE ROSETTE DI CONTATTO

La forza di trazione agente sui tirafondi si considera trasferita al calcestruzzo del cordolo di fondazione, per contatto, ricorrendo ad una piastra d'acciaio saldata all'estremità del tirafondo stesso.

Il diametro minimo della rosetta è calcolato attraverso la seguente formula:

$$C = \phi \sqrt{1,07 \cdot \frac{\sigma_b}{f_{cd}} + 1}$$

dove:

- $\phi$  è il diametro del tirafondi;
- $\sigma_b$  è la tensione di progetto dei tirafondi;
- $f_{cd}$  è la resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo

Detta  $p = \frac{1,27 \cdot F_s}{C^2 + \phi^2}$  la pressione esercitata dal calcestruzzo sulla rosetta dove  $F_s$  è la forza di progetto, lo

spessore della rosetta è calcolato nell'ipotesi di lastra anulare incastrata al bordo interno e libera al bordo esterno.

Lo spessore minimo della rosetta è allora fornito da:

$$t = \sqrt{\frac{\eta \cdot p \cdot C^2}{4 \cdot \left( \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \right)}}$$

essendo  $\eta$  un coefficiente che dipende dal rapporto  $C/\phi$  e  $f_{yk}$  la tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio.

L'ancoraggio dei tirafondi è affidato totalmente alla piastra di contrasto. La forza massima di compressione che può portare è data dalla sua area per la tensione di compressione di progetto del calcestruzzo.

#### DIMENSIONAMENTO PIASTRA DI CONTRASTO

Resistenza cubica caratteristica a compressione del cls	Rck	350	daN/cm2
Fattore parziale di sicurezza	gc	1,5	
Resistenza di calcolo a compressione del cls	fcd	164,617	daN/cm2
A piastra netta	A,nett	677	cm2
numero tirafondi lato trazione		7	
Forza massima di trazione totale	Ft,max	43954,15	daN
Forza resistente piastra di ancoraggio		111445,48	daN
F.S.		0,394400447	soddisfatta

## 7 VERIFICHE DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE

### 7.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

In accordo con quanto definito nel par. 6.2.3. di NTC 2008, devono essere svolte le seguenti verifiche di sicurezza e delle prestazioni attese:

- verifiche agli stati limite ultimi (SLU);
- verifiche agli stati limite d'esercizio (SLE).

Per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 6.2.1 di NTC 2008})$$

dove :

- $E_d$  = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;
- $R_d$  = valore di progetto della resistenza.

La verifica della condizione ( $E_d \leq R_d$ ) deve essere svolta impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1, A2 e EQU), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3) - cfr. la Tabelle seguenti.

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi e sono definiti specificatamente in funzione della singola verifica.

Per quanto concerne le azioni di progetto  $E_d$ , assunte per le verifiche della fondazione, tali forze vengono determinate amplificando le azioni caratteristiche per relativi i coefficienti parziali.

Per ogni Stato Limite d'Esercizio (SLE) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq C_d \quad (\text{Eq. 6.2.7 di NTC 2008})$$

dove

- $E_d$  = valore di progetto dell'effetto dell'azione;
- $C_d$  = valore limite prescritto dell'effetto delle azioni (definito dal progettista strutturale).

La verifica della condizione  $E_d \leq C_d$  deve essere effettuata impiegando i valori caratteristici delle azioni e dei parametri geotecnici dei materiali.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali <sup>1</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

Tabella 7.1 - Coefficienti parziali sulle azioni (A1, A2 e EQU) (Tab. 6.2.I, NTC 2008)

<sup>1</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano completamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti

PARAMETRO	Coefficiente parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	$\gamma_{Cu}$	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{\gamma}$	1.0	1.0

Tabella 7.2 Coefficienti parziali sui terreni (M1 ed M2) (Tab. 6.2.II, NTC 2008)

Coefficiente parziale	(R2)
$\gamma_R$	1.1

Tabella 7.3 - Coefficienti parziali per le verifiche di stabilità globale (R2) (Tab. 6.8.I, NTC 2008)

VERIFICA	Coefficiente parziale	PALI INFISSI			PALI TRIVELLATI			PALI AD ELICA		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Punta	$\gamma_b$	1.00	1.45	1.15	1.00	1.7	1.35	1.00	1.6	1.3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1.00	1.45	1.15	1.00	1.45	1.15	1.00	1.45	1.15
Totale <sup>(1)</sup>	$\gamma_t$	1.00	1.45	1.15	1.00	1.6	1.30	1.00	1.55	1.25
Laterale in trazione	$\gamma_{s,t}$	1.00	1.60	1.25	1.00	1.6	1.25	1.00	1.6	1.25

Tabella 7.4 - Coefficienti parziali sulle resistenze (R1, R2 ed R3) per pali soggetti a carichi assiali (Tab. 6.4.II, NTC 2008)

Coefficiente parziale	(R1)	(R2)	(R3)
$\gamma_t$	1.0	1.6	1.3

Tabella 7.5 - Coefficienti parziali sulle resistenze (R1, R2 ed R3) per pali soggetti a carichi trasversali (Tab. 6.4.VI, NTC 2008)

## 7.2 VERIFICHE DI SICUREZZA STATICHE

### 7.2.1 STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Per le strutture in oggetto sono state considerate le seguenti verifiche nei confronti degli SLU:

- SLU di tipo strutturale (STR), relativo alle condizioni di raggiungimento della resistenza ultima degli elementi strutturali della copertura, dei muri di fondazione e dei micropali.
- SLU di tipo geotecnico (GEO) connesso al collasso per carico limite dei micropali di fondazione nei confronti dei carichi assiali<sup>2</sup>.

Tutte le verifiche sono state effettuate in funzione dell'**Approccio 1** di cui al Par. 6.4.3.1 del Doc. Rif. [1]:

#### **Approccio 1:**

- Combinazione 1:  $A1 + M1 + R1$  per SLU di tipo strutturale STR;
- Combinazione 2:  $A2 + M1 + R2$  per SLU di tipo strutturale GEO.

### 7.2.2 STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Come precisato nel Par. 6.4.3.2 del Doc. Rif. [1], deve essere verificato, mediante analisi effettuate impiegando i valori caratteristici delle azioni e dei parametri geotecnici dei materiali (Par. 6.2.3.3 del Doc. Rif. [1]), che rotazioni e/o spostamenti delle strutture di fondazione, siano tali da risultare compatibili con i requisiti prestazionali della stessa e che non inducano deformazioni eccessive per le opere sovrastanti.

I micropali sono stati dimensionati in modo da soddisfare i requisiti prestazionali sopra citati.

## 7.3 VERIFICHE DI SICUREZZA IN CAMPO SISMICO

### 7.3.1 STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Le verifiche di sicurezza in campo sismico devono contemplare almeno le medesime verifiche definite in campo statico, in cui tuttavia i coefficienti sulle azioni sono posti pari ad uno (Par. 7.11.1 del Doc. Rif. [1]).

Come indicato al Par. 7.11.5.3 del Doc. Rif. [1], per le verifiche della fondazione su pali, inerenti al raggiungimento della resistenza del terreno, si è assunto l'Approccio 1 - Combinazione 2, assumendo i seguenti coefficienti parziali:

- Coefficienti parziali  $M2$  per quanto concerne la valutazione dell'incremento di spinta del terreno indotto dalle azioni sismiche;
- Coefficienti parziali  $A2$  posti pari all'unità.
- Coefficienti parziali  $R2$  per la valutazione delle resistenze di progetto;

---

<sup>2</sup> Per quanto concerne le verifiche geotecniche nei confronti dei carichi orizzontali si ritiene, in virtù della flessibilità dei pali sottoposti a tali carichi, che il meccanismo di rottura non sia possibile. Le verifiche connesse a questo Stato Limite non sono perciò effettuate.

- Per quanto concerne gli stati limite per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali o nei vincoli, le verifiche sono state svolte con l'Approccio 1 Combinazione 1, assumendo i seguenti coefficienti parziali:
- Coefficienti parziali M1 per quanto concerne la valutazione dell'incremento di spinta indotto dalle azioni sismiche;
- Coefficienti parziali A1 posti pari all'unità.
- Coefficienti parziali R1 per la valutazione delle resistenze di progetto

### 7.3.2 STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Con riferimento allo stato limite di esercizio, che è associato allo Stato Limite di Danno per l'opera in oggetto, dev'essere verificata la compatibilità degli spostamenti indotti dal sisma con la funzionalità dell'opera o delle strutture eventualmente adiacenti.

Le verifiche per gli Stati Limite di Esercizio verranno condotte con riferimento allo Stato Limite di Danno (**SLD**) valutando gli spostamenti e rotazioni della palificata.

### 7.4 CRITERI DI VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DEI MICROPALI

I calcoli della capacità portante dei pali con riferimento ad una analisi agli stati limite sono state condotte come previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni del gennaio 2008.

La resistenza caratteristica ( $R_k$ ) del palo singolo può essere determinata mediante tre Approcci distinti secondo quanto indicato nelle (NTC):

- a) da risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota;
- b) da metodi di calcolo analitici a partire da valori caratteristici dei parametri geotecnici oppure con relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (CPT, SPT, pressiometriche, ecc.);
- c) da risultati da prove dinamiche di progetto su pali pilota.

Nelle verifiche condotte nel presente documento la resistenza caratteristica ( $R_k$ ) è stata stimata adottando l'**Approccio "b"** procedendo come di seguito descritto:

- 1 per ogni strato sono stati scelti il valore medio e minimo dei parametri geotecnici a disposizione;
- 2 sono state calcolate la resistenza media ( $R_{MEDIA}$ ) e minima ( $R_{MIN}$ ) adottando i parametri medi e minimi ottenuti al punto precedente;
- 3 la resistenza caratteristica ( $R_k$ ), a compressione o a trazione, è stata determinata come minimo dei valori ottenuti:

$$R_k = \min \left\{ \frac{R_{MEDIA}}{\xi_3}, \frac{R_{MIN}}{\xi_4} \right\}$$

con  $\xi_3$  e  $\xi_4$  fattori di correlazione funzione del numero di verticali indagate (Tabella 7.6).

Numero prove di indagine	1	2	3	4	5	7	≥10
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	<b>1.40</b>
$\xi_4$	<b>1.70</b>	<b>1.55</b>	<b>1.48</b>	<b>1.42</b>	<b>1.34</b>	<b>1.28</b>	<b>1.21</b>

Tabella 7.6: Fattori di correlazione  $\xi$  (vedi tab. 6.4.IV NTC)

La resistenza di progetto  $R_d$  si ottiene applicando alla resistenza caratteristica  $R_k$  i coefficienti parziali  $\gamma_R$  indicati Tabella 7.7.

In seguito la resistenza di progetto  $R_d$  viene confrontata con le azioni assiali, di compressione o di trazione, provenienti dall'analisi della fondazione di pali al variare delle combinazioni di carico.

I criteri utilizzati per la stima delle curve di capacità portante a compressione e trazione sono illustrati nel successivo capitolo.

Resistenza		Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	$\gamma_R$	<b>R1</b>	<b>R2</b>	<b>R3</b>	<b>R1</b>	<b>R2</b>	<b>R3</b>	<b>R1</b>	<b>R2</b>	<b>R3</b>
Base	$\gamma_b$	1.0	1.45	1.15	1.0	1.7	1.35	1.0	1.6	<b>1.3</b>
Laterale (compressione)	$\gamma_s$	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	<b>1.15</b>
Totale	$\gamma_T$	1.0	1.45	1.15	1.0	1.6	1.30	1.0	1.55	<b>1.25</b>
Laterale (trazione)	$\gamma_{st}$	<b>1.0</b>	<b>1.6</b>	<b>1.25</b>	<b>1.0</b>	<b>1.6</b>	<b>1.25</b>	<b>1.0</b>	<b>1.6</b>	<b>1.25</b>

Tabella 7.7: Coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche di pali soggetti a carichi assiali (vedi tab. 6.4.II NTC)

## 7.5 STIMA DELLA RESISTENZA DEI MICROPALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI

La portata limite ( $Q_{LIM}$ ) di un micropalo è stata calcolata con riferimento alle seguenti formule:

$$Q_{LIM} = Q_{B,LIM} + Q_{L,LIM} = q_b \cdot A_B + \sum_i \pi \cdot \alpha \cdot D_{Si} \cdot \Delta H_i \cdot \tau_{lim,i} \quad \text{compressione}$$

$$Q_{LIM} = \sum_i \pi \cdot D_{Si} \cdot \Delta H_i \cdot \tau_{lim,i} \quad \text{trazione}$$

con:

$Q_{B,LIM}$  = portata limite di base;

$Q_{L,LIM}$  = portata limite laterale;

$q_b$  = portata unitaria di base;

$A_B$  = area di base;

$D_{Si}$  = diametro del concio  $i^{mo}$  di palo;

$\Delta H_i$  = altezza del concio  $i^{mo}$  di micropalo della zona iniettata;

$\tau_{i}$  = attrito laterale unitario limite del concio  $i^{mo}$  di palo

$\alpha$  = coefficiente conto che tiene conto del reale diametro del micropalo

Le tensioni tangenziali sono state valutate ipotizzando per il micropalo un sistema d'iniezione a pressione con getto dell'intero palo in un'unica soluzione (IGU, *injection globale unique*) mediante un'unica valvola di fondo. Le tensioni tangenziali d'aderenza sono state valutate in base alla seguente relazione:

$$\tau_{lim,i} = 75 \sqrt[3]{4,64 (1 - 20) \leq 200} \quad \tau_{lim,i}$$

mentre la portata unitaria di base è stata determinata come:

$$\tau_{lim,i} = 41 \sqrt[3]{111} \leq 15 \quad \tau_{lim,i}$$

Il coefficiente  $\alpha$  assunto nei calcoli, tenuto conto del tipo d'iniezione dei micropali e delle caratteristiche dei terreni attraversati, è pari a 1,2 per  $\tau_{lim} < 200$  kPa.

## 7.6 DETERMINAZIONE DEL MODULO DI REAZIONE ORIZZONTALE $K_H$

Nei modelli di calcolo l'interazione suolo-struttura è tenuta in conto attraverso molle a comportamento elastico lineare disposte sugli elementi che modellano i micropali caratterizzate da una rigidezza dipendente dal coefficiente  $k_h$ .

Il valore  $k_h$  è stato stimato mediante la formula di Bowles:

$$\tau_{lim,i} = \tau_{lim,i} + \tau_{lim,i} \sqrt[3]{111} \frac{1}{1}$$

dove:

$$i_1 = 80 \frac{1}{2} i_1' i_1' \frac{1}{10000} i_1 = 80 i_1' i_1'$$

- B= 0,24 m è il diametro del micropalo;
- $\gamma'$  è il peso di volume del terreno;
- $N_\gamma$   $N_c$  sono i fattori di capacità portante secondo Hansen;
- Z è la profondità alla quale è valutato il coefficiente  $k_h$ .

Considerando, vantaggio di statica la quota di falda in corrispondenza della sommità dei micropali e in funzione dell'angolo d'attrito  $\phi=35^\circ$  si ottiene il grafico di Figura 7.1 da cui il valore assunto per  $k_h$  di 30000 kNm<sup>-3</sup> costante con la profondità.

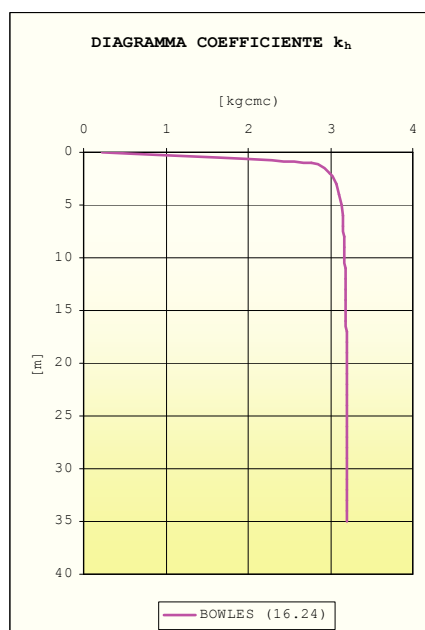
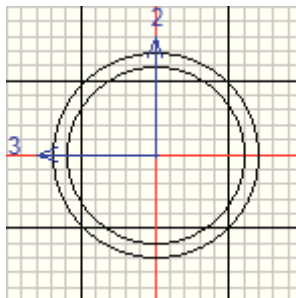


Figura 7.1

## 7.7 VERIFICA DEI MICROPALI DI FONDAZIONE

### 7.7.1 VERIFICHE DI RESISTENZA DEI MICROPALI

Nel presente capitolo si riportano le verifiche di resistenza dei micropali nelle combinazioni di carico più gravose (STR- GEO - SISMA).



Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)  
Units : KN, m, C

Frame : 291	X Mid: 2,171	Combo: C_SLU_12	Design Type: Brace
Length: 1,000	Y Mid: 1,080	Shape: FI_1683_125	Frame Type: Secndry
Loc : 0,000	Z Mid: -2,070	Class: Class 1	Rolled : Yes

Country=CEN Default	Combination=Eq. 6.10	Reliability=Class 2
Interaction=Method 2 (Annex B)	MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No
Consider Torsion? No	Ignore Special EQ Load? Yes	D/P Plug Welded? No
Ignore Seismic Code? Yes		

GammaM0=1,05	GammaM1=1,05	GammaM2=1,25	
q=1,00	Omega=1,00	GammaOV=1,00	
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750	D/C Lim=1,000

Aeff=0,006	eNy=0,000	eNz=0,000		
A=0,006	Iyy=1,868E-05	iyy=0,055	Wel,yy=2,220E-04	Weff,yy=2,220E-04
It=3,737E-05	Izz=1,868E-05	izz=0,055	Wel,zz=2,220E-04	Weff,zz=2,220E-04
Iw=0,000	Iyz=0,000	h=0,168	Wpl,yy=3,041E-04	Av,z=0,004
E=206000000,0	fy=355000,000	fu=510000,000	Wpl,zz=3,041E-04	Av,y=0,004

#### STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0,000	-158,466	5,447	3,765	5,366	4,379	0,000

#### PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.1(7))

D/C Ratio: 0,141 = 0,077 + sqrt[(0,053)^2 + (0,037)^2] < 1,000 OK  
= (Ned/NRd) + sqrt[(My,Ed/My,Rd)^2 + (Mz,Ed/Mz,Rd)^2] (EC3 6.2.1(7))

#### AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd
Axial	Force	Capacity	Capacity
	-158,466	2068,552	2068,552

#### MOMENT DESIGN

	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)	5,447	2,737	102,805	102,805	102,805	102,805
Minor (z-z)	3,765	1,576	102,805	102,805	102,805	

#### SHEAR DESIGN

	Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
Major (z)	5,366	0,000	760,301	0,007	OK

Minor (y)	4,379	0,000	760,301	0,006	OK
Reduction	Vpl,Rd 760,301	Eta 1,200	LambdabarW 0,000		

### 7.7.2 PORTANZA DEI MICROPALI

La tabella seguente mostra la stratigrafia riferimento usata per calcolo della portanza dei micropali. A vantaggio di sicurezza nella determinazione della portanza è stato trascurato il contributo dei primi 3 m di terreno a partire dall'intradosso della fondazione.

da(m)	a(m)	formazione	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	Nspt	$\Phi(^{\circ})$
0	-6	rilevato	20	30-50	33-35
-6	-7,5	copertura	19	25-50	34-37
-7,5	-12	substrato	26	100	38-40

Tabella 7.8 - Stratigrafia di riferimento [(\*) N.B.: La quota di zero coincide con l'intradosso della fondazione.]

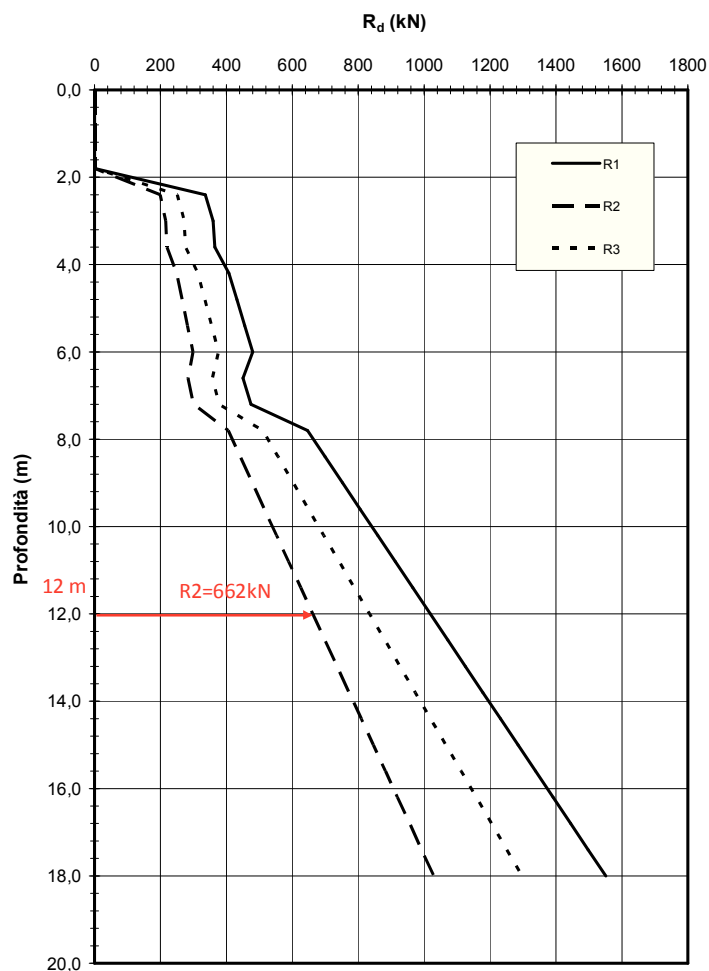


Figura 7.2 – Portanza dei micropali in compressione (Resistenza a compressione a 12 m pari a 662 kN)

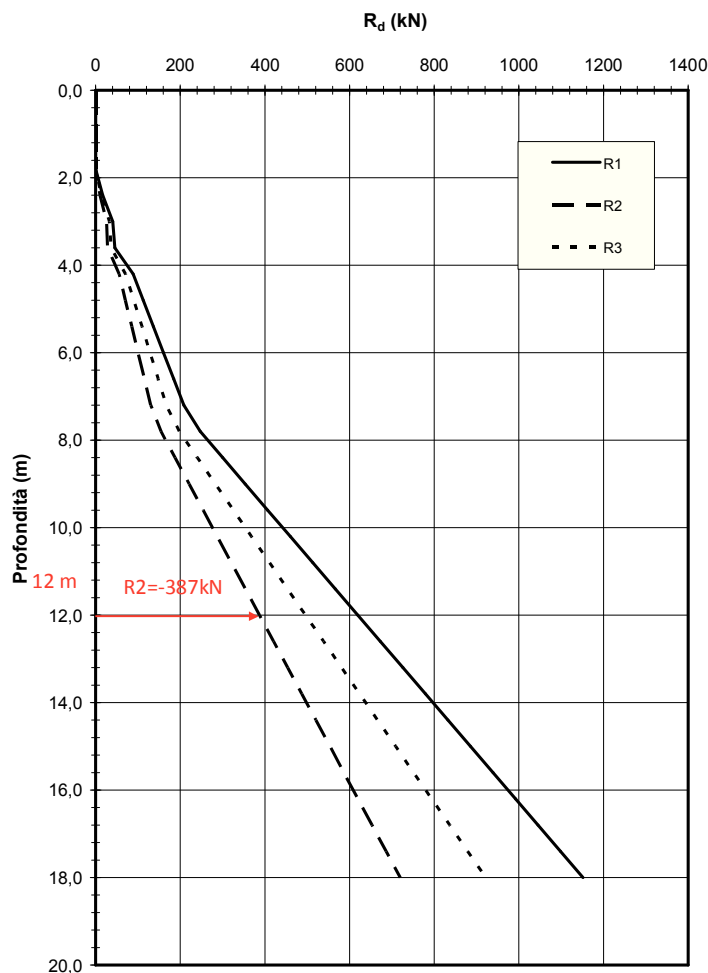


Figura 7.3 - Portanza dei micropali in trazione (Resistenza a trazione a 12 m pari a 387 kN)

La tabella seguente riporta i minimi (compressione) e massimi (trazione) valori delle azioni assiali agenti sui micropali. I dati derivano dall'inviluppo delle combinazioni dai carichi per lo SLU, GEO e delle combinazioni di tipo sismico.

Sollecitazioni	Compressione (kN)	Trazione (kN)
ENV SLU-GEO-SLV	-148.0	33.71

Tabella 7.9 – Sollecitazioni assiali massime sui micropali

Per i micropali con lunghezza di 12 m risultano in corrispondenza della curva R2 i seguenti valori di portanza

- capacità portante in compressione ..... = -662 kN
- capacità portante in trazione..... = 387 kN

La verifica di portanza è pertanto soddisfatta.

### 7.7.3 VERIFICHE PER SLE E SLD

Attraverso l'analisi effettuata mediante il modello agli elementi finiti, che tiene conto anche della deformabilità delle strutture di fondazione, sono stati calcolati i valori di spostamento massimi alla sommità dei micropali riportati in Tabella 7.10.

Spostamenti e Rotazioni		
Micropali PMV	SLE (Rara)	SLD
	[mm]	[mm]
	0,7	1,4

Tabella 7.10

Si registrano spostamenti dell'ordine del millimetro quindi totalmente compatibili con l'esercizio della sovrastruttura.

## 7.8 VERIFICA DEL PLINTO DI FONDAZIONE

Il plinto di fondazione ha dimensioni in pianta pari a 4,8 m x 4,4 m ed uno spessore di 1,6 metri. Le armature presenti nella struttura sono pari a:

- strato superiore - 1Ø20 passo 20 (in entrambe le direzioni)
- strato inferiore - 1Ø20 passo 20 + 1Ø20 passo 40 (in entrambe le direzioni)
- strati intermedi – 2 strati con 1Ø16 passo 40 (in entrambe le direzioni)

Le sollecitazioni massime sul plinto si hanno in direzione trasversale rispetto alla struttura in acciaio a supporto dei PMV (direzione X) e valgono:

- momento flettente (per unità di lunghezza di piastra) = 167 kNm/m
- forza assiale (per unità di lunghezza di piastra) = 96 kN/m
- taglio (per unità di lunghezza di piastra) = 174 kN/m

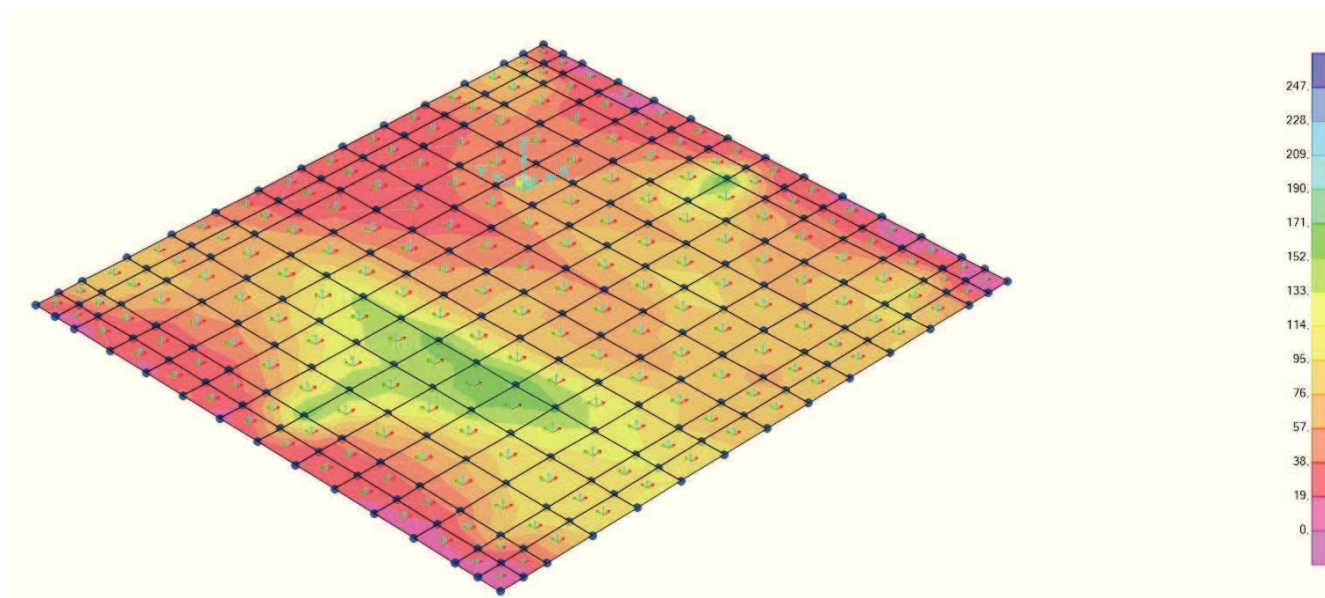


Figura 7.4 – Sollecitazione di momento flettente in direzione X

### 7.8.1 VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Nel seguito si riporta il dettaglio delle verifica di resistenza della sezione maggiormente sollecitata a flessione e forza assiale del plinto di fondazione:

Metodo di calcolo: Stati Limite; Normativa Tecnica: Norme Tecniche per le Costruzioni 2008;

#### MATERIALI:

Calcestruzzo: C28/35;  $R_{ck}=35.00$ ;  $E_c=32588.11$ ;  $N/mm^2$ ;  $\Gamma_{\text{max}}=1.50$   
 $f_{ck}=29.05$ ;  $f_{cd}=16.46$ ;  $f_{ctk}=1.98$ ;  $f_{ctd}=1.32$ ;  $f_{ctm}=2.83$ ;  $f_{cfm}=3.40$ ; (in  $N/mm^2$ )  
 Grafico tensioni/deformazioni cls:  $f_2=16.46$   $N/mm^2$ ;  $\epsilon_{cu2}=0.0035$ ;  $\epsilon_{cs2}=0.0020$   
 Acciaio barre: B450C;  $\Gamma_{\text{max}}=1.15$   
 $f_{yk}=450.00$ ;  $f_{yd}=391.30$ ;  $f_{bd}=2.98$ ;  $E_s=206000.00$ ; (in  $N/mm^2$ );  
 Grafico tensioni/deformazioni acciaio:  $\epsilon_{su}=0.0675$ ;  $k=1.15$   
 Nelle verifiche delle tensioni SLE trascura sempre la resistenza a trazione del cls: Si  
 Acciaio staffe:  $f_{yk}=430.00$ ,  $f_{yd}=373.91$  (in  $N/mm^2$ )  
 Percent. torsione limite ( $T_{orSoll}/T_{orRes}$ )\*100=20.00 %

#### FORMA DELLA SEZIONE: Rettangolare

Base:  $B=100.00$  cm; Base:  $H=160.00$  cm  
 Rotazione:  $\text{rot}=0.00$  gradi  
 Area totale acciaio .....  $A_{st}=49.76$   $cm^2$   
 Copriferro di progetto .....  $c=2.80$  cm  
 Diametro staffe .....  $d_s=8$  mm

#### GEOMETRIA DELLE MASSE SEZIONE IN CALCESTRUZZO:

Area:  $A_{cls}=16000.00$   $cm^2$ ; Baricentro:  $X_{gcls}=-0.00$  cm;  $Y_{gcls}=0.00$  cm  
 Momenti d'inerzia:  $J_x=34133333.33$   $cm^4$ ;  $J_y=13333333.33$   $cm^4$ ;  $J_{xy}=0.00$   $cm^4$ ;  
 Momenti principali d'inerzia:  $J_{csi}=34133333.33$   $cm^4$ ;  $J_{eta}=13333333.33$   $cm^4$ ;  
 Angolo tra l'asse principale d'inerzia  $c_{si}$  e l'asse x:  $\Theta=-0.00$  rad;

#### COMBINAZIONI DI CARICO:

Azione normale (positiva se di compressione).  
 Azioni rispetto x e y baricent. paralleli agli assi x e y (KN, KN\*m).

#### Combinazioni stati limite ultimi:

comb.	N	Mx	Tx	My	Ty	Mt
1	-96.00	167.00	0.00	0.00	174.00	0.00

#### VERIFICA PRESSO-TENSOFLESSIONE (comb. di carico N.ro 1):

Equaz. asse neutro  $ax+by+c=0$  :  $a=0.000000$ ;  $b=2000.000000$ ;  $c=-144759.069962$   
 Angolo asse neutro-asse x :  $\alpha=0.000000$  gradi sessadec. in senso antiorario

#### Deformazioni a rottura (valore positivo se di accorciamento)

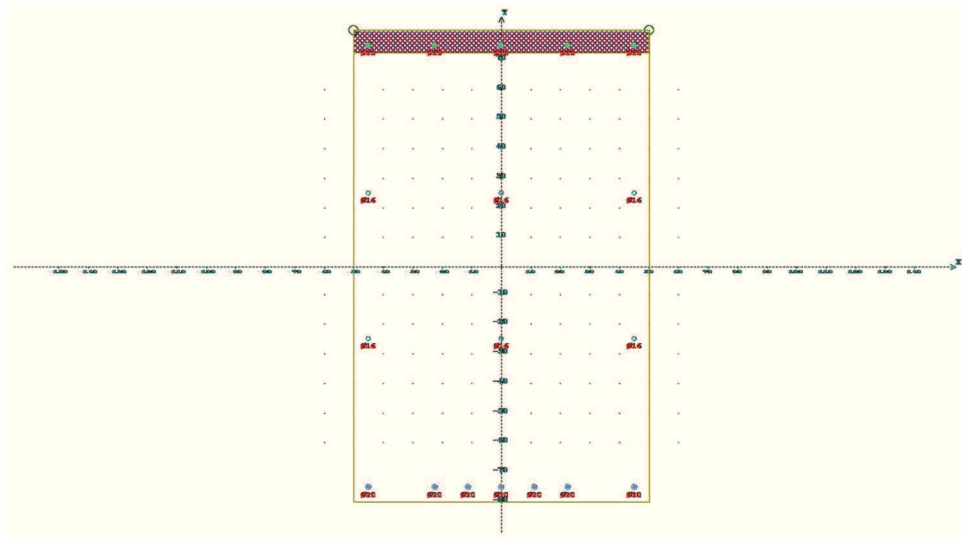
Sezione parzializzata  
 Deformazione massima cls .....  $\epsilon_c=3.49018$  / 1000  
 Deformazione massima acciaio .....  $\epsilon_s=-67.50000$  / 1000  
 Deformazione minima acciaio .....  $\epsilon'_s=1.20018$  / 1000

#### Azioni sollecitanti rispetto agli assi principali d'inerzia (N, N\*m):

$N_S=-96000.00$ ;  $M_{xiS}=167000.00$ ;  $M_{yiS}=-0.00$ ;  $T_{xiS}=0.00$ ;  $T_{yiS}=174000.00$   
 Azioni resistenti a rottura rispetto agli assi principali d'inerzia (N, N\*m):  
 $N_R=-96002.51$ ;  $M_{xiR}=1791449.97$ ;  $M_{yiR}=-0.00$

#### Mxi0=-9090.91, Myi0=-0.00 - Punto base nel grafico Mxi-Myi sul piano NS=cost.

$MR=((M_{xiR}-M_{xi0})^2+(M_{yiR}-M_{yi0})^2)^{1/2}=1782359.06$ ;  $MS=((M_{xiS}-M_{xi0})^2+(M_{yiS}-M_{yi0})^2)^{1/2}=157909.09$   
 Fattore di sicurezza ad N costante:  $MR/MS=11.2872 > 1$   
 VERIFICA POSITIVA



VERTICI SEZIONE:

Nv	X (cm)	Y (cm)	epsilon c x1000
1	-50.00	-80.00	-69.79
2	-50.00	80.00	3.49
3	50.00	80.00	3.49
4	50.00	-80.00	-69.79

BARRE LONGITUDINALI::

Nf	X (cm)	Y (cm)	diametro(mm)	epsilon f x1000
1	45.00	75.00	20.00	1.20
2	45.00	-75.00	20.00	-67.50
3	-45.00	-75.00	20.00	-67.50
4	-45.00	75.00	20.00	1.20
5	-22.50	75.00	20.00	1.20
6	0.00	75.00	20.00	1.20
7	22.50	75.00	20.00	1.20
8	-22.50	-75.00	20.00	-67.50
9	0.00	-75.00	20.00	-67.50
10	22.50	-75.00	20.00	-67.50
11	45.00	-25.00	16.00	-44.60
12	45.00	25.00	16.00	-21.70
13	-45.00	-25.00	16.00	-44.60
14	-45.00	25.00	16.00	-21.70
15	-11.25	-75.00	20.00	-67.50
16	11.25	-75.00	20.00	-67.50
17	0.00	-25.00	16.00	-44.60
18	0.00	25.00	16.00	-21.70

INTERSEZIONI TRA ASSE NEUTRO E PROFILO DELLA SEZIONE :

Ni	X (cm)	Y (cm)
1	-50.00	72.38
2	50.00	72.38

Fattore di sicurezza SLU per sforzo normale e flessione per tutte le combinazioni											
NS, MSxi, MSyi: azioni sollecitanti rispetto agli assi principali di inerzia											
NR, MRxi, MRyi: azioni resistenti											
sic.: fattore Resistenza/Sicurezza a pressoflessione (o per la compressione assiale) SLU											
Aft, Afc: armatura in zona tesa e compressa a pressoflessione											
T: tipo N = pressofles. ad N costante; M = pressofles. ad M/N costante;											
C = il fattore NRd/NS risulta piu' sfavorevole (NRd= 22615.71 KN)											
V : verifiche - con un asterisco viene indicata la sezione non verificata											
con un N se la combinazione non converge											
comb	NS	MSxi	MSyi	NR	MRxi	MRyi	sic.	Aft	Afc	T V	
n.ro	(KN)	(KNm)	(KNm)	(KN)	(KNm)	(KNm)		(cm²)	(cm²)		
1	-96.00	167.00	-0.00	-96.00	1791.45	-0.00	11.287	34.05	15.71	N	
Tutte le combinazioni sono verificate a sforzo normale e flessione SLU											

## 7.8.2 VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Nel seguito si riporta il dettaglio delle verifica di resistenza della sezione maggiormente a taglio del plinto di fondazione:

TAGLIO. VERIFICA-PROGETTO di elementi <u>senza armatura</u>			
D.M.14.01.2008			
DATI GENERALI			
TIPOLOGIA SEZIONE	RETTANGOLARE		
Altezza sezione rettangolare	$h_r$	160,0	cm
Larghezza sezione rettangolare	$b_r$	100,0	cm
Larghezza sezione di calcolo	$b_w$	100,0	cm
Area sezione trasversale	$A_c$	16000	cm <sup>2</sup>
diametro barre longitudinali tese	$\phi_L$	0	mm
Numero di barre longitudinali tese	$n_B$	0	-
copriferro di calcolo in asse barra	$c$	5,0	cm
Altezza utile sezione	$d$	155,0	cm
Resistenza caratter. compr. cubica	$R_{ck}$	35	Mpa
Resistenza caratteristica snerv. Acciaio	$f_{yk}$	450	Mpa
Resistenza caratter. compr. cilindrica	$f_{ck}$	29,05	Mpa
Resistenza media a trazione	$f_{ctm}$	2,83	MPa
Resistenza di calcolo cls	$f_{cd}$	16,46	MPa
Resistenza di calcolo ridotta	$f_{cd'}$	8,23	MPa
Resistenza di calcolo acciaio	$f_{yd}$	391,3	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd}$	1,32	MPa
SOLLECITAZIONI			
Forza assiale nella sezione	$N_{Ed}$	0	kN
Taglio nella sezione	$V_{Ed}$	167	kN
VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO			
Tensione media di compressione	$\sigma_{cp}$	0,00	MPa
Tensione di compressione uniforme limite	$0.2 \times f_{cd}$	3,29	MPa
Armatura longitudinale tesa totale	$A_{sl}$	0,0	cm <sup>2</sup>
rapporto geom. armatura long.	$\rho_1$	0	---
parametro - k	$k$	1,359	---
parametro - v <sub>min</sub>	$v_{min}$	0,299	Mpa
Taglio resistente	$[V_{Rd}]$	0,0	kN
Limitazione inferiore normativa	$(v_{min} + k \sigma_{cp}) b_w d$	463,3	kN
Taglio resistente	$V_{Rd}$	463,3	kN
Esito verifica a taglio	FS	0,360	<1.0 OK

 	<p>AUTOSTRADA A10 GENOVA-VENTIMIGLIA FONDAZIONE DELLA STRUTTURA P.M.V. Relazione di Calcolo</p>
---	---

**Allegato: Relazione di Calcolo Struttura Portale PMV a bandiera da 14.40m**

## **PMV a bandiera da 14.40m**

### **Relazione di calcolo**

**INDICE**

1.	Introduzione	4
1.1	Generalità	4
1.2	Descrizione dell'opera	4
1.3	Fasi realizzative (montaggio e regolazione)	13
1.4	Normative e bibliografia di riferimento	14
1.5	Durabilità e Vita Utile	15
1.6	Materiali impiegati	16
1.6.1	Conglomerati cementizi	16
1.6.2	Acciaio per cemento armato	16
1.6.3	Acciaio da carpenteria	17
1.7	Unioni	17
1.7.1	Giunzioni bullonate	17
1.7.1.1	Tirafondi:	17
1.7.2	Saldature	17
1.8	Software di calcolo	18
1.8.1	Programmi di calcolo agli elementi finiti	18
1.8.2	Verifiche delle sezioni in cemento armato di forma qualsiasi	18
1.8.3	Altro	18
1.9	Contestualizzazione dell'opera	19
2.	Analisi dei carichi	20
2.1	Pesi propri ( $g_{1k}$ )	20
2.2	Sovraccarichi permanenti ( $g_{2k}$ )	21
2.3	Carichi accidentali su passerella ( $q_{ak}$ )	22
2.4	Azioni del vento ( $F_w$ )	22
2.4.1	Vento per verifiche d'esercizio	22
2.4.2	Vento per verifiche a fatica	26
2.4.3	Vento causato traffico veicolare (Buffeting)	29
2.5	Temperatura ( $T_k$ )	32
2.6	Azioni sismiche	32
2.7	Combinazioni di carico	34
2.7.1	Combinazioni per gli S.L.U. – STR	35
2.7.2	Combinazioni per gli S.L.U. - GEO	35
2.7.3	Combinazioni per gli S.L.E.	36
2.7.4	Combinazioni per gli S.L. Fatica.	36
3.	Analisi strutturale	36
3.1	Generalità	36
3.2	Analisi statica	38
3.2.1	Caratteristiche di sollecitazione elementari	38
3.3	Analisi modale	46

3.4	Analisi sismica	49
3.5	Analisi di buckling globale	54
4.	Verifica membrane	57
4.1	S.L.U. resistenza e stabilità locale	57
4.1.1	Verifiche di resistenza	58
4.1.1.1	Correnti orizzontali	59
4.1.1.2	Correnti di montante	60
4.1.1.3	Aste di parete	61
4.1.1.4	Lastre in acciaio	63
4.1.2	Verifiche di stabilità locale (membrane)	67
4.1.2.1	Correnti orizzontali	67
4.1.2.2	Correnti di montante	67
4.1.2.3	Aste di parete	68
4.1.3	Verifiche di stabilità locale (lamiera sottili)	70
4.2	S.L.E. – resistenza	75
4.2.1.1	Correnti orizzontali	75
4.2.1.2	Correnti di montante	75
4.2.1.3	Aste di parete	76
4.3	S.L.E. - deformazione	76
4.4	Verifiche di stabilità globale	77
5.	Verifica unioni	79
5.1	Verifica unioni saldate	79
5.1.1	Verifica S.L.U. di resistenza	80
5.2	Verifica a fatica	82
5.2.1.1	Azioni indotte dai carichi di fatica	82
5.3	Verifica unioni bullonate	85
5.3.1	Verifica unioni bullonate	86
5.3.1.1	Giunzione flangiata tipo A	87
5.3.1.2	Giunzione flangiata tipo B	88
6.	Fondazione	93
6.1	Sollecitazioni in fondazione	94
6.2	Plinto e pali di fondazione	96
6.2.1	Descrizione e ipotesi di calcolo	96
6.2.2	Verifica dei pali di fondazione	97
6.2.3	Verifica del plinto di fondazione	102

## 1. Introduzione

### 1.1 Generalità

Nel presente elaborato si riportano i calcoli statici relativi alla struttura di supporto per pannelli a messaggio variabile (P.M.V.) tipo "itinere" con sbraccio massimo pari a 14.40 m, nella tipologia con ritto a doppia sezione scatolare.

La struttura è concepita per l'impiego di base su carreggiate autostradali a tre corsie + emergenza, ma la presenza di uno sbraccio modulare, ne consente l'impiego anche su carreggiate autostradali a 2 corsie + emergenza.

La contestualizzazione dell'opera ai fini della valutazione delle azioni di progetto è effettuata in modo da garantire l'installazione sull'intera rete di competenza ASPI, secondo le modalità di dettaglio indicate nel prosieguo.

In figura si riporta la configurazione identificativa dell'opera.

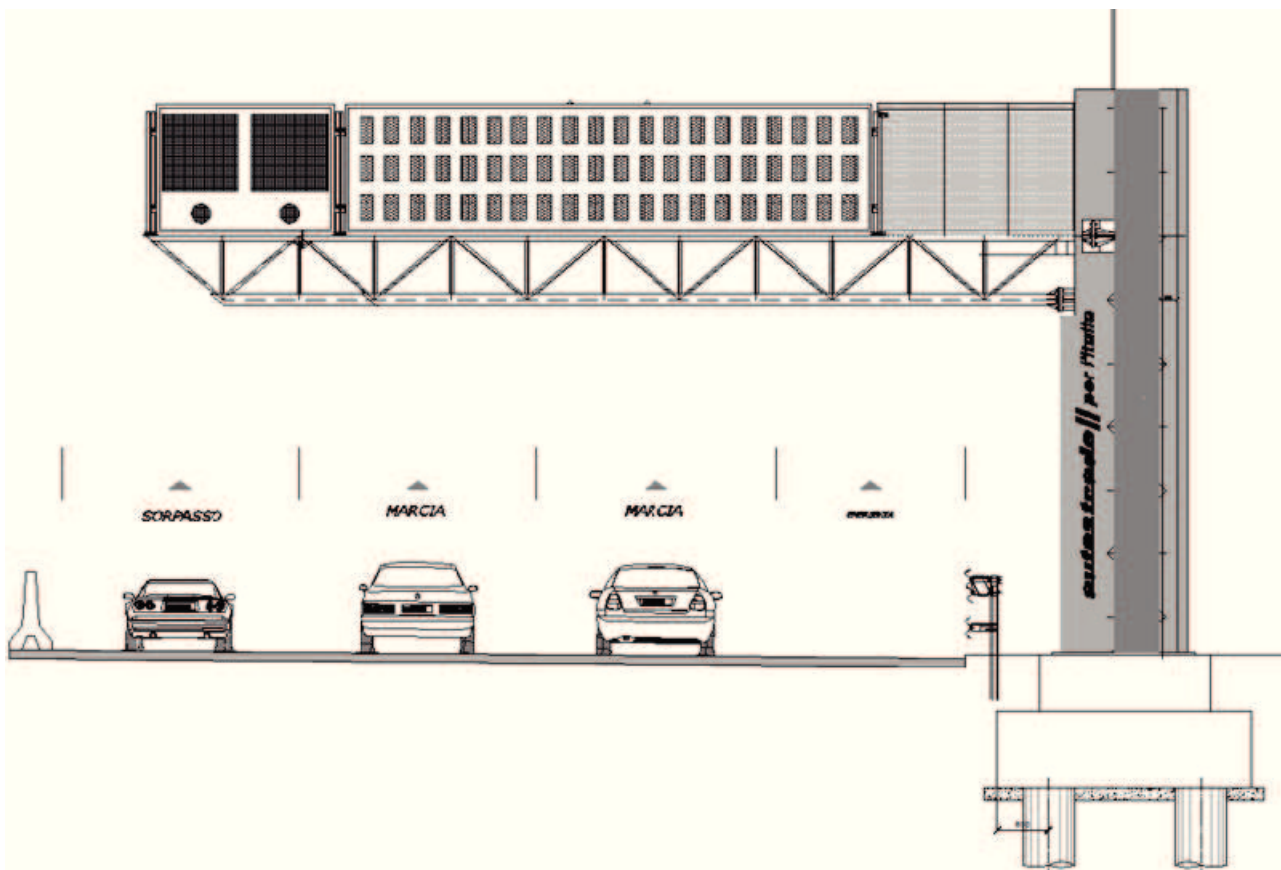


Fig. 1 – Prospetto frontale

### 1.2 Descrizione dell'opera

La struttura è configurata come un semplice portale a mensola aggettante sul piano stradale. La luce della mensola, valutata rispetto al filo interno del montante, è pari a 14.40 m. Come accennato in premessa, l'opera è adattabile, mediante la rimozione del modulo di estremità della traversa, all'installazione su carreggiata a 2 corsie + emergenza, con luce netta di traversa pari a 12.00 m.

Il montante presenta un'altezza complessiva di circa 8.50 m, e la traversa è alloggiata a quota tale da garantire un franco netto sul piano stradale di 5.50 m.

Nel suo assieme, la struttura è pensata per consentirne l'installazione sia su strada di tipo A (autostrade) esistenti che di nuova realizzazione ed è pertanto dotata dei margini geometrici di tolleranza che consentono di adattarla alla maggior parte dei casi reali senza modifiche sostanziali della struttura.

La traversa è predisposta per l'installazione dei seguenti elementi di segnalazione:

- Pannello alfanumerico a messaggio variabile
- Pannello a pittogramma
- Impianto semaforico
- Strumentazioni di rilevamento (non considerate nei calcoli strutturali)

Sul retro dei pannelli è previsto un camminamento protetto, in grado di consentire le operazioni di ordinaria manutenzione. Per tutti gli elementi costituenti il manufatto è previsto il trattamento di zincatura a caldo.

Gli schemi seguenti riportano il prospetto frontale, la vista dall'alto dell'opera, oltre alla sezione della traversa.

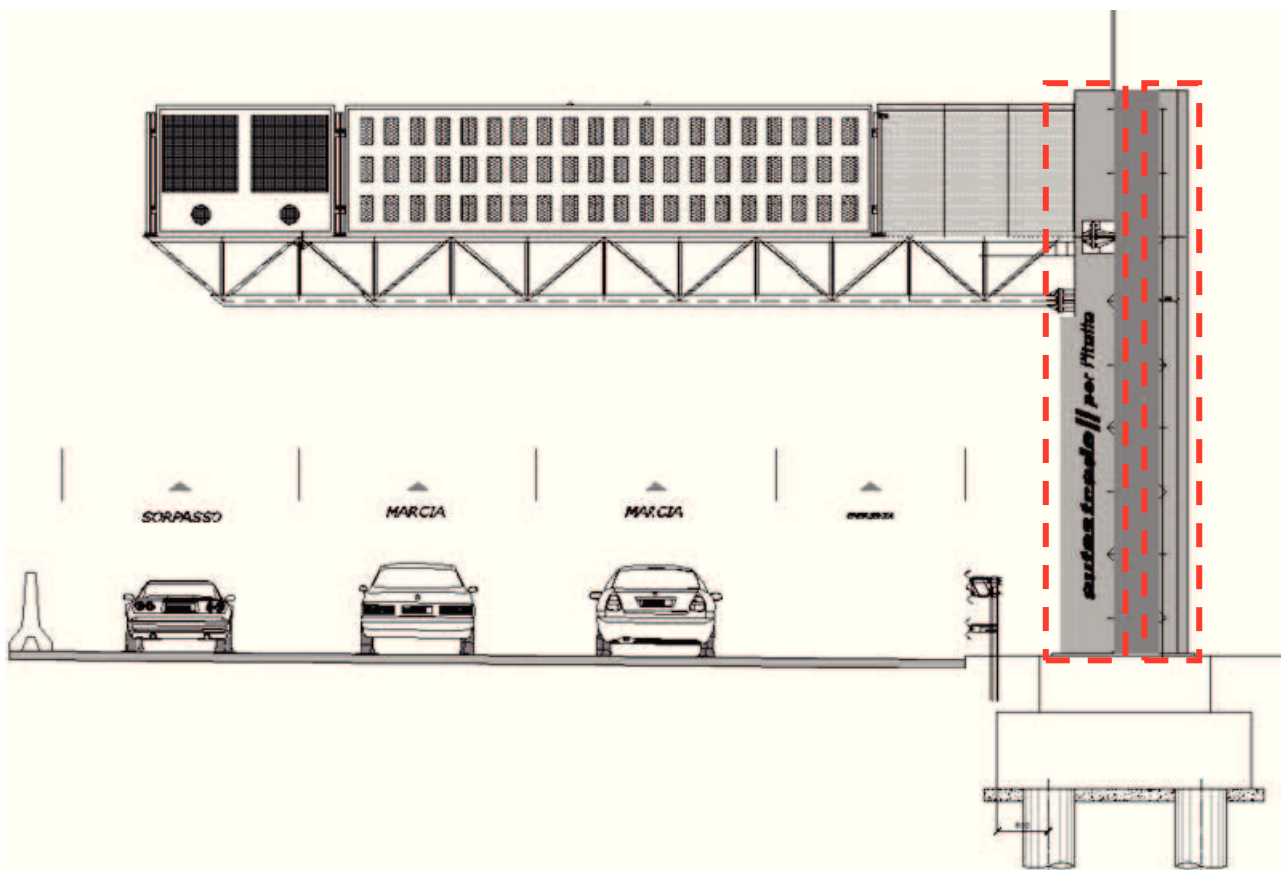


Fig. 2 – Prospetto frontale

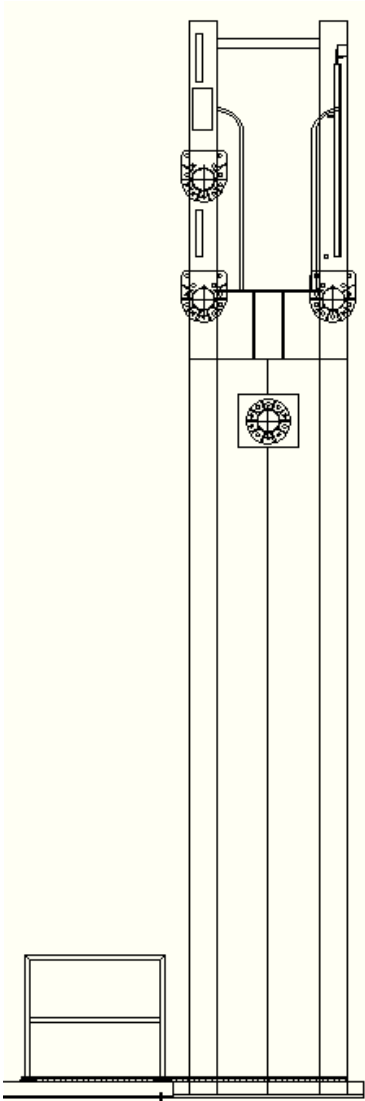


Fig. 3 – Prospetto laterale

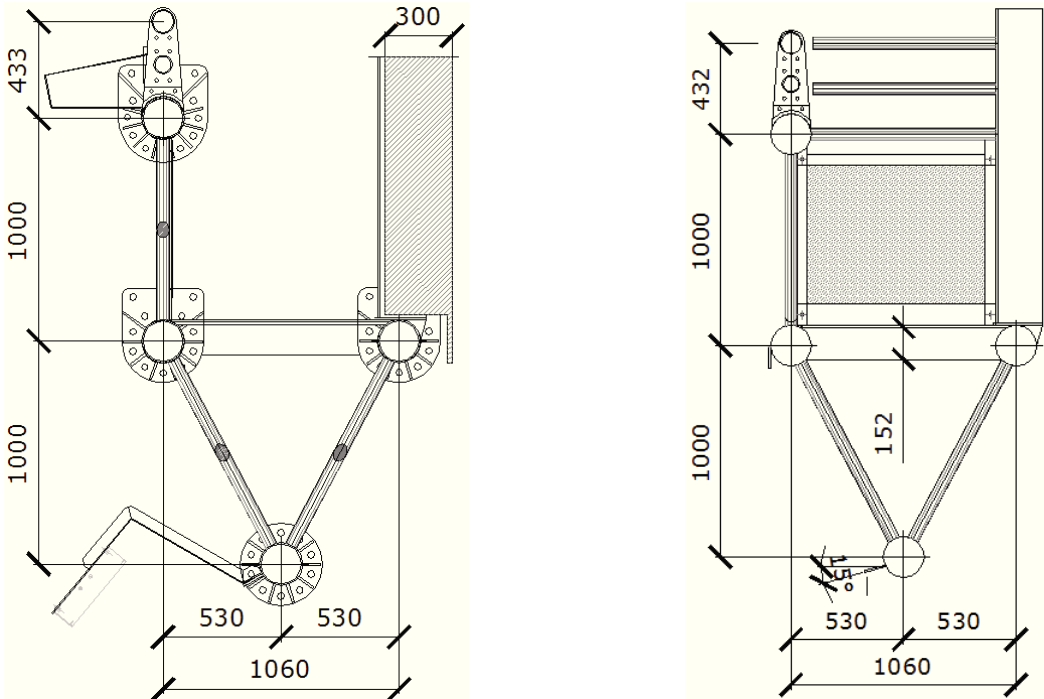


Fig. 4 – Prospetto frontale della traversa

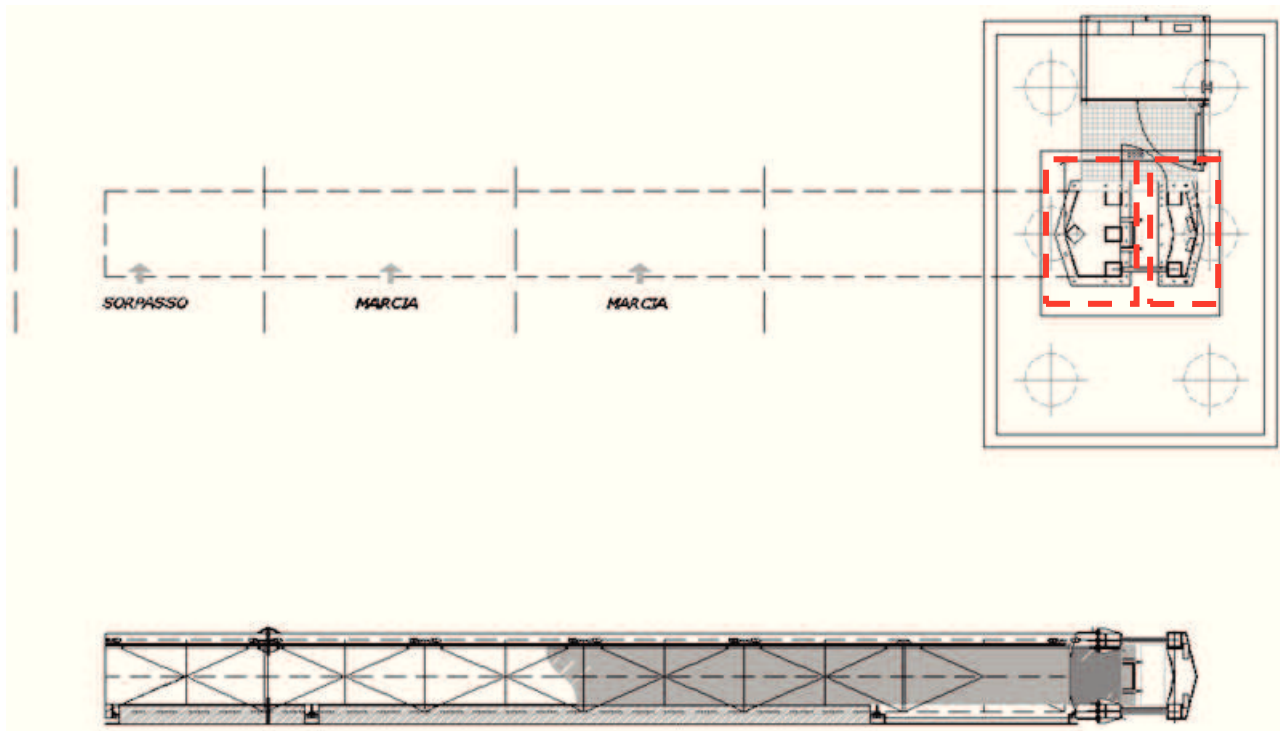


Fig. 5 – Vista in pianta e pianta del sistema di fondazione.

Il montante è formato da due corpi con sezione scatolare (evidenziati dai riquadri rossi), collegati da una tralicciatura di aste di parete realizzate con tubolari pieni.

Come mostrato nella figura seguente, i corpi scatolari sono formati da un guscio metallico chiuso, dello spessore di 10 mm, che perimetra un sistema di colonne metalliche realizzato con profili quadri 220×220×10. Lo scatolare disposto lato carreggiata è corredato di 4 colonne, mentre lo scatolare posteriore alloggia 2 colonne. La lamiera che compone il guscio viene irrigidita mediante inserti orizzontali metallici, aventi la funzione di irrigiditore di parete, e di traverso nei confronti della sezione cellulare. Tali inserti sono disposti ad interasse verticale pari a quello della tralicciatura di composizione delle due aste principali, pari a 1000 mm.

Sia il corpo scatolare anteriore che posteriore, sono saldati su piastre metalliche di base dello spessore di 20 mm, che alloggiano il sistema di ancoraggio sul plinto, realizzato mediante tirafondi M27.

L'ingombro complessivo in pianta del corpo montante è pari a 2×1.3 m.

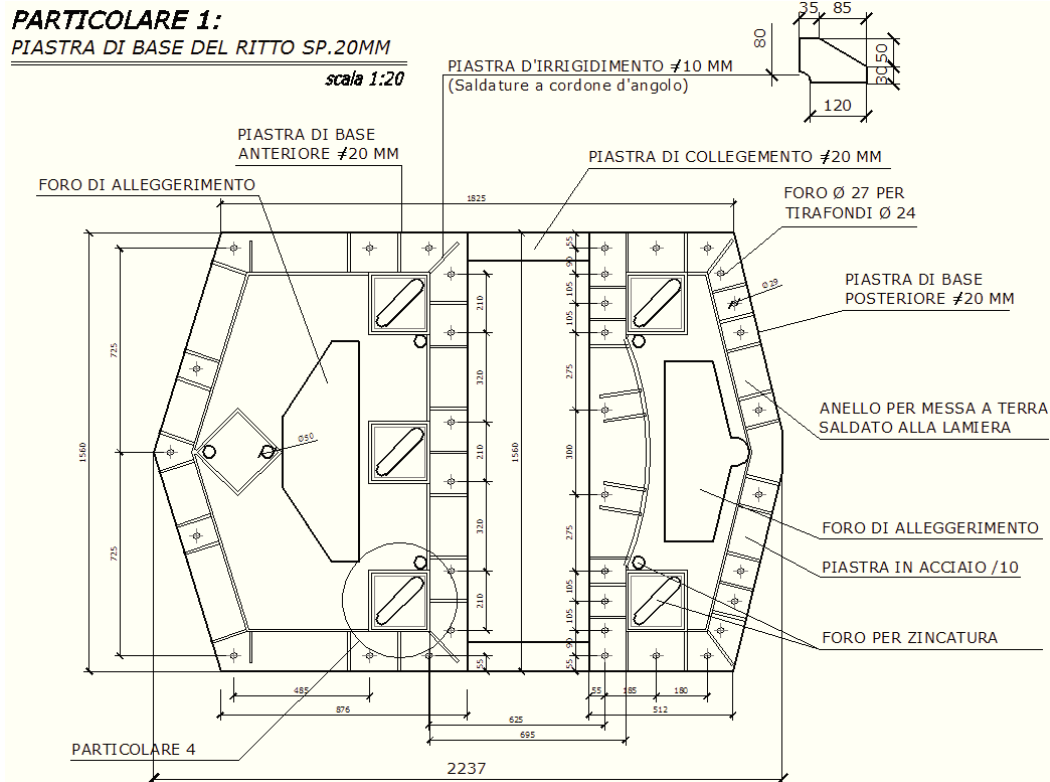
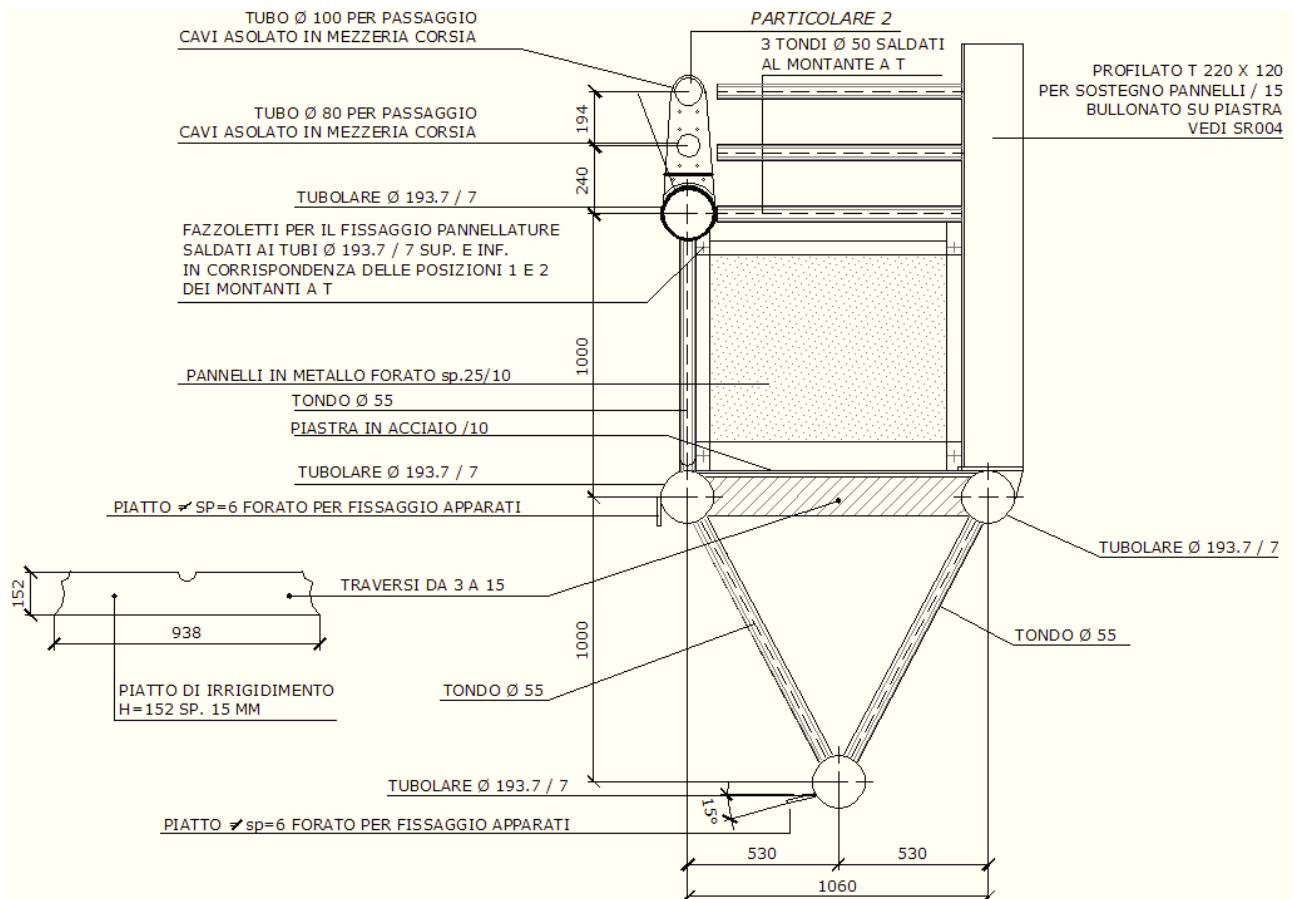


Fig. 6 – Sezione alla base del ritto.

Lo spazio tra lo scatolare anteriore ed il posteriore alloggia la scala di accesso al piano della traversa.

La traversa è formata da un'asta reticolare il cui corpo principale è formato da tre correnti realizzati con tubolari cavi. I tre tubolari di corrente, disposti a formare una sezione trasversale triangolare ( $b \times h = 1.1 \times 1$  m), sono collegati sui due lati inclinati da aste di parete tubolari, e sul lato orizzontale da una lamiera piena dello spessore di 10 mm, che alloggia il piano di calpestio. Tale lamiera, avente la funzione di irrigiditore di parete della traversa, è nervata trasversalmente mediante lamiere dello spessore di 15 mm, poste ad interasse di 1 m.

Un'ulteriore asta di corrente, priva di funzione strutturale essenziale, viene impiegata per il passaggio degli impianti ed ancoraggio della rete di protezione.



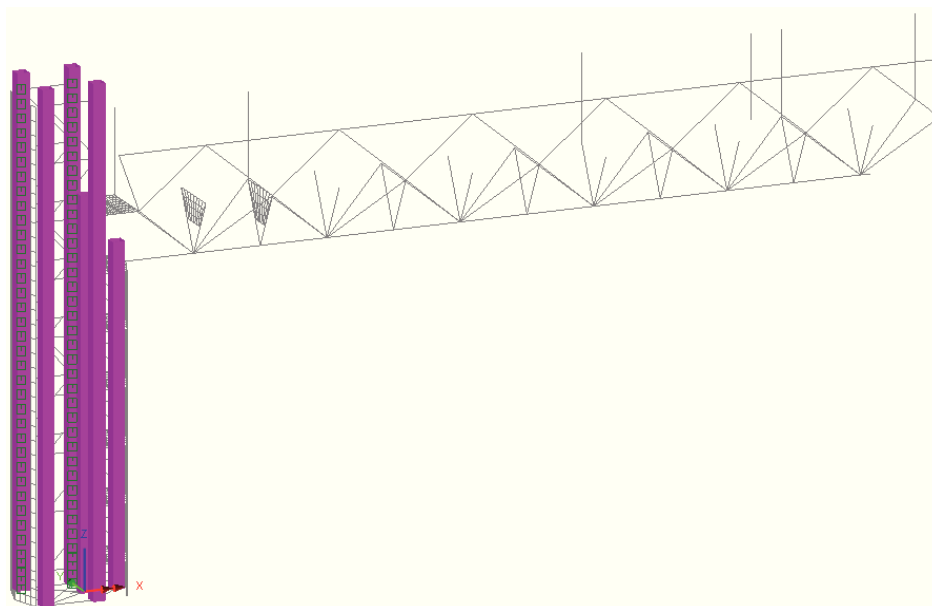
*Fig. 7 – Dettaglio della traversa – Prospetto laterale*

L'ancoraggio tra traversa e montante è realizzato lungo i correnti della traversa mediante unioni flangiate. In estrema sintesi, gli elementi che caratterizzano strutturalmente l'opera sono i seguenti:

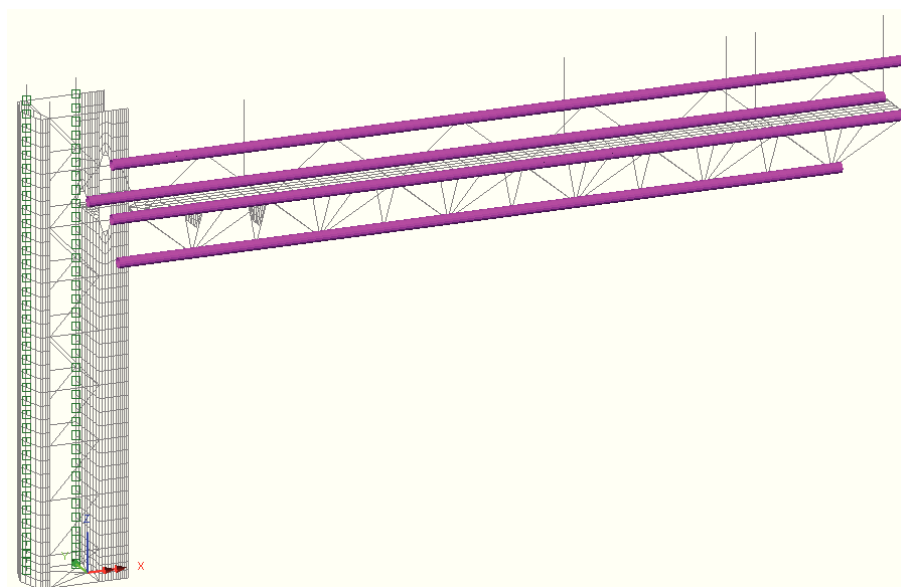
- Colonne montanti: profili quadri 220×220×10 mm
- Aste di parete montante: tondi ø 80 mm
- Lamiera guscio: spessore 10 mm
- Correnti traversa: tubolare ø 193.7 sp. 7 mm (incluso mancorrente)
- Aste di parete traversa: tondi ø 55 mm
- Lamiera di parete traversa: spessore 10 mm

**Tubi scatolari 220x220x10 mm**

impiegati per i montanti del ritto.

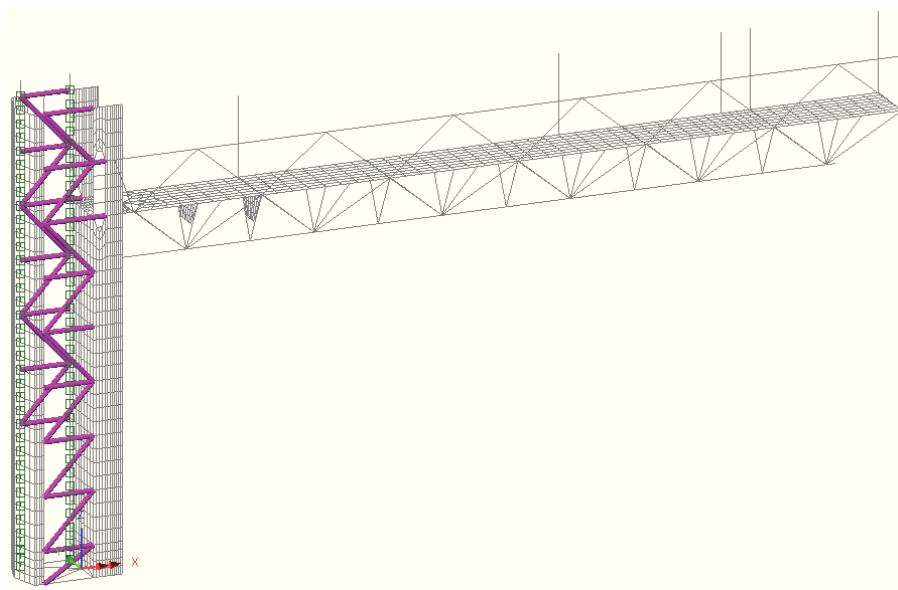
**tubolare  $\varnothing$  193.7 sp.7 mm**

impiegati per i correnti di innesto del traliccio inferiore dello sbalzo nel montante.

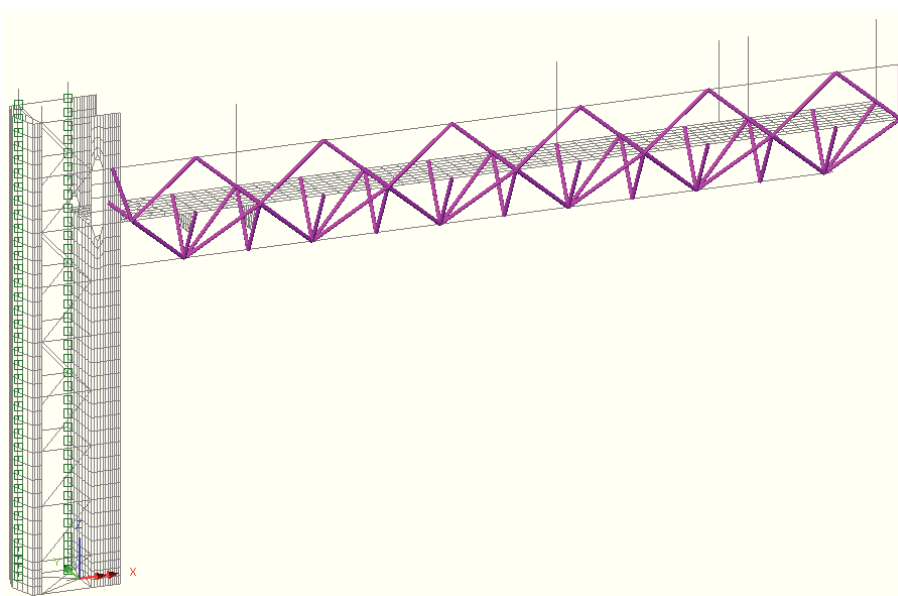


**tubi  $\varnothing$  80 mm**

impiegati per i diagonali di collegamento dei due macro-tubi del montante.

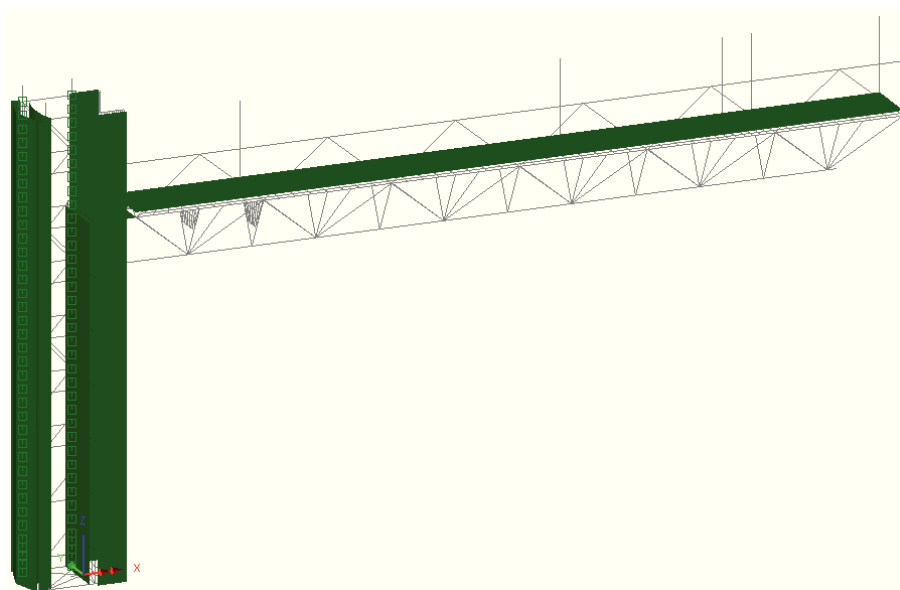
**tubolare  $\varnothing$  55 mm**

impiegati per i diagonali di collegamento dei correnti inferiori della travata a sbalzo.

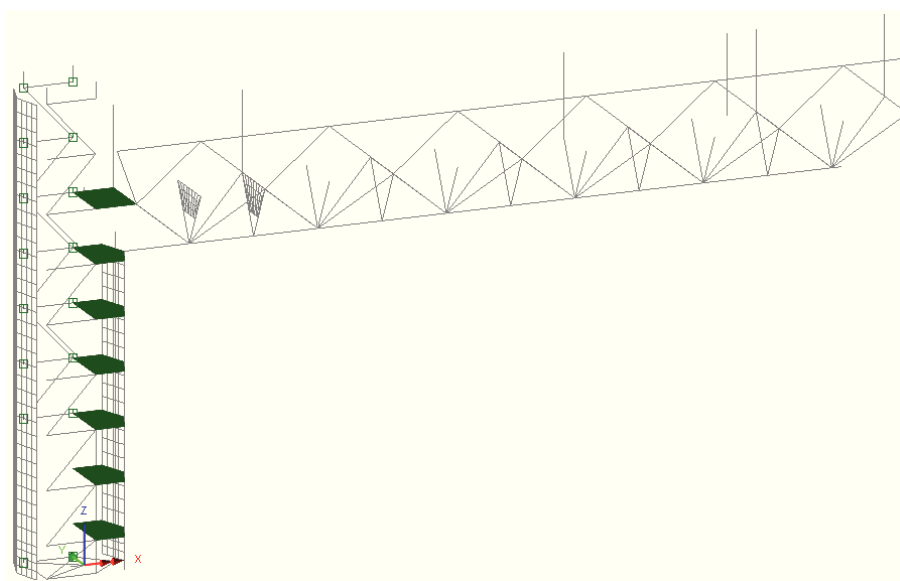


**Lamiere di sp.10mm**

impiegate per il collegamento dei tubi scatolari che costituiscono i montanti e per la passerella disposta sulla travata a sbalzo.

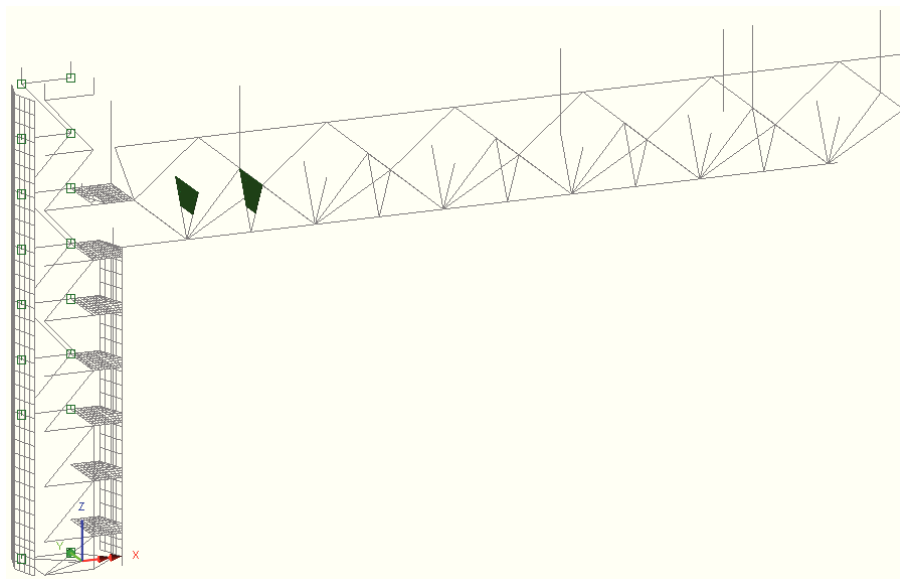
**Lamiere di sp.10mm**

impiegate per l'irrigidimento del macrotubo anteriore che compone il ritto.



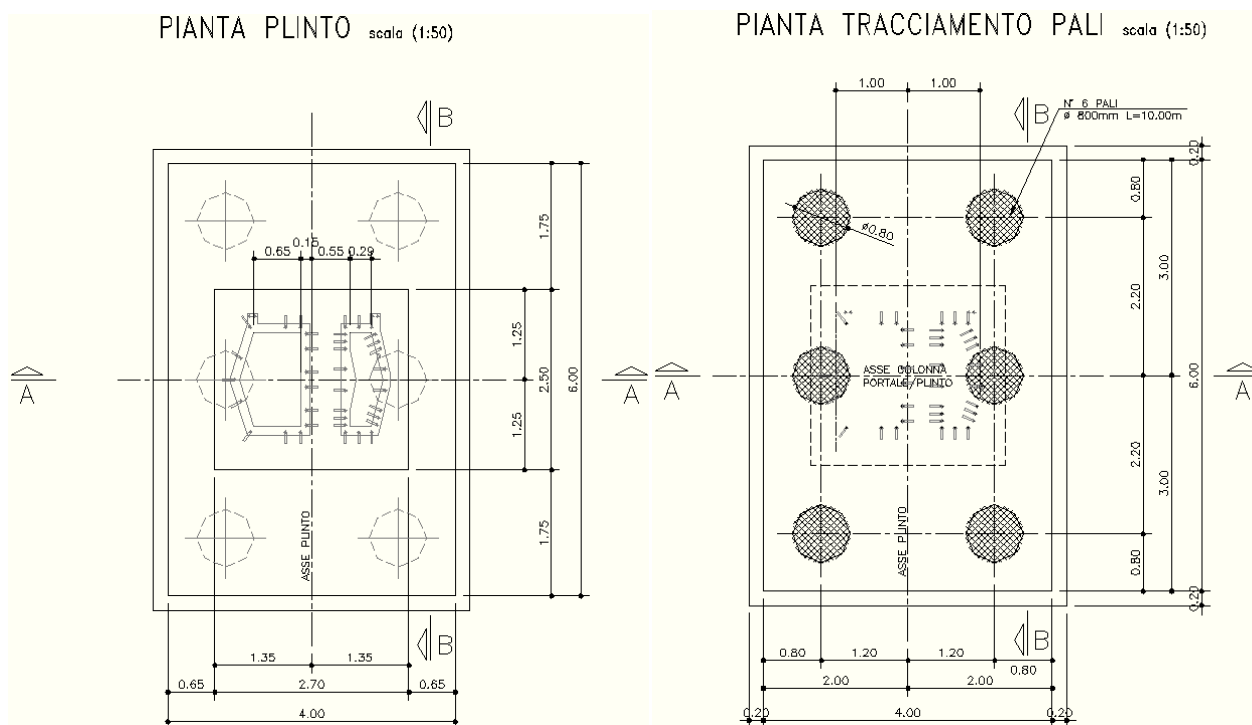
### Lamiere di sp.15mm

impiegate per l'irrigidimento della lamiera della passerella nella zona prossima al collegamento travata ritto.



Il montante è alloggiato su di una struttura in c.a. composta da un torrino  $2.70 \times 2.40 \times 0.90$  m su cui è alloggiato il montante, e da un dado  $4.0 \times 6.0 \times 1.2$ , che collega la palificata.

Il collegamento montante/fondazione è realizzato mediante tirafondi  $\varnothing 24$ .



### 1.3 Fasi realizzative (montaggio e regolazione)

Il plinto viene realizzato alla progressiva stabilità demolendo la parte del conglomerato bituminoso della corsia d'emergenza per poter realizzare il tratto di plinti sotto la pavimentazione. Eseguito lo scavo, la disposizione delle armature e dei tirafondi, si esegue il getto di calcestruzzo. L'asse dei cestelli dei tirafondi

dovrà essere perfettamente ortogonale all'asse stradale. A getto completato, si disporrà la contro piastra da 10 mm e verrà riempito a lavori ultimati con malta o betoncino reoplastico.

A calcestruzzo maturo vengono trasportati a piè d'opera, la trave da 12 m, l'eventuale prolunga da 2,40 m, il ritto, i pannelli con relativi sostegni, i passacavi della trave ed i grigliati per il parapetto, oltre alla struttura di sostegno dello shelter.

Viene posto in opera il ritto, sollevato tramite apposti golfari, inserendo i tirafondi nei fori della piastra di base, e vengono separati i dadi alla coppia prevista dalle norme. La trave viene assemblata a piè d'opera, collegando l'eventuale prolunga, i grigliati, i passacavi, i montanti di sostegno per i pannelli ed i pannelli stessi.

La trave è sollevata tramite appositi golfari avvitati nella lamiera di calpestio e incastrata al ritto tramite i ganci autocentranti; l'ancoraggio provvisorio è completato con l'inserimento del perno di sicurezza, mantenendo tuttavia la gru in prossimità dell'opera con i cavi ancorati.

Viene quindi completato il collegamento con l'inserimento di tutti i bulloni dei giunti ad il loro successivo serraggio con chiave dinamometrica alla coppia prevista.

La trave a questo punto risulterà perfettamente orizzontale in virtù della contromonta assegnata in officina, che ne compensa la deformazione per carichi verticali e, successivamente, viene installata la struttura di sostegno dello shelter.

Successivamente il montaggio è completato con il getto di malta già menzionato che conclude la fase di installazione del portale.

L'unica regolazione necessaria è quella che permette la planarità della contro piastra d'appoggio del ritto. La deformazione della trave sarà infatti compensata dall'opportuna contromonta assegnata in officina.

Qualora, in condizioni del tutto particolari e giustificate, fosse necessario agire sulla verticalità del ritto per recuperare l'orizzontalità della trave, si potrà agire sui dadi di base, avendo però cura di non superare un fuori piombo di 4 cm dal vertice più alto del ritto.

Particolare cautela dovrà essere posta nell'orientamento dei tirafondi, dato che nessuna regolazione è più possibile per l'orientamento della struttura a getto avvenuto.

Le fasi descrittive potranno avvenire con semplicità e rapidità solo nel caso in cui la struttura sia realizzata in officina a regola d'arte, con controllo dell'ortogonalità e parallelismo dei pezzi, rifinitura delle saldature e della zincatura, rispetto delle tolleranze, coincidenza delle forature, ecc. Per questo si raccomanda un assiduo controllo negli stabilimenti e all'atto della spedizione degli elementi, sia da parte del committente che da parte della direzione lavori.

#### **1.4 Normative e bibliografia di riferimento**

Le analisi strutturali e le relative verifiche vengono eseguite secondo il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite, in accordo alle disposizioni normative previste dalla vigente Normativa Nazionale e da quella europea (Eurocodici, EN).

In particolare, al fine di conseguire un approccio il più unitario possibile relativamente alle prescrizioni ed alle metodologie/criteri di verifica, si è fatto diretto riferimento alle varie parti degli Eurocodici, unitamente ai relativi *National Application Documents* (NAD's), verificando puntualmente l'armonizzazione del livello di sicurezza conseguito con quello richiesto dalla vigente Normativa nazionale.

In linea generale, si è fatto riferimento agli Eurocode packages 2/1 e 3/1, rispettivamente per la progettazione della struttura in acciaio, degli elementi in calcestruzzo della struttura fondale.

In dettaglio, si fa riferimento ai seguenti documenti normativi:

- UNI EN 1990: Basi della progettazione strutturale
- UNI EN 1991-1-4: Azioni sulle strutture – Azione del vento
- UNI EN 1991-1-5: Azioni sulle strutture – Azioni termiche
- UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti
- UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1992-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Ponti di calcestruzzo
- UNI EN 1993-1-1: Progettazione delle strutture di acciaio – Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1993-2: Progettazione delle strutture di acciaio – Ponti di acciaio
- UNI EN 1993-1-5: Progettazione delle strutture di acciaio – Elementi strutturali a lastra
- UNI EN 1993-1-8: Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione dei collegamenti
- UNI EN 1993-1-9: Progettazione delle strutture di acciaio – Fatica
- UNI EN 1994-1-1: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1994-2: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Ponti
- UNI EN 1998-2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti
- UNI EN 1090 - 1: Esecuzione di strutture in acciaio e di alluminio – Requisiti per la valutazione di conformità dei componenti strutturali
- UNI EN 1090 - 2: Esecuzione di strutture in acciaio e di alluminio – Requisiti tecnici per strutture in acciaio.

Si è fatto inoltre riferimento, nei limiti contemplati dalla vigente normativa nazionale, a quanto contenuto nella documentazione di seguito specificata, ritenuta riferimento normativo di comprovata validità:

- **British Highway Agency Part 1 (BD94/07)** Highway structures: Design of minor structures (Special Structures)
- **British Highway Agency Part 4 (BD51/98)** structures: Design of portal and cantilever signs/signal gantries (Special Structures)
- **SETRA** - Sign bridges: improvement of their wind resistance - Engineering Structures Techniques Centre (CTOA). J. Berthelémy
- **Designers' Guide to EN 1993-2**. C.R. Hendy and C.J. Murphy (Thomas Telford Publishing)
- **International Journal of Mechanical Engineering Education 33/4**: Theoretical analysis of preloaded bolted joints subjected to cyclic loading - José Maria Minguéz and Jeffrey Vogwell
- **Fatigue Design of Steel and Composite Structures**: Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1-9: Fatigue; Eurocode 4: Design of composite and concrete structures – Alain Nussbaumer, Luis Borges & Laurence Davaine (ECCS – Eurocode Design Manuals)
- **Design of Plated Structures**: Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1-5: Design of plated structures – Darko Beg, Ulrike Kullmann, Laurence Davaine & Benjamin Braun (ECCS – Eurocode Design Manuals)

## 1.5 Durabilità e Vita Utile

Per il progetto dell'opera si è fatto riferimento ad una vita utile pari a 50 anni ( $V_u$ ) in accordo alla classe di esposizione ambientale prevista nell'area di progetto delle opere. In funzione di questo requisito sono state

scelte sia le specifiche fisico-meccaniche dei materiali strutturali, sia il sistema di protezione, zincatura, per l'acciaio strutturale.

## 1.6 Materiali impiegati

Tutti i materiali previsti per la realizzazione dell'opera devono essere conformi a quanto espressamente indicato dalle rispettive normative di prodotto attualmente vigenti, e racchiuse nelle *Norme tecniche per le Costruzioni*, emesse con Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008. Nei paragrafi che seguono si elencano le principali caratteristiche fisico-meccaniche richieste ai suddetti materiali.

### 1.6.1 Conglomerati cementizi

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

- opere non armate (magri): C12/15 ( $R_{ck} \geq 15 \text{ MPa}$ )
- pali C25/30 ( $R_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$ )
- fondazioni C28/35 ( $R_{ck} \geq 35 \text{ MPa}$ )

Nella tabella seguente sono riportare, 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.

### 1.6.2 Acciaio per cemento armato

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 2008 per le costruzioni. Di seguito si elencano le principali caratteristiche meccaniche del materiale:

#### Per verifiche agli S.L.U

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 450$	$\text{N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} = 540$	$\text{N/mm}^2$
Tensione limite di progetto	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = f_{yk}/1.15 = 391.30$	$\text{N/mm}^2$
Modulo elastico o di Young	$E = 210.000$	$\text{N/mm}^2$

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

### 1.6.3 Acciaio da carpenteria

La carpenteria metallica sarà realizzata in acciaio tipo S355, 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  $f_{yk} \geq 355 \text{ MPa}$

Coefficiente di espansione termica lineare  $\alpha = 1.2 \times 10^{-5} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$

La carpenteria metallica sarà protetta mediante trattamento di zincatura da eseguire secondo quanto indicato nel capitolato tecnico Autostrade. Tutte le sezioni scatolate dovranno essere dotate di apposite forature atte al ricircolo dello zincante.

## 1.7 Unioni

### 1.7.1 Giunzioni bullonate

Le giunzioni bullonate saranno realizzate con bulloni ad alta resistenza. Tutte le unioni sono di tipo precaricato, e conformi alle vigenti normative di prodotto.

Si riportano di seguito le caratteristiche prestazionali degli elementi di unione, adottate ai fini delle verifiche:

- vite classe 10.9 (UNI EN ISO 898-1: 2001)
- tensione di rottura a trazione  $f_t \geq 100 \text{ MPa}$
- tensione di snervamento  $f_y \geq 900 \text{ MPa}$
- dado classe 10 (UNI 20898-2:1997)
- rosette C50 (UNI EN 10083-2:2006)

#### 1.7.1.1 Tirafondi:

- vite classe 10.9 (UNI EN ISO 898-1: 2001)
- tensione di rottura a trazione  $f_t \geq 1000 \text{ MPa}$
- tensione di snervamento  $f_y \geq 900 \text{ MPa}$
- dado classe 10 (UNI 20898-2:1997)
- rosette C50 (UNI EN 10083-2:2006)

### 1.7.2 Saldature

Si prevede la realizzazione di saldature a piena penetrazione e a cordone d'angolo.

In linea generale, esse vengono così predisposte:

saldature p.p.: per la realizzazione delle unioni di continuità tra elementi strutturali.

saldature a cordone: per la realizzazione delle unioni tra tubolari (\*) e per la saldatura delle flange con tubolari.

La giunzione a cordoni d'angolo fra gli elementi strutturali pieni e cavi deve prevedere dapprima la lavorazione del tondo pieno per consentire un corretto accoppiamento. La luce della svasatura dovrà essere

di 1-2 mm lungo tutto il perimetro circolare di accoppiamento. Visto lo spessore dei profili pieni, per la realizzazione della saldatura occorre prevedere un preriscaldamento, mediante cannello sul solo tondo pieno, a circa 80 °C onde evitare raffreddamenti troppo rapidi e formazione di zone di tempra con rischio di criccabilità a freddo. L'esecuzione di un cordone d'angolo è da prevedere a 3 passate "strette" attendendo che la temperatura di interpass scenda sotto i 200 °C per limitare le deformazioni del tubo. La gola complessiva massima è di 7 mm.

(\*) si segnala che per la particolare lavorazione prevista sui terminali dei tubolari, queste unioni saranno realizzate parzialmente a piena penetrazione e parzialmente a cordone d'angolo.

Per le saldature a cordone d'angolo, ove non espressamente specificato, la dimensione nominale della sezione di gola viene fissata pari allo spessore del tubolare saldato.

## **1.8 Software di calcolo**

Per eseguire i calcoli riportati nel prosieguo della presente relazione sono stati impiegati i seguenti softwares.

### **1.8.1 Programmi di calcolo agli elementi finiti**

L'analisi della struttura nelle varie fasi è condotta applicando il metodo degli elementi finiti; a tale fine, si adotta il pacchetto software denominato "LUSAS – rel. 14.7", fornito da F.E.A. Ltd (U.K.) su piattaforma Windows XP Professional; il pacchetto software comprende pre-post processore grafico interattivo destinato all'input della geometria di base ed all'interpretazione dei risultati di output, ed un risolutore ad elementi finiti in campo lineare e non lineare. Lo stesso solutore è impiegato per le analisi effettuate con riferimento allo studio della fase sismica.

La verifica delle membrature viene effettuata mediante apposite routines sviluppate sul medesimo ambiente. 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**.

### **1.8.2 Verifiche delle sezioni in cemento armato di forma qualsiasi**

**VCASLU e RC-SEC** Programmi che consentono di effettuare il calcolo di verifica di sezioni di qualsiasi forma in c.a. agli stati limite ultimi (VCASLU) e di esercizio (RCSEC) in accordo con le NTC'08 e la nuova versione dell'Eurocodice 2 (UNI EN 1992-1-1).

### **1.8.3 Altro**

Per l'elaborazione di dati d'input/output in fase di calcolo delle caratteristiche della sollecitazione interna, nonché per alcune verifiche di sicurezza strutturale, sono stati utilizzati fogli elettronici di Excel opportunamente implementati all'uopo.

Per la verifica delle membrature in acciaio è stata implementata una apposita procedura di calcolo automatica tramite l'interfaccia programmabile del software Lusas le cui caratteristiche verranno esposte nei capitoli seguenti.

## 1.9 Contestualizzazione dell'opera

La struttura in esame è concepita per l'installazione lungo tratti autostradali, nei tratti di competenza della Società Autostrade per l'Italia Spa.

La contestualizzazione dell'opera è stata effettuata involupando le condizioni più sfavorevoli sia relativamente alla definizione delle azioni di progetto di origine non antropica (vento, sisma), sia per quanto riguarda il peso degli elementi accessori installabili.

Geograficamente, la struttura potrà essere collocata in qualunque tratta della competenza A.s.p.i. Le azioni dovute al vento, valutate con riferimento a EN 1991-1-4+NAD sono definite dall'involuppo delle azioni riscontrabili nelle seguenti zone geografiche:

- Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia esclusa la provincia di Trieste, Emilia Romagna, fino ad un'altitudine sul livello del mare di 760 m
- Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Campagna, Basilicata, Calabria, esclusa la provincia di Reggio Calabria, fino ad un'altitudine sul livello del mare di 740m
- Liguria fino ad un'altitudine sul livello del mare di 840m.

Sono escluse Sicilia, Sardegna, isole minori e Provincie di Reggio Calabria e Trieste.

Le strutture si suppongono collocate in zone prive di ostacoli, entro la linea di costa, con categoria di esposizione II e coefficiente di topografia pari a 1. Considerando infatti la direzione principale del vento perpendicolare al piano dei cartelli e quindi parallela all'asse stradale, le strutture potranno trovarsi sulla sommità di dislivelli rispetto al piano della campagna di pendenza inferiore al 10% (max pendenza longitudinale delle livellette autostradali).

In termini di carichi permanenti e sovraccarichi variabili, la struttura è concepita per sostenere cartelli ed installazioni così individuate:

- Pannello alfanumerico: 8420×2000×310 mm di profondità; peso totale 15.0 kN
- Pannello a doppio pittogramma: 2920×2000×310 mm di profondità; peso totale 6.0 kN

Per i sovraccarichi accidentali in passerella, si adottano i valori suggeriti da EN (2.0 kN/m<sup>2</sup>).

Per quanto riguarda le caratteristiche minime del terreno del sito in cui viene realizzata l'opera, si suppone quanto segue:

- rilevato in materiale granulare addensato, presenza di un sistema di drenaggio delle acque di superficie e assenza di falda.

Preventivamente alla collocazione di ogni installazione dovrà essere riscontrata la corrispondenza delle caratteristiche prestazionali richieste alla struttura ed al terreno di fondazione su indicati, ed effettuate le necessarie verifiche/modifiche, la cui sintesi dovrà essere riportata eventualmente in elaborati integrativi qualora risultassero eventuali scostamenti.

Di seguito si indicano i contributi delle azioni dipendenti dal sito, unitamente ai rispettivi parametri influenzanti la contestualizzazione:

### **Azioni termiche**

Azioni non esplicitate essendo non significative per la struttura in esame.

### **Azioni del vento**

Con riferimento a EN 1991-1-4 + NAD, l'opera presenta la seguente caratterizzazione:

Zona: 1

Categoria sito: II

Il periodo di ritorno per il calcolo delle azioni del vento viene assunto, per questa tipologia di struttura, pari a 50 anni.

### **Azioni sismiche**

Ai fini del calcolo delle azioni sismiche, considerata l'evenienza che la struttura possa collassare sull'asse viario, si considera una classe di importanza pari a IV (op. strategiche).

Con riferimento allo S.L.V., i parametri distintivi dell'azione sismica risultano come segue:

- Vita utile opera: 50 anni
- Classe d'uso: IV
- Cu: 2
- Vita di riferimento: 100 anni
- Pr (probabilità di superamento): 10 %

Per quanto riguarda i parametri di sito, si fa riferimento ai dati di microzonazione relativi al comune di Maddaloni; pertanto:

- Comune: Maddaloni
- Categoria sottosuolo: C
- Categoria topografica: T1

Ulteriori dettagli sono rimandati al capitolo seguente.

## **2. Analisi dei carichi**

In sintesi, sono stati considerati i seguenti contributi di carico:

- $g_{k1}$  peso proprio della struttura metallica.
- $g_{k2}$  carichi permanenti portati: impianti di segnalazione, reti di protezione e passerelle.
- $q_{c,k}$  sovraccarico accidentale sulle passerelle
- $F_{wK}$  azioni del vento
- $F_{bk}$  azioni di "buffeting" (limitatamente alle verifiche a fatica)
- $E_K$  azioni sismiche

Dal momento che l'unica zona di accumulo della neve è rappresentata sostanzialmente dalla zona di calpestio, tale azione non verrà considerata perché sostanzialmente alternativa al sovraccarico accidentale del personale di servizio, assunto cautelativamente uniformemente distribuito lungo l'intera superficie di calpestio.

### **2.1 Pesì propri ( $g_{1k}$ )**

A questa famiglia vengono ascritti i contributi di peso proprio delle strutture portanti e delle sovrastrutture.

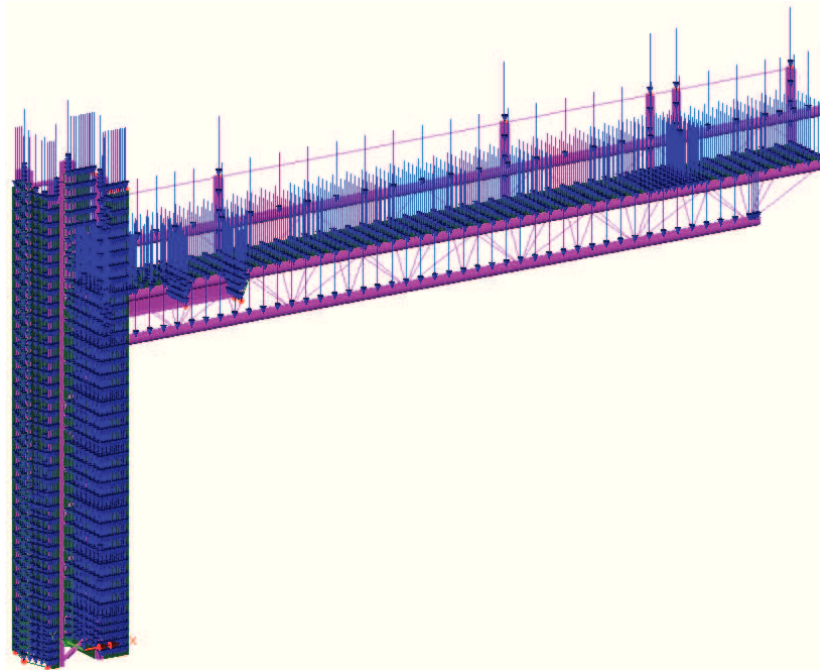
Essi sono valutati moltiplicando il volume calcolato geometricamente per i pesi specifici dei materiali.

#### **Pesi specifici dei materiali**

Peso specifico acciaio 78.5 kN/m<sup>3</sup>

Peso specifico calcestruzzo  $25.0 \text{ kN/m}^3$

Il peso netto delle membrature metalliche viene automaticamente calcolato dal sistema ad elementi finiti a partire dalle dimensioni nette delle varie sezioni metalliche impiegate, con riferimento ad un peso specifico dell'acciaio pari a  $78.5 \text{ kN/m}^3$ . Il peso degli elementi di vestizione, quali fazzoletti, bullonature ed accessori vari, viene valutato forfettariamente considerando un incremento di peso pari al 5%.



## 2.2 Sovraccarichi permanenti ( $g_{2k}$ )

Si considerano i seguenti contributi:

- |                                 |                                    |
|---------------------------------|------------------------------------|
| 1) pannello alfanumerico:       | $g_{k2}^I = 15 \text{ kN}$         |
| 2) doppio pittogramma:          | $g_{k2}^{II} = 6 \text{ kN}$       |
| 3) rete laterale di protezione: | $g_{k2}^{III} = 0.30 \text{ kN/m}$ |
| 4) griglia camminamenti         | $g_{k2}^{IV} = 0.20 \text{ kN/m}$  |

Tutti i contributi appartenenti a questa famiglia vengono considerati, ai fini della definizione dei coefficienti di combinazione, come “sovraccarichi compiutamente definiti”. I contributi 1) e 2) vengono collocati nelle rispettive reali posizioni; ed i carichi relativi vengono ripartiti sulle traverse orizzontali delimitanti i campi ove sono ubicati.

Il contributo di cui al punto 3) si intende uniformemente distribuito su ambedue le superfici verticali comprese tra la trave superiore ed inferiore di sbalzo, ed applicato alle tre membrature orizzontali di sbalzo stesse.

Il contributo di cui al punto 4) si intende uniformemente distribuito sulle membrature orizzontali della traversa inferiore di sbalzo e della traversa intermedia.

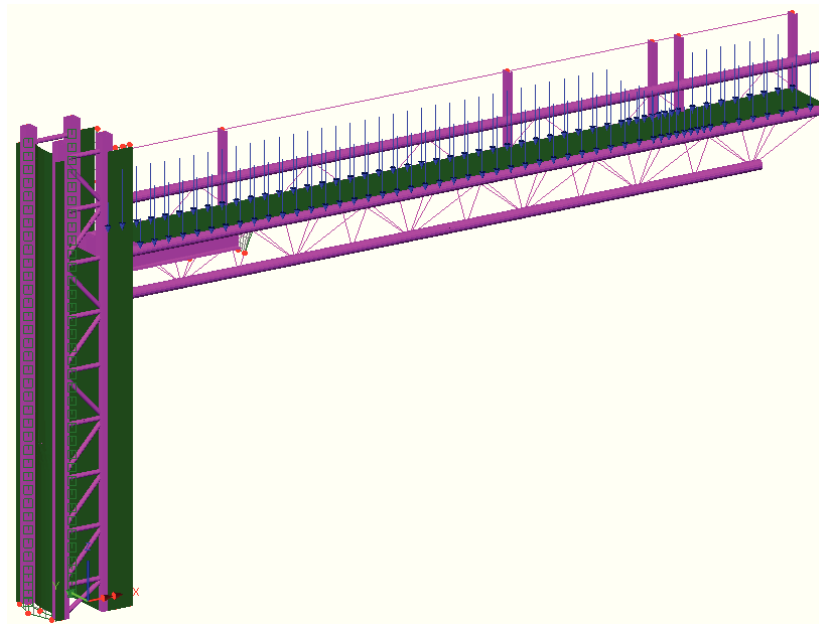


Fig. 8 – Disposizione dei carichi permanenti portati

### 2.3 Carichi accidentali su passerella ( $q_{ak}$ )

In relazione alla tipologia ed alla geometria delle opere in progetto, che consentono l'accesso di personale sulle strutture in caso di interventi di manutenzione, nelle analisi si è considerata la presenza del sovraccarico:

$$q_{ck} = 2.00 \text{ kN/m}^2$$

distribuito sull'intero sviluppo dei piani di calpestio.

### 2.4 Azioni del vento ( $F_w$ )

Le azioni da vento sono state valutate in base alle indicazioni riportate in UNI EN 1991-1-4 + NAD, 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.

#### 2.4.1 Vento per verifiche d'esercizio

Nella tabella riportata di seguito sono riassunti i parametri adottati per la valutazione della pressione equivalente del vento in conformità con DM 14/01/08, distinti per zone geografiche e quote di livello del mare.

Zona	$v_{ref}$ (m/s)	$a_0$ (m)	$k_s$	$a_s$	$v_{ref}$ (m/s)	$\alpha$	$v_r$ (m/s)	cat.	$c_r$	$k_r$	$z_0$ (m)	$z_{min}$ (m)	$z$ (m)	$\alpha(z)$	$\alpha(z_{min})$	$v_m$	$p$	$q(z)$	$q$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	25	1000	0.01	<b>1680</b>	31.8	1.21	38.39	II	1	0.19	0.05	4	7.5	5.01	4.38	36.6	1.25	1729	<b>1.73</b>
2	25	750	0.015	<b>1200</b>	31.75	1.21	38.37	II	1	0.19	0.05	4	7.5	5.01	4.38	36.4	1.25	1723	<b>1.72</b>
3	27	500	0.02	<b>740</b>	31.8	1.21	38.39	II	1	0.19	0.05	4	7.5	5.01	4.38	36.6	1.25	1729	<b>1.73</b>
7	28	1000	0.015	<b>1250</b>	31.75	1.21	38.38	II	1	0.19	0.05	4	7.5	5.01	4.38	36.5	1.25	1723	<b>1.72</b>

La tabella seguente riporta lo sviluppo dei parametri adottati per il calcolo della pressione del vento nella situazione più gravosa.

**Calcolo parametri di base**

Categoria sito	<b>II</b>	I-II-III-IV-V (categorie secondo NAD EN 1991-1-4)
Zona	<b>1</b>	1-2-3-4-5-6-7-8-9
$a_s$	<b>1680</b>	m - quota sito
$v_{b0}$	25	4.1.(1) P
$a_0$	1000	m (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
$k_a$	0.010	1/s (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
$v_{b0}$	31.8	4.1.(1) P
$v_b$	35.78	velocità di base del vento
$C_{dir}$	<b>1.00</b>	4.2.(2) P - nota 2
$C_{season}$	<b>1.00</b>	4.2.(2) P - nota 3
$C_r(z)$	0.95	Coeff. Rugosità terreno (EN 1991-1-4 §4.3.2)
$k_l$	<b>1.00</b>	fattore di turbolenza (valore raccomandato da N.A.D.)
$C_o$	<b>1.00</b>	coeff. orografia EN 1991-1-4 §4.3.1 e Annex A3
$k_1$	0.138	
$n$	<b>1</b>	
$\alpha_r$	1.13	
$z_0$	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)
$v_m(z)$	34.1	Velocità media del vento
$\sigma_v$	6.80	scarto comp. turbolenta vel. vento EN 1991-1-4 §4.4 (4.6)
$\rho$	1.25	densità aria (4.5 nota 2 e N.A.D.)
$l_v(z)$	0.20	
$C_e(z)$	2.2	
$q_p(z)$	1738	

**Caratteristiche cartellone**

<b>b</b>	<b>14.4</b>	Larghezza complessiva pannello
<b>h</b>	<b>2.4</b>	Altezza complessiva pannello
<b>z<sub>e</sub></b>	<b>7.50</b>	(m) Quota baricentro pannello
A <sub>ref</sub>	34.56	Area di riferimento
<b>C<sub>f</sub></b>	<b>1</b>	coefficiente di forza (EN 1991-1-4 - 7.4.3(1) - (7.7))

parametri per calcolo dettagliato di c<sub>s</sub> c<sub>d</sub>; altrimenti inserire valore tabellare manuale

<b>η<sub>1x</sub></b>	<b>1.428</b>	Frequenza struttura
<b>m<sub>e</sub></b>	<b>800</b>	kg/m massa generalizzata (app. F4)
<b>δ<sub>s</sub></b>	<b>0.03</b>	decr. Logaritmico dello smorzamento strutturale (app. F5)
δ <sub>a</sub>	0.02	decr. Logaritmico dello smorzamento aerodin. (app. F5)
<b>δ<sub>d</sub></b>	<b>0</b>	decr. Log. Dovuto a dispositivi aggiuntivi (app. F5)
δ	0.05	Lunghezza di scala di rif. (EN 1991-1-4 annex B.1)
L <sub>t</sub>	300	Altezza di riferimento
Z <sub>t</sub>	200	EN 1991-1-4 Annex B (1)
α	0.52	
L(z <sub>s</sub> )	54.36	
B <sup>2</sup>	0.70	Frequenza adimensionale EN 1991-1-4 B.2 (B2)
f <sub>L</sub> (z,n)	2.28	
SL(zn)	7.63E-02	
η <sub>h</sub>	0.46	
η <sub>b</sub>	2.78	
R <sub>h</sub>	0.75	
R <sub>b</sub>	0.30	
R <sup>2</sup>	1.72	
v	1.20	EN 1991-1-4 (B.5)
T	600	(s) intervallo misurazione v <sub>m</sub>
k <sub>p</sub>	3.00	
c <sub>s</sub>	0.84	
c <sub>d</sub>	1.32	
<b>C<sub>s</sub> C<sub>d</sub></b>	<b>1.19</b>	

**q<sub>w</sub>****1738**

Il coefficiente c<sub>s</sub>c<sub>d</sub>, è stato valutato sulla base della prima frequenza significativa in direzione del vento, pari a: f<sub>p</sub> = 1.428 Hz (cfr. analisi modale).

Di seguito si riporta la forma qualitativa della deformata relativa al modo di vibrare nella direzione del vento.

Per la definizione della pressione insistente sulle varie porzioni di struttura, si sono assunti differenti valori del rapporto di solidità (EN 1991-1-4, 7.13(3)), definito di volta in volta sulla base di ipotesi cautelative, ovvero:

- φ = 1 per i pannelli e le parti scatolate (sull'intera larghezza della traversa)
- φ = 0.8 per tutte le zone aperte schermate da rete di protezione

Pertanto:

- $f_{w,1} = 1.75 \text{ kN/m}^2$
- $f_{w,2} = 1.75 \text{ kN/m}^2 \cdot 0.8 = 1.4 \text{ kN/m}^2$

L'azione del vento radente (convenzionalmente assunta pari al 4% di quella con inclinazione ortogonale alla superficie investita) è stata trascurata essendo l'effetto eventualmente prodotto dalla stessa abbondantemente coperto dal coefficiente di sicurezza globale della struttura.

Le figure seguenti riportano al disposizione delle pressinoni del vento e risp. la forma della prima deformata modale nella direzione del vento.

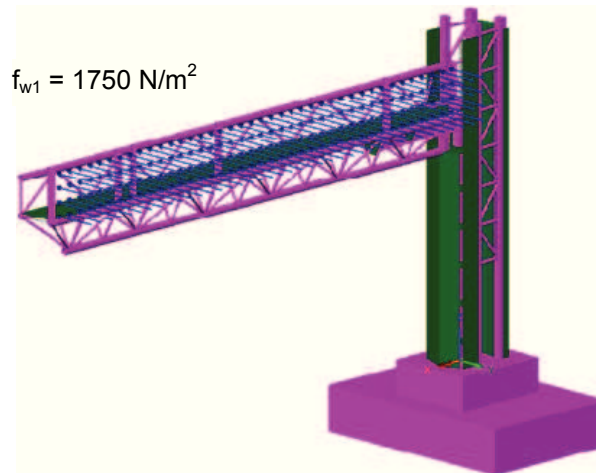


Fig. 9 – 100% dell'azione del vento sulla travata.

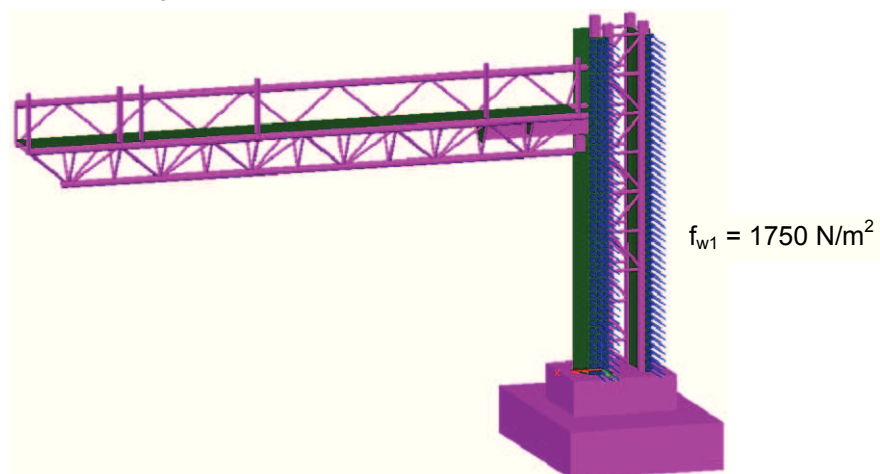


Fig. 10 – 100% dell'azione del vento sul guscio del ritto.

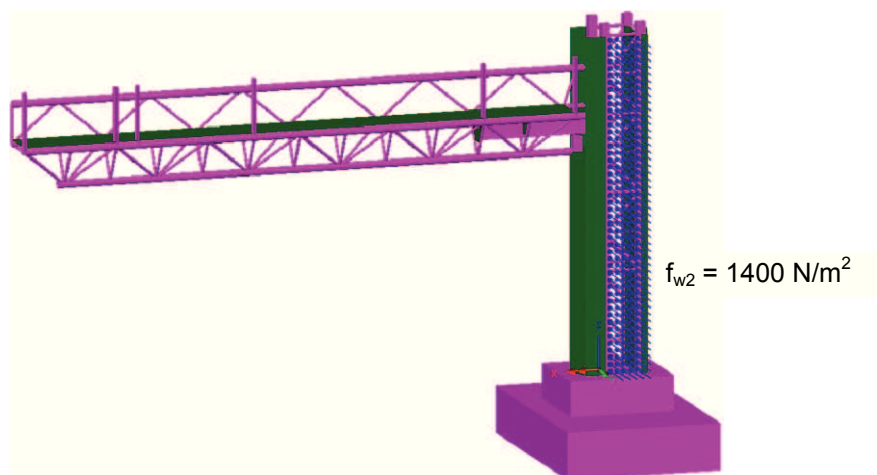


Fig. 11 – 80% dell'azione del vento sulla parte tralicciata del ritto.

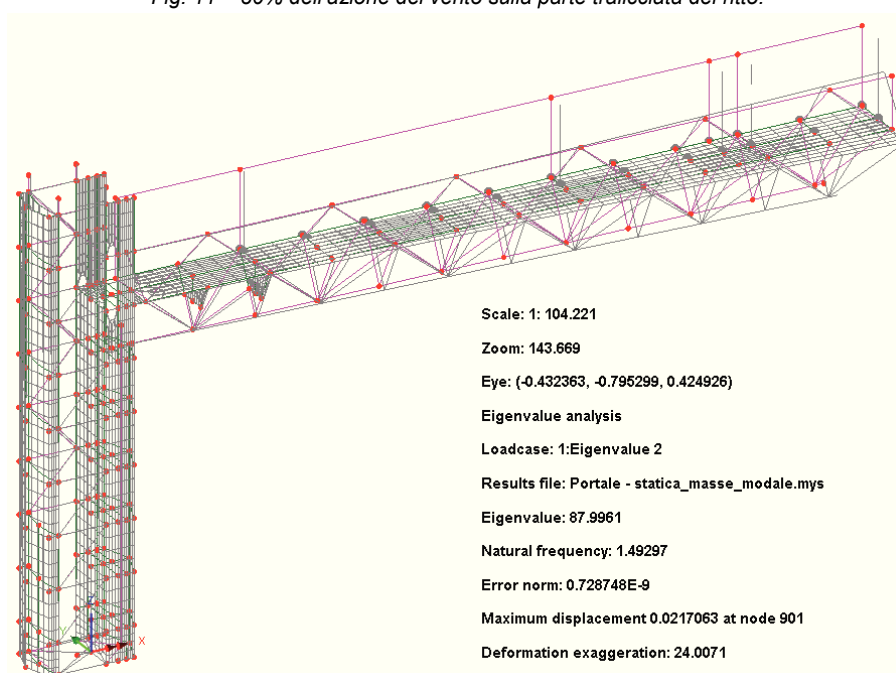


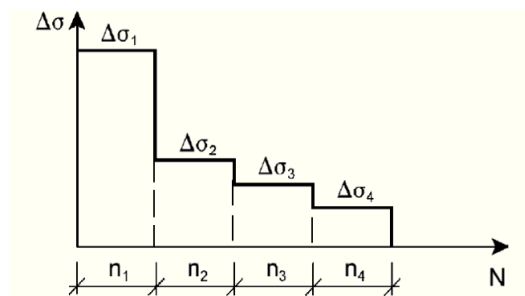
Fig. 12 – Analisi modale della struttura.

## 2.4.2 Vento per verifiche a fatica

Le verifiche a fatica vengono effettuate con l'impiego del metodo del danneggiamento cumulativo (EN 1993-1-9; Annesso A). A partire da informazioni statistiche, relative alla variabilità attesa per una certa azione durante il periodo di vita della struttura, attraverso l'utilizzo del "metodo del serbatoio", è possibile determinare uno spettro di variazione delle tensioni, nel quale vengono calcolati gli intervalli di variazione delle tensioni ed il relativo numero di cicli.

$$\Delta\sigma_i = |\Delta\sigma_{p,max} - \Delta\sigma_{p,min}|$$

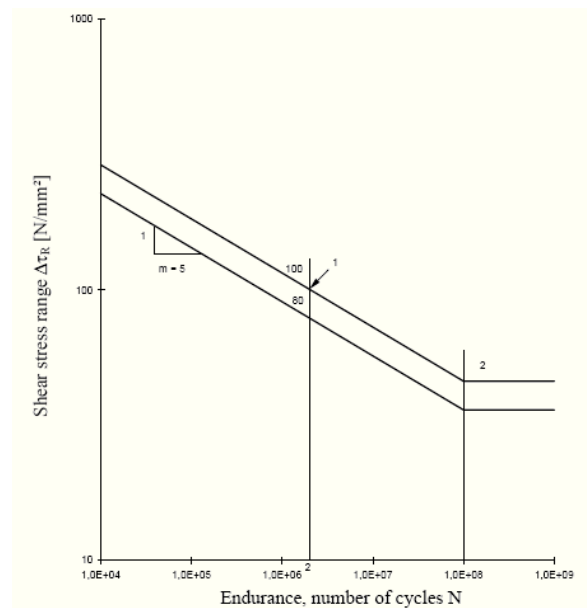
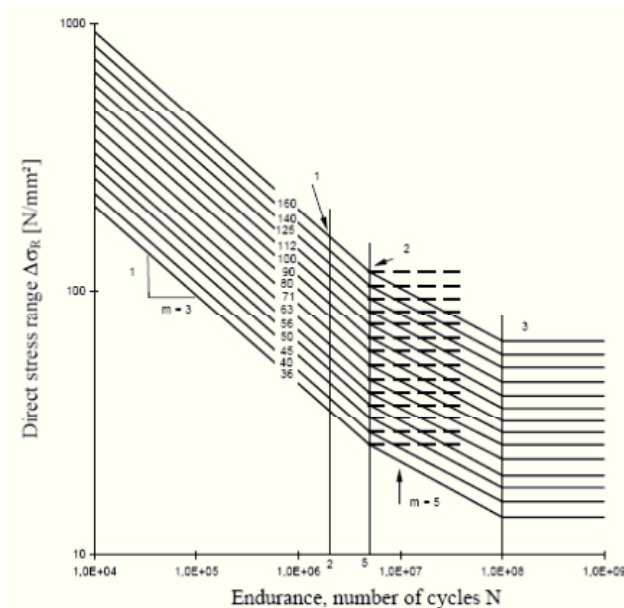
ampiezza dell'escursione delle tensioni, valutata per una determinata azione esterna agente ed associata ad un numero di cicli di ripetizione



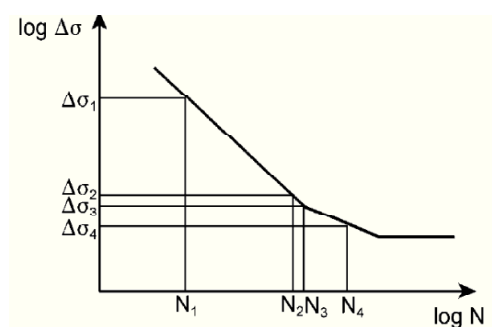
Spettro dell'intervallo di variazione delle tensioni

Figura 1: Spettro di variazione delle tensioni

Attraverso l'ausilio delle curve S-N di Wohler relative a ciascun dettaglio strutturale di interesse, si procede alla determinazione del numero di cicli a collasso associato a ciascun intervallo di variazione delle tensioni ad ampiezza costante, sia in termini di tensioni normali, sia in termini di tensioni tangenziali.



Nell'immagine seguente si esemplifica la procedura schematica per la determinazione del numero di cicli a collasso, associato ad un determinato intervallo di variazione delle tensioni ad ampiezza costante:



La verifica si conduce attraverso la quantificazione del danno prodotto da ciascun intervallo di variazione delle tensioni ad ampiezza costante e garantendo che la sommatoria lineare dei singoli addendi sia inferiore all'unità:

$$\sum \frac{n_i}{N_i} \leq D_d = 1.0 \quad (\text{Formula di Palmgren-Miner})$$

In ottemperanza a quanto previsto in normativa e nel N.A.D., e nell'ottica del concetto "safe life", si pone:

$$\gamma_{Ff} = 1$$

$\gamma_{Mf} = 1.35$  alta conseguenza a seguito della rottura del dettaglio

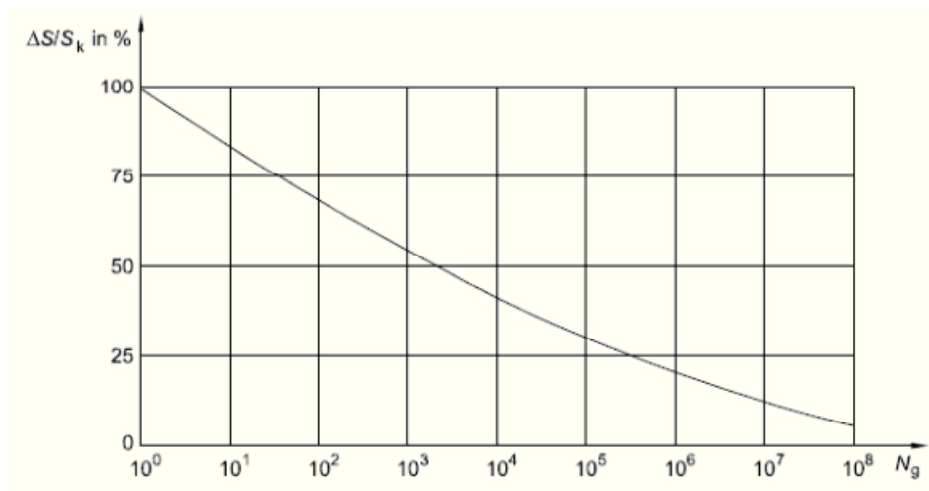
$\gamma_{Mf} = 1.15$  bassa conseguenza a seguito della rottura del dettaglio

La formula di verifica di Palmgren-Miner si modifica in:

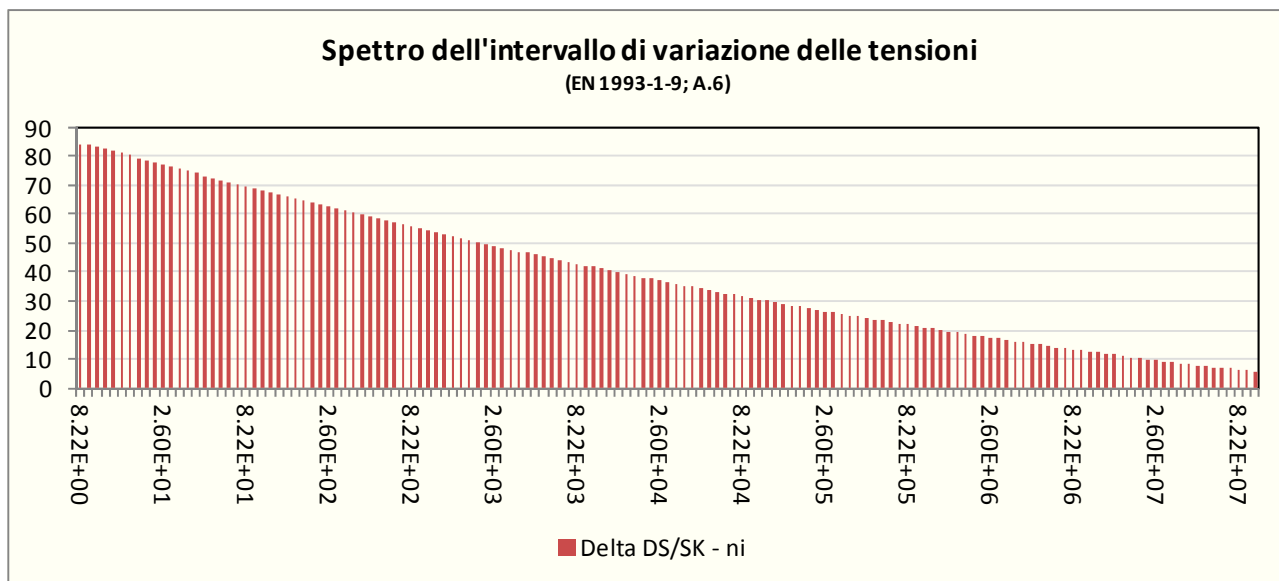
$$\sum \frac{n_i \times \gamma_{Mf} \times \gamma_{Ff}}{N_i} \leq D_d = 1.0 \quad (\text{Verifica del danno cumulato})$$

Si osserva che le verifiche a fatica per variazione delle tensioni indotte dall'azione del vento risultano significative per la sola componente turbolenta orizzontale.

In virtù di quanto sopra è possibile evincere, dall'annesso B dell'EN 1991-1-4 (B.3), le informazioni necessarie riguardo al numero di volte in cui il valore  $\Delta S$  di un effetto del vento è raggiunto o superato durante un periodo di 50 anni.



A partire dal grafico precedente, si è determinato lo spettro di variazione delle tensioni, discretizzando le informazioni in ascissa in 142 intervalli aventi, in scala logaritmica, ampiezza costante. La scelta di tale discretizzazione è stata effettuata sulla base di un preventivo bilancio tra accuratezza della discretizzazione ed onere computazionale.



Il calcolo del danneggiamento cumulato viene effettuato mediante una apposita procedura di calcolo automatico implementata in foglio excel, la cui descrizione viene riportata nei capitoli seguenti.

#### 2.4.3 Vento causato traffico veicolare (Buffeting)

Le azioni di buffeting (sovrappressione indotta dal transito dei veicoli dotati di sagoma alta) vengono considerate ai soli fini delle verifiche a fatica. Per la loro determinazione si fa riferimento a quanto dettagliato nelle istruzioni della Highways Agency Britannica, BD 94/07 Part 1 (Annex B), "Design of minor structures".

A tale scopo si è implementata una specifica procedura di calcolo delle pressioni indotte sulle strutture del portale dal transito di veicoli aventi sagoma alta.

Tali sovrappressioni interessano sia la superficie riservata alla cartellonistica, sia le mensole della struttura principale.

La formulazione proposta consente di modellare il profilo di variazione delle sovrappressioni indotte dal transito del veicolo in funzione della distanza, in altezza, dalla sommità della sagoma del veicolo stesso. Con riferimento ad un veicolo "tipo" le cui dimensioni sono in linea con le produzioni industriali europee, si assume una sagoma avente 4.20 m in altezza e 2.50 m in larghezza.

La formulazione proposta è la seguente:

$$P_d = 600h^{-0.25} - 400 \quad [N/m^2]$$

Dove:

- $P_d$  differenza di pressione indotta dal transito veicolare, agente in direzione orizzontale sulle superfici investite e in direzione verticale (diretta verso il basso ed agente sullo sbraccio del portale). Veicoli in transito ad una velocità di circa 100 km/h.
- $h$  distanza tra la sommità del veicolo e il punto a quota inferiore delle superfici orizzontali interessate (superficie inferiore della sezione dello sbraccio) oppure distanza tra la sommità del veicolo e il centro di pressione di ciascuna superficie verticale

Nota: Con riferimento alla dimensione delle cartellonistiche ed alla conseguente variabilità spaziale della pressione indotta dal transito veicolare, si è operato, nel seguito, determinando una "larghezza di riferimento  $B_i$ ". Lo scopo perseguito è quello di individuare una porzione di struttura, avente appunto

larghezza " $B_i$ ", interessata dalle sovrappressioni indotte dal transito di un veicolo in una certa posizione sulla carreggiata.

Tale larghezza è stata calcolata assumendo la legge di variazione della pressione " $P_d$ " suggerita in normativa, assumendo quale larghezza significativa quella in corrispondenza ad un decadimento pari al 50% della massima pressione registrata alla quota " $H_{MIN}$ ", corrispondente al filo inferiore del cartellone ed immediatamente al di sopra della sagoma del veicolo, e risulta pari a 5.60 m.

Con riferimento alla formulazione riportata poco sopra, si deduce che la pressione di buffeting, che si suppone agire sulla superficie di prospetto dello sbalzo, assume valore massimo sulla porzione inferiore ( $P_{diNF}=152 \text{ N/m}^2$ ) e si annulla in corrispondenza alla quota  $H = 9.26 \text{ m}$  dal piano viabile, coincidente alla distanza  $h = 5.06 \text{ m}$  dalla sommità del veicolo.

Per semplicità, ed a favore di sicurezza, si assume una variazione lineare in altezza della pressione, riferita ai seguenti valori massimi inferiore e superiore:

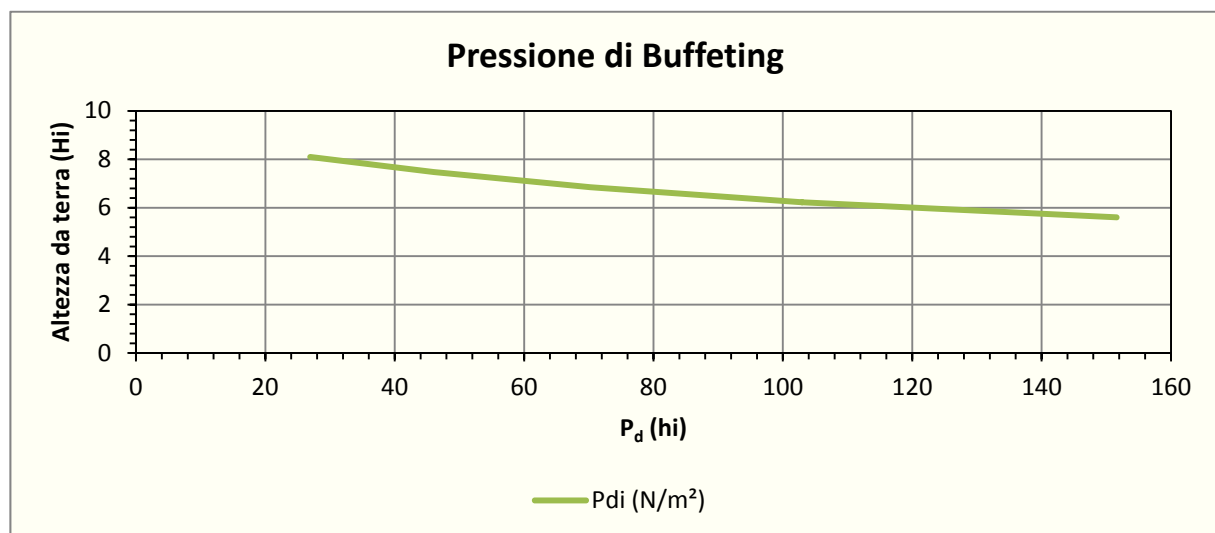


Figura 2: Variazione della pressione di buffeting con la quota

Pressione verticale di buffeting sulla mensola:

$H_i$ (m)	$h_i$ (m)	$P_{di}$ ( $\text{N/m}^2$ )
6.6	2.4	<b>82</b>

Pressione di buffeting sulla segnaletica:

	$H_i$ (m)	$h_i$ (m)	$P_{di}$ ( $\text{N/m}^2$ )	$B_i$ (m)
$H_{MIN}$	5.60	1.40	<b>152</b>	7.4
$h_1$	6.23	2.03	<b>103</b>	
$h_2$	6.85	2.65	<b>70</b>	
$h_3$	7.48	3.28	<b>46</b>	
$H_{MAX\_D}$	8.10	3.90	<b>27</b>	
$H_{MAX\_BUFF}$	9.26	5.06	<b>0.00</b>	

Per la definizione compiuta dell'azione, si assume per i veicoli pesanti un valore di T.G.M: (Traffico Giornaliero Medio) pari a 15000 veicoli/giorno/carreggiata, corrispondente al valore di punta registrato su tratti della rete Aspi caratterizzati da frequenza medio/alta di transito commerciale.

I fattori di corsia sono indicati di seguito:

Tipo di autostrada	Fattori di corsia $\phi_i$			
	Corsia 1	Corsia 2	Corsia 3	Corsia 4
2 corsie	0.7	0.3	-	-
3 corsie	0.6	0.4	0.0	-
4 corsie	0.4	0.4	0.2	0.0

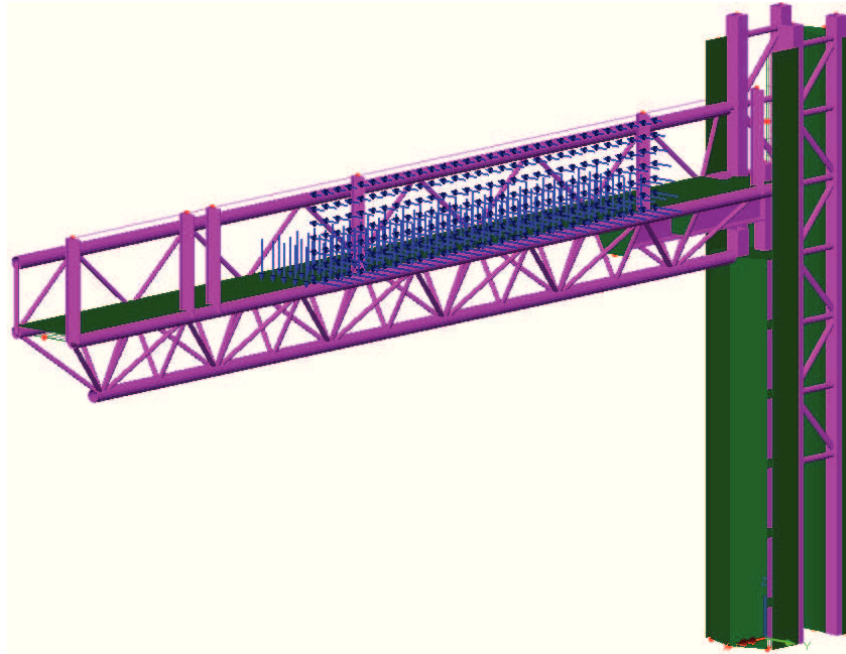


Fig. 13 – Modello di carico per l'azione di buffeting disposta in corrispondenza della 1° corsia

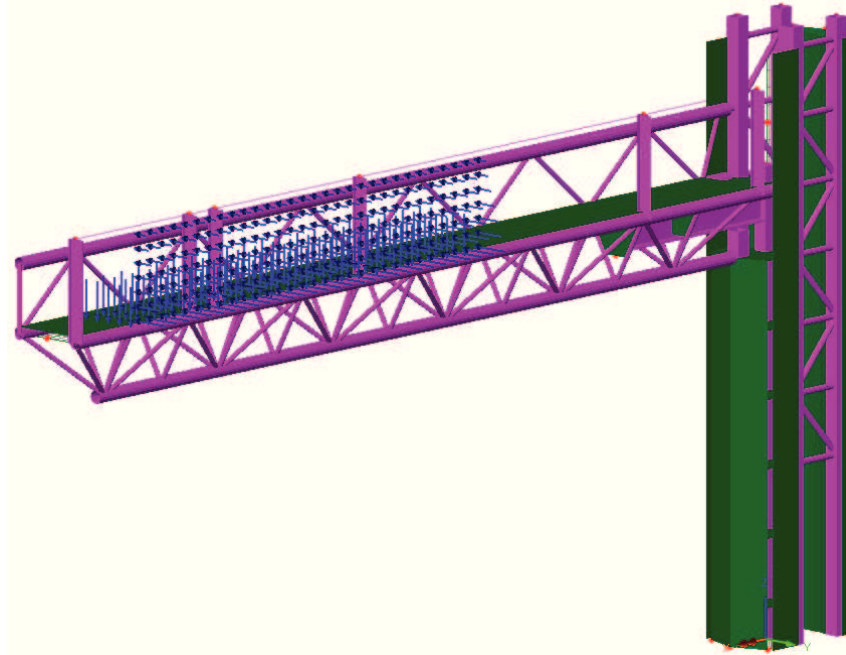


Fig. 14 – Modello di carico per l'azione di buffeting disposta in corrispondenza della 2° corsia



Fig. 15 – Modello di carico per l'azione di buffeting disposta in corrispondenza della 3° corsia

Il calcolo del danneggiamento dovuto alle azioni di buffeting e la relativa sommatoria con i rimanenti contributi di fatica (vento) viene effettuato attraverso una apposita procedura di calcolo automatica implementata in foglio excel, le cui caratteristiche vengono espone nei capitoli a seguire.

## 2.5 Temperatura ( $T_k$ )

Gli effetti delle azioni termiche non danno luogo allo sviluppo di significative azioni coattive, e pertanto non verranno considerati.

## 2.6 Azioni sismiche

L'azione sismica di progetto viene valutata con riferimento a EN 1998 + NAD

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:  $V_N = 50$  anni

Classe d'uso: II (V. Appendice Nazionale UNI-EN-1998)

Coefficiente d'uso:  $C_U = 2.0$

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

$$V_R = V_N C_U = 50 \times 2.00 = 100$$

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 attinto dalla tab. 3.2.1 delle norme tecniche:

$$P_{V_R} = 10\%$$

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

Categoria di sottosuolo: **C**

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

$\eta$  parametro che modifica lo spettro elastico per coeff. di smorzamento  $\xi$  diversi dal 5%  $\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} \geq 0.55$

$F_o$  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  $T_B = \frac{T_C}{3}$

$T_D$  periodo di vibrazione corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante (espresso in secondi)  
 $T_D = 4.0 \frac{a_g}{g} + 1.6$

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  $F_v = 1.35 F_o \sqrt{\frac{a_g}{g}}$

La struttura è stata verificata per un'accelerazione di picco al suolo (PGA) pari a 0,35g.

Conseguentemente si ricavano il massimo valore di amplificazione spettrale  $F_0$  ed il relativo valore di amplificazione stratigrafica. Quest'ultima varia tra un massimo di 1,8 ed un minimo di 0,9 in corrispondenza rispettivamente di 1,15 e 2,8 per i valori di  $F_0$ .

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

Si anticipa che, come messo in luce dai risultati dell'analisi dinamica con sovrapposizione modale riportata nel proseguo, le sollecitazioni sismiche non risultano significative ai fini del dimensionamento della struttura metallica e della fondazione, e pertanto non verranno considerate ai fini delle verifiche.

## 2.7 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico vengono elaborate con riferimento a:

- EN 1990 tab. A.2.4.B + N.A.D./NTC-08, tab. 5.1.V per i coefficienti moltiplicativi
- EN 1990 tab. A.2.1+N.A.D./NTC-08 tab. 5.1.VI per i coefficienti di combinazione

Per la formulazione generale delle combinazioni di carico si rimanda a EN 1990/NTC-08 cap. 2.5.3.+ N.A.D..

Relativamente alla condizione di normale esercizio dell'opera, le azioni variabili dominanti di interesse sono:

- vento  $F_w$
- sovraccarico accidentale  $q_{ck}$

Esse verranno considerate di volta in volta dominanti, nell'elaborazione delle combinazioni S.L.U., S.L.E. caratteristica e S.L.E. frequente.

In linea generale, si considera l'involuppo delle seguenti combinazioni.

Combinazione fondamentale utilizzata per gli stati limite ultimi (SLU)

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \dots \quad \text{Comb 1: carico accidentale dominante (*)}$$

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot \psi_{01} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot Q_{k2} + \dots \quad \text{Comb 2: carico da vento dominante}$$

(\*) Sovraccarico su passerella

Le tabelle seguenti restituiscono i valori, considerati per i coefficienti parziali di sicurezza, ed i coefficienti di combinazione per le azioni variabili.

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup>Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ 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

Come accennato in premessa, i sovraccarichi permanenti vengono ascritti alla categoria dei “permanent non strutturali compiutamente definiti”, essendo chiaramente individuati nell’intensità e nella posizione; il sovraccarico di servizio viene inquadrato come “sovraccarico su copertura”.

Tutte le combinazioni ed involuppi indicati vengono effettuati in automatico dal sistema ad elementi finiti Lusas, che provvede inoltre a selezionare, nell’ambito dei coefficienti di combinazione quello di volta in volta più gravoso.

### 2.7.1 Combinazioni per gli S.L.U. – STR

I parametri di scelta nazionale indicati dal N.A.D. sono i seguenti:

$\gamma_{G1-2}$	1.00 ÷ 1.30	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso proprio/permanente
$\gamma_{Q1}$	0.00 ÷ 1.50	coefficiente moltiplicativo per i carichi accidentali.
$\gamma_{Q2}$	0.00 ÷ 1.50	coefficiente moltiplicativo per i carichi da vento.

Per i coefficienti di combinazione si ha quanto segue:

$\Psi_{01}$	0.00	coefficiente di combinazione per i carichi accidentali.
$\Psi_{02}$	0.6	coefficiente di combinazione per i carichi da vento.

La presenza del valore “0” relativa al  $\gamma_{fav}$  indica che l’azione viene considerata solo quando sfavorevole.

### 2.7.2 Combinazioni per gli S.L.U. - GEO

Ai soli fini delle verifiche geotecniche, si considerano le medesime combinazioni viste per lo S.L.U. – STR:

$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2}$	Comb 1: carico accidentale dominante
$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot \Psi_{01} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot Q_{k2}$	Comb 2: carico da vento dominante

impiegando i seguenti coefficienti di combinazione:

$\gamma_{G1}$	1.00 ÷ 1.00	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso proprio/permanente
$\gamma_{Q1}$	0.00 ÷ 1.30	coefficiente moltiplicativo per i carichi da accidentali.
$\gamma_{Q2}$	0.00 ÷ 1.30	coefficiente moltiplicativo per i carichi da vento.

I coefficienti di combinazione sono i medesimi visti poco sopra.

### 2.7.3 Combinazioni per gli S.L.E.

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

- *Combinazione caratteristica rara*

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} \quad \text{Comb 1: carico accidentale dominante}$$

$$G_1 + G_2 + \psi_{01} \cdot Q_{k1} + Q_{k2} \quad \text{Comb 2: carico da vento dominante}$$

- *Combinazione frequente*

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} \quad \text{Comb 1: carico accidentale dominante}$$

$$G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{12} \cdot Q_{k2} \quad \text{Comb 2: carico da vento dominante}$$

- *Combinazione quasi permanente*

$$G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2}$$

Per i coefficienti di combinazione vale quanto enunciato poco sopra.

### 2.7.4 Combinazioni per gli S.L. Fatica.

La valutazione dei  $\Delta\sigma$  di progetto viene effettuata direttamente sulla base delle azioni cicliche di vento e buffeting.

## 3. Analisi strutturale

### 3.1 Generalità

Per il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione interna nella struttura per effetto dei carichi verticali ed orizzontali, si è implementato un modello di calcolo spaziale risolto con il metodo agli elementi finiti tramite il programma Lusas V14.7.

Tutti i nodi strutturali sono tracciati in modo da escludere la presenza di momenti secondari indotti da disallineamenti tra gli assi baricentrici. Con riferimento a EN 1993-1-8, cap. 5 e cap. 7, le giunzioni tra aste di corrente ed aste di parete vengono classificate come "nominally pinned". Verranno pertanto trascurati, sia nell'analisi globale, sia nelle verifiche di resistenza, i momenti flettenti secondari dovuti alle rigidezza flessionale (non nulla) delle aste di parete. Tale assunzione risulta verificata dal soddisfacimento dei requirements contenuti in En 1993-1-8, cap 5.1.5 (3), che prevede:

- 1) geometria delle giunzioni di nodo nei limiti di validità previsti da EN 1993-1-8 cap. 7
- 2) rapporto tra lunghezza dell'asta di parete ed spessore della membratura minore di 6.

Tutti i nodi strutturali non soddisfacenti questi requisiti verranno modellati come “rigid”, ovvero con piena trasmissione delle azioni flettenti.

La presenza di fenomeni parassiti indotti dalla rigidità flessionale non nulla delle membrature è stata comunque conteggiata nelle verifiche a fatica, applicando l'appropriato fattore di comportamento  $k_f$  previsto da EN 1993-1-9, tab. 4.1.

Per la modellazione sono stati impiegati elementi tipo “beam” (rigidezza assiale e flessionale), adottati principalmente per le aste di corrente, ed elementi tipo “bar” (solo rigidità assiale) lineari a due nodi, rispettivamente per le aste di corrente e le aste di parete.

Per la discretizzazione degli elementi di lastra, si adottano elementi finiti di tipo “thick shell” lineari a quattro nodi, dotati di dimensione caratteristica 0.3 m. tali elementi sono connessi agli elementi di corrente implementando le opportune eccentricità relative ai piani medi.

Agli elementi è assegnata la reale sezione resistente. In dettaglio si evidenziano i profili adottati per la carpenteria:

- Profilo tubolare cavo:  $\varnothing=193.7$  mm  $t=7$  mm
- Profilo tubolare pieno:  $\varnothing=80.0$  mm
- Profilo tubolare:  $\varnothing=55.0$  mm
- Lamiera montante:  $t=10$  mm
- Lamiera controventamento montante:  $t=10$  mm
- Lamiera passerella:  $t=10$  mm
- Piatti irrigidimento IPE 550:  $t=15$  mm

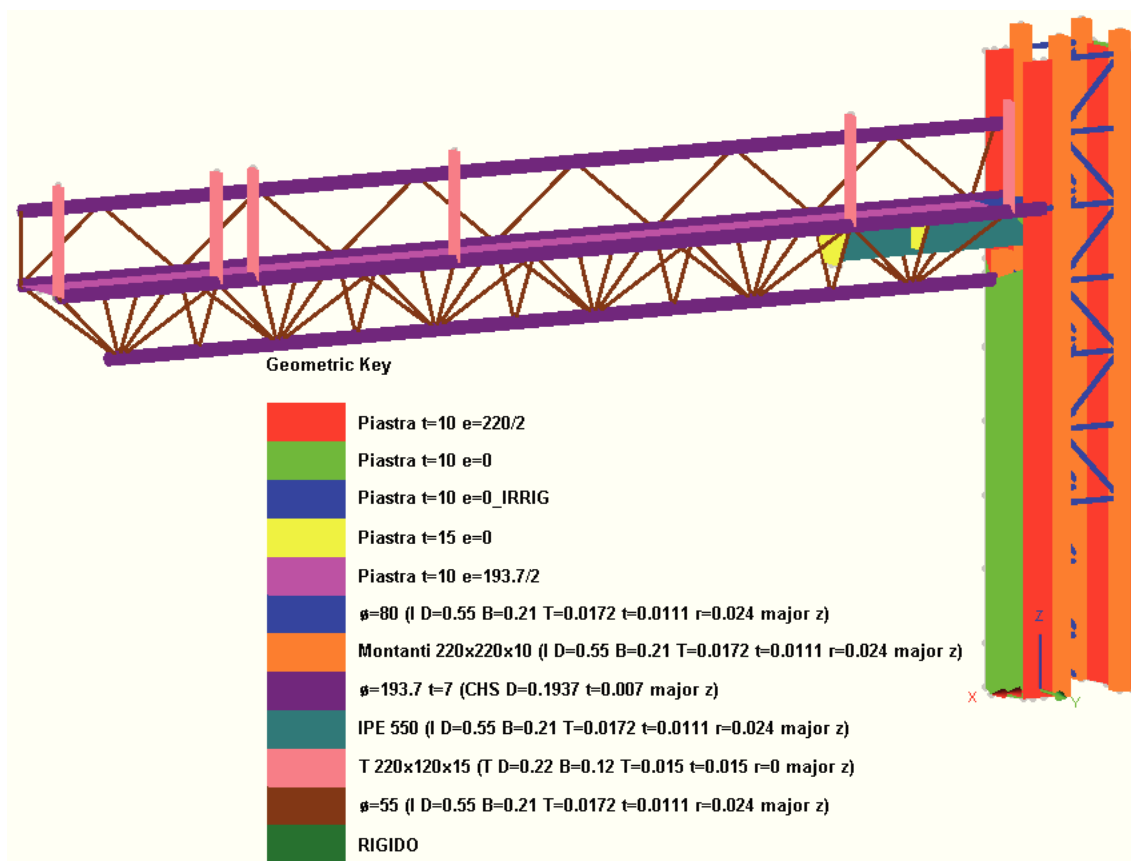


Figura 3: Modello di calcolo FEM – Assegnazione della geometria

### 3.2 Analisi statica

Si riportano di seguito i risultati principali dell'analisi a E.F., espressi in termini di diagrammi qualitativi delle azioni interne significative, per i principali contributi di carico caratteristico.

#### 3.2.1 Caratteristiche di sollecitazione elementari

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

##### Peso proprio degli elementi strutturali:

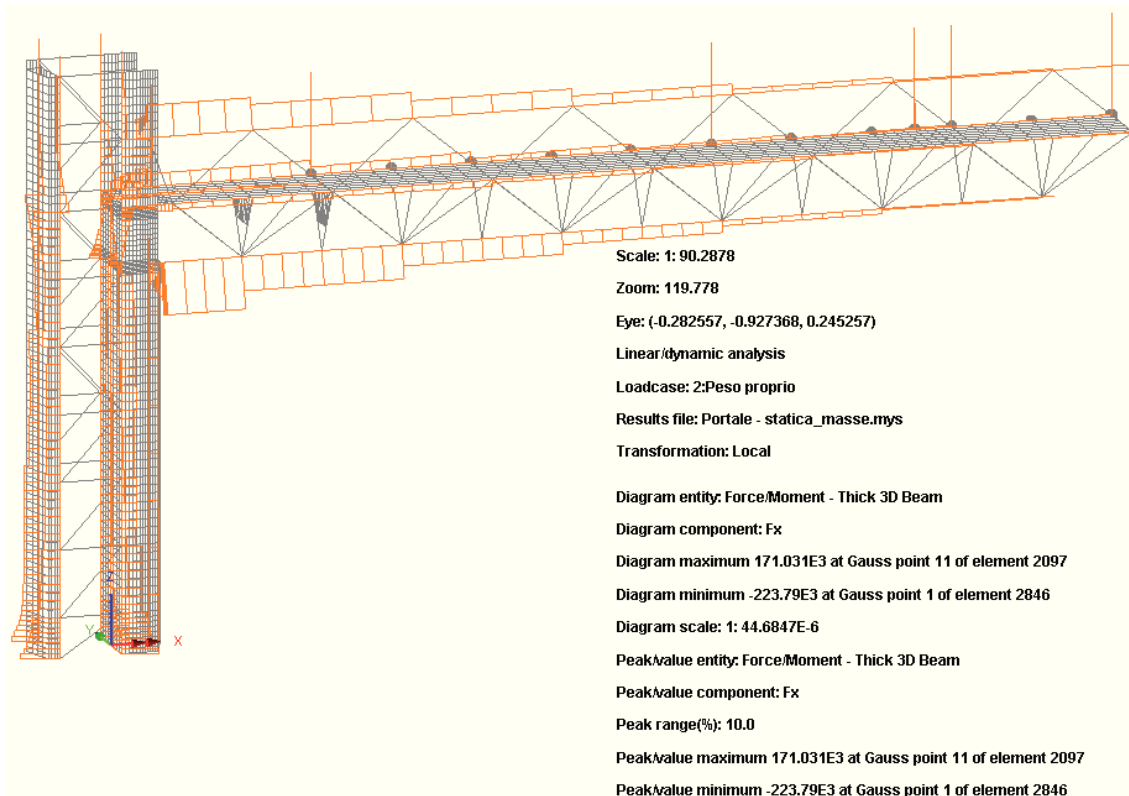


Figura 4: Fx (Local) - Pesi propri – BEAM

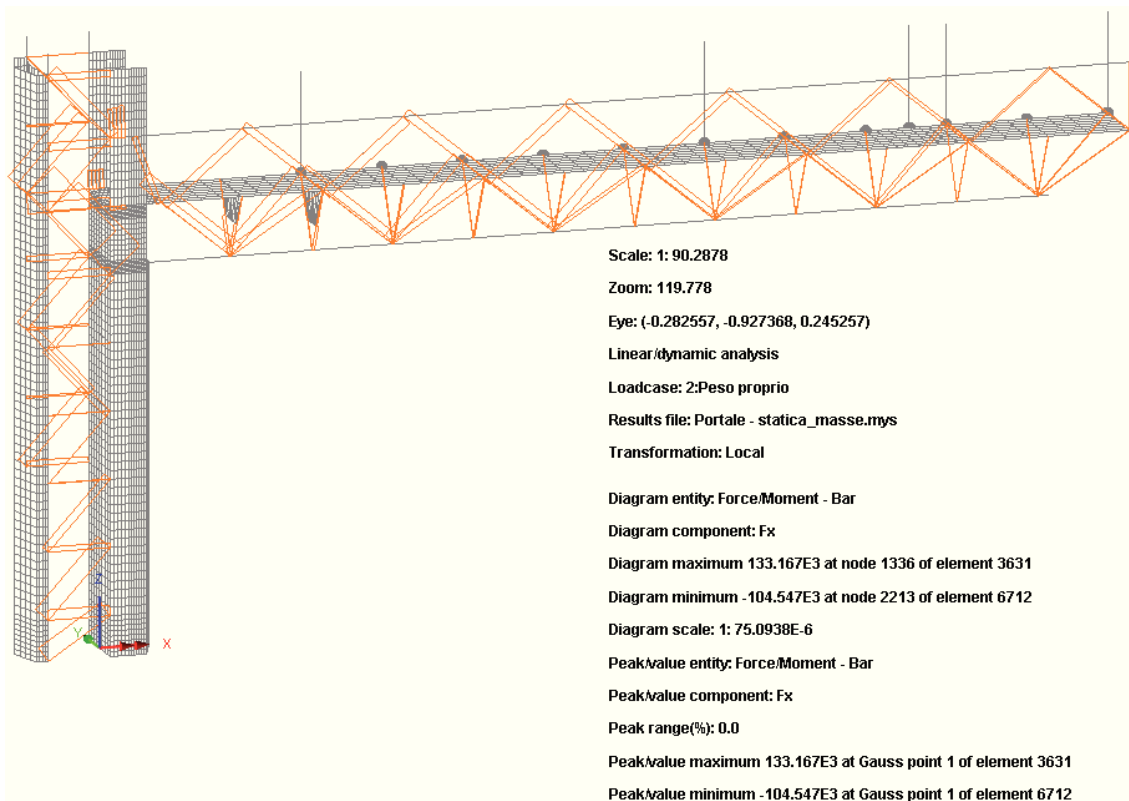


Figura 5: Fx (Local) - Pesì propri - BAR

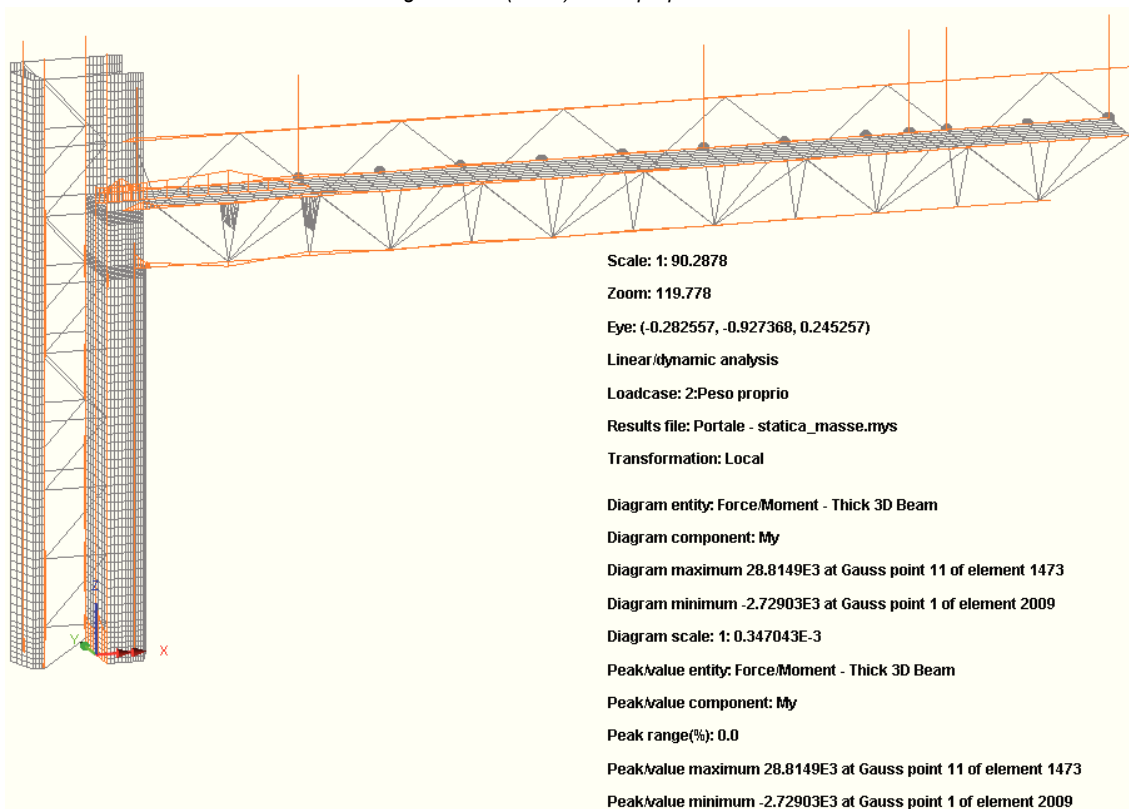


Figura 6: My (Local) - Pesì propri - BEAM

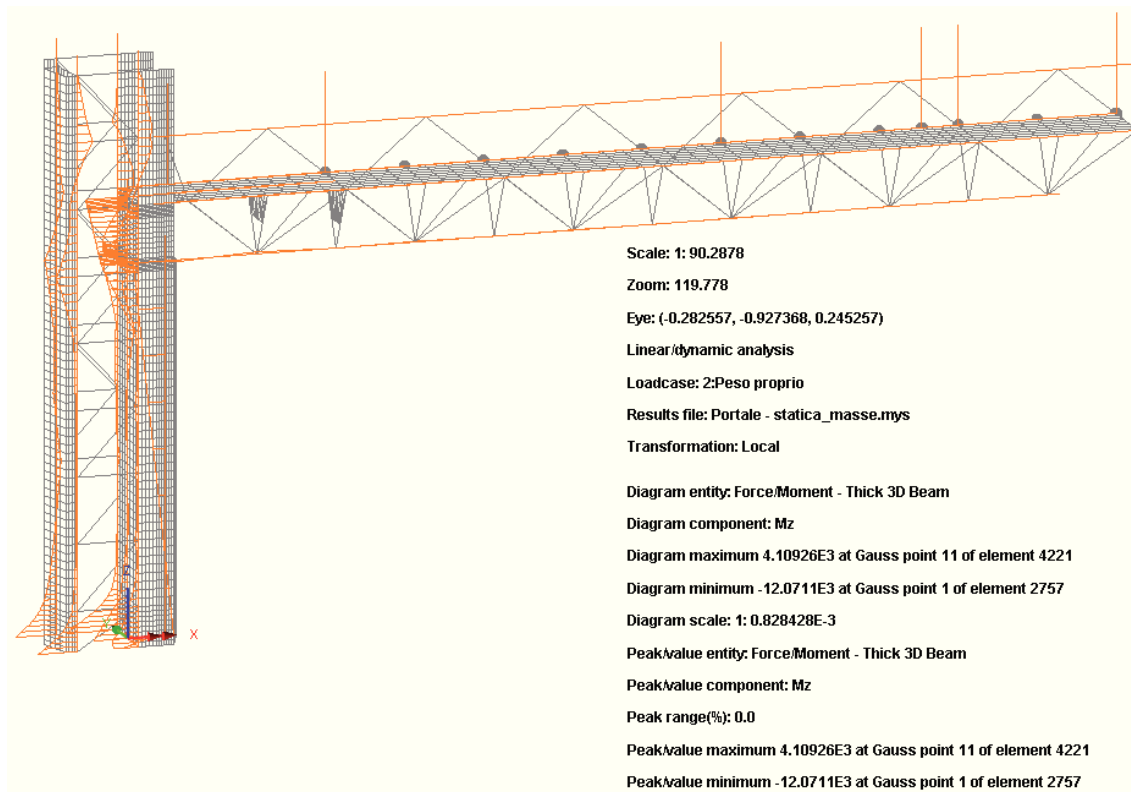


Figura 7: Mz (Local) - Pes propri – BEAM

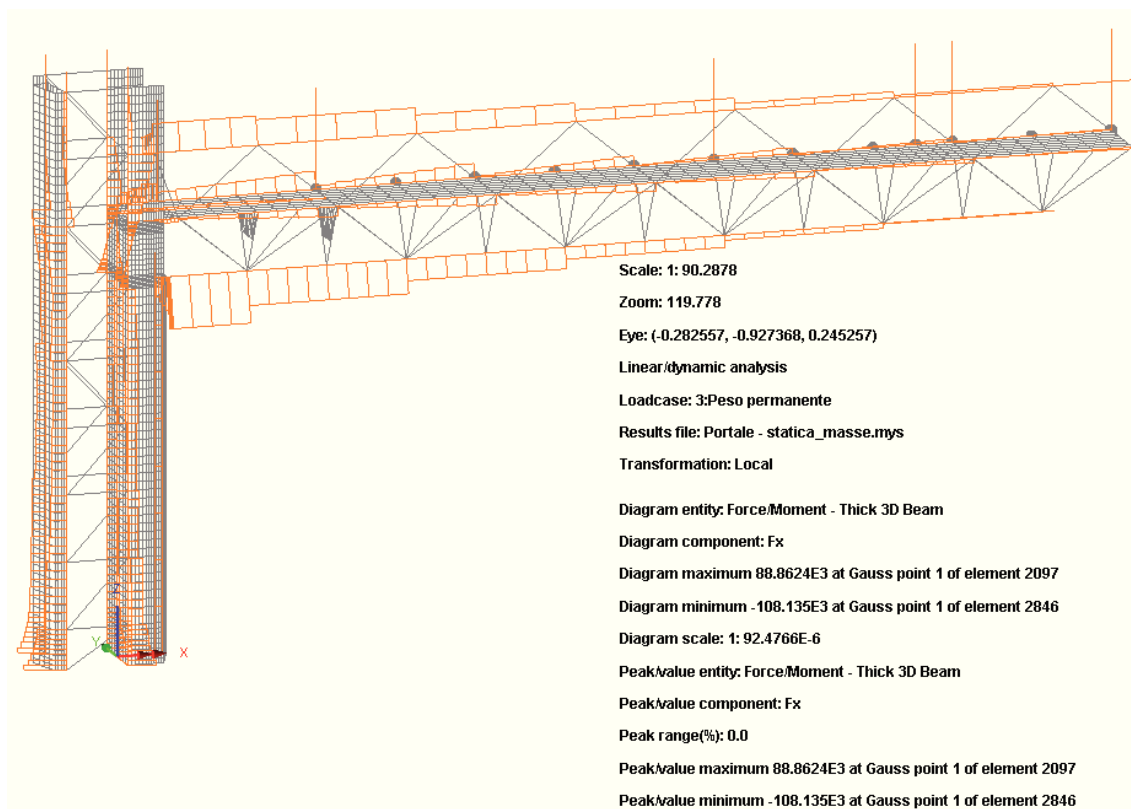
Peso permanenti portati:

Figura 8: Fx (Local) - Permanenti portati - BEAM

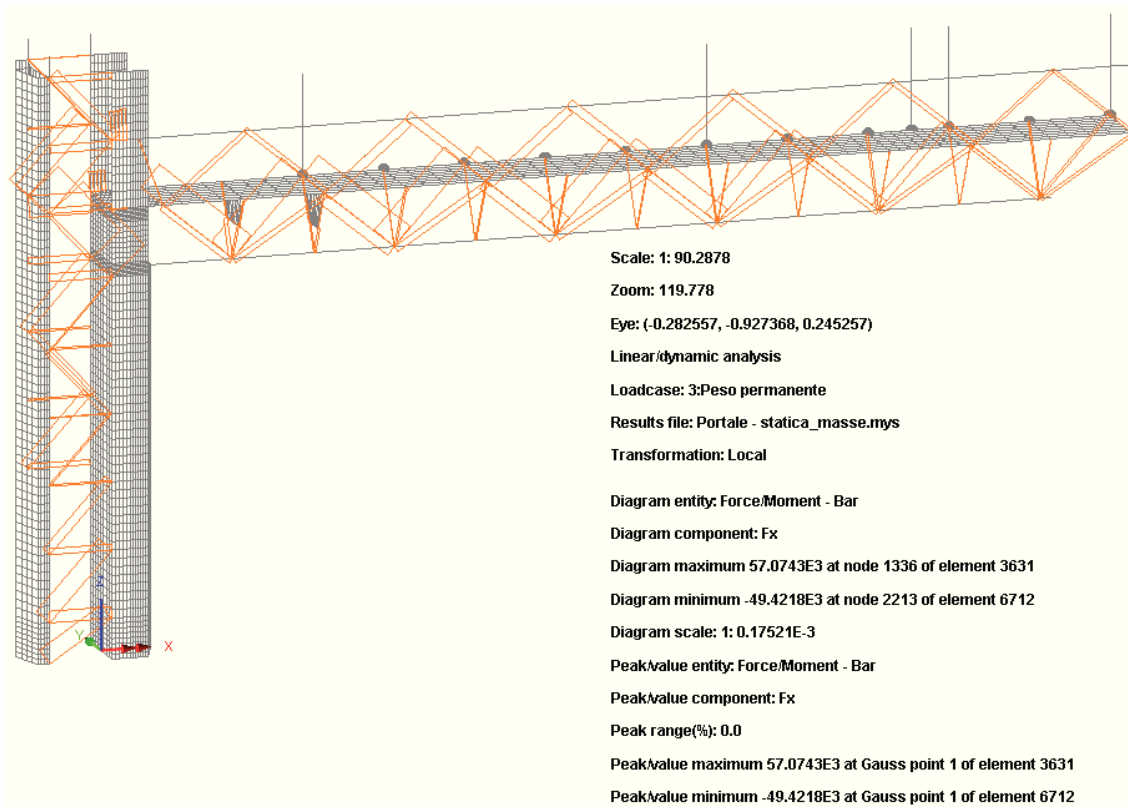


Figura 9: Fx (Local) - Permanenti portati - BAR

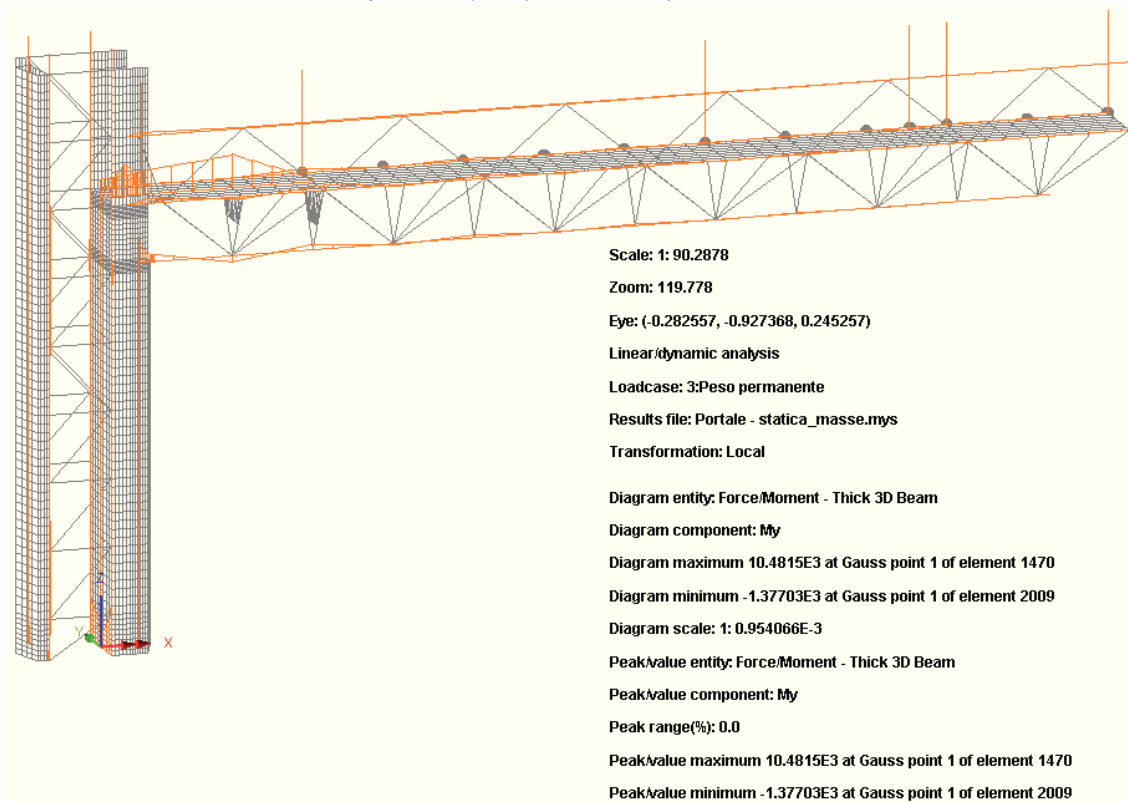


Figura 10: My (Local) - Permanenti portati - BEAM

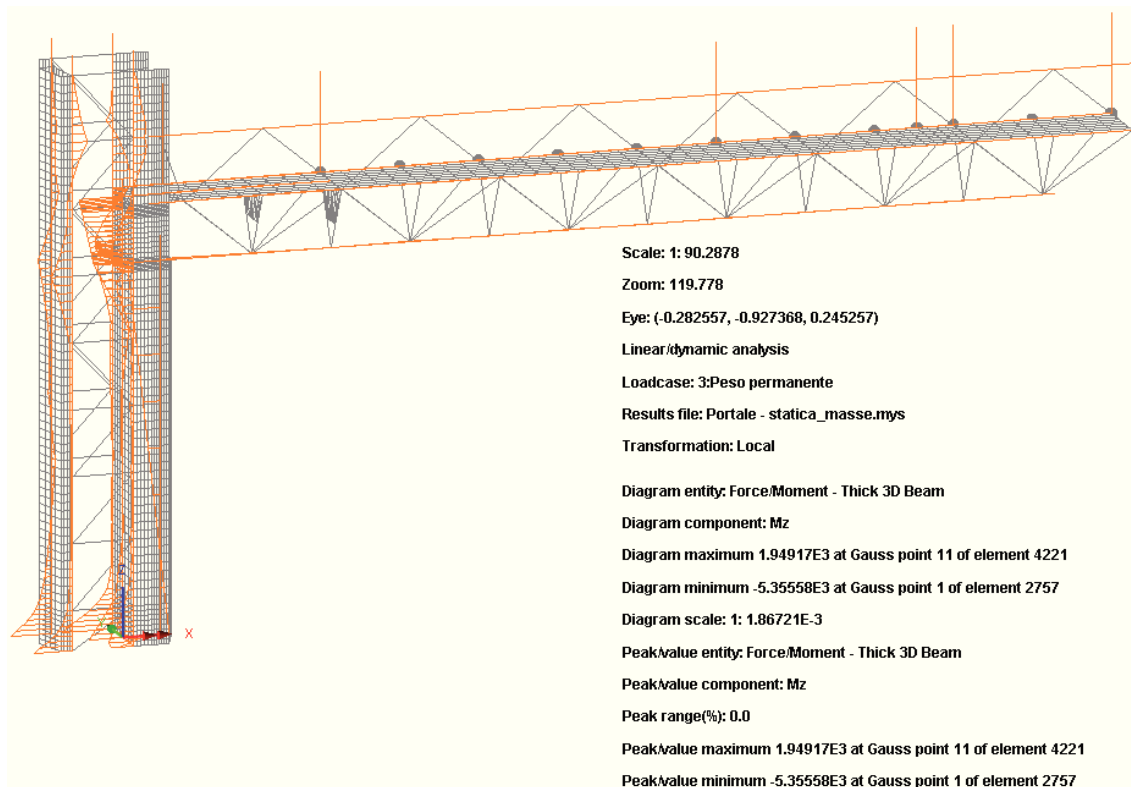


Figura 11: Mz (Local) - Permanenti portati – BEAM

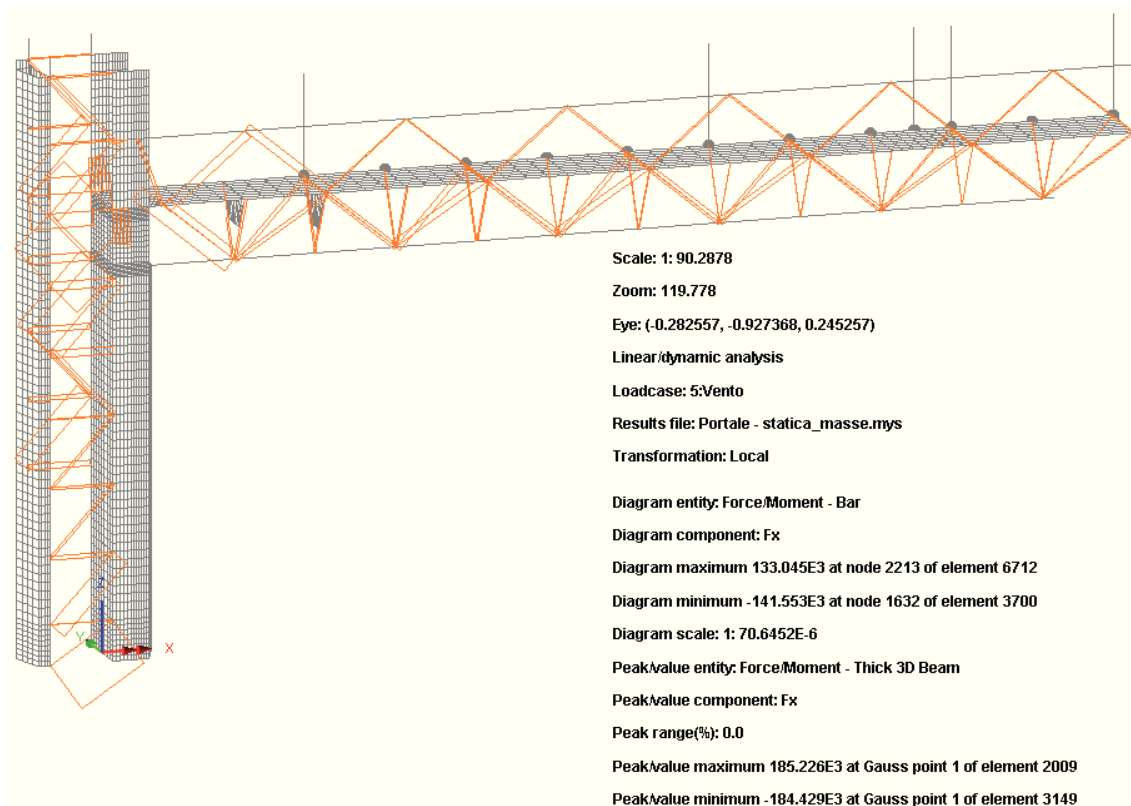
Vento:

Figura 12: Fx (Local) – Vento – BAR

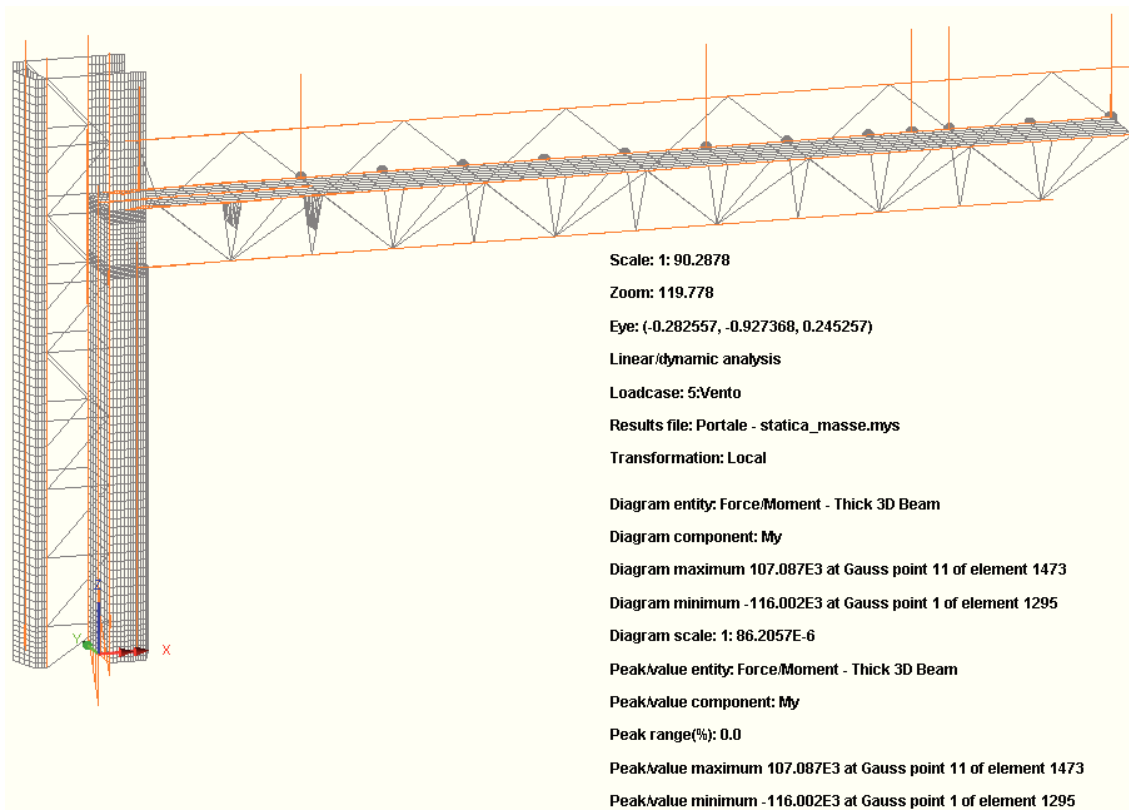


Figura 13: My (Local) – Vento – BEAM

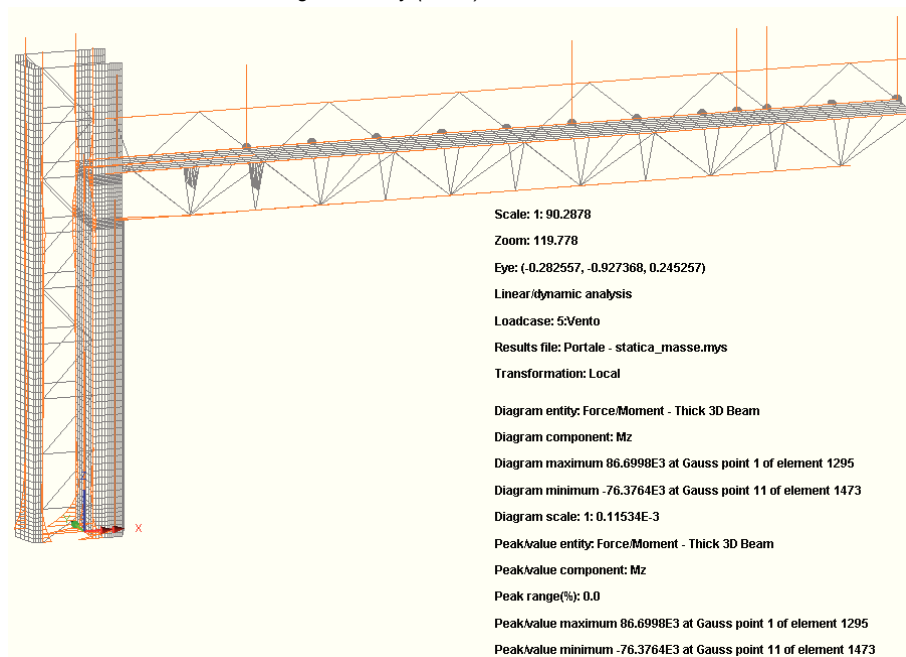


Figura 14: Mz (Local) – Vento – BEAM

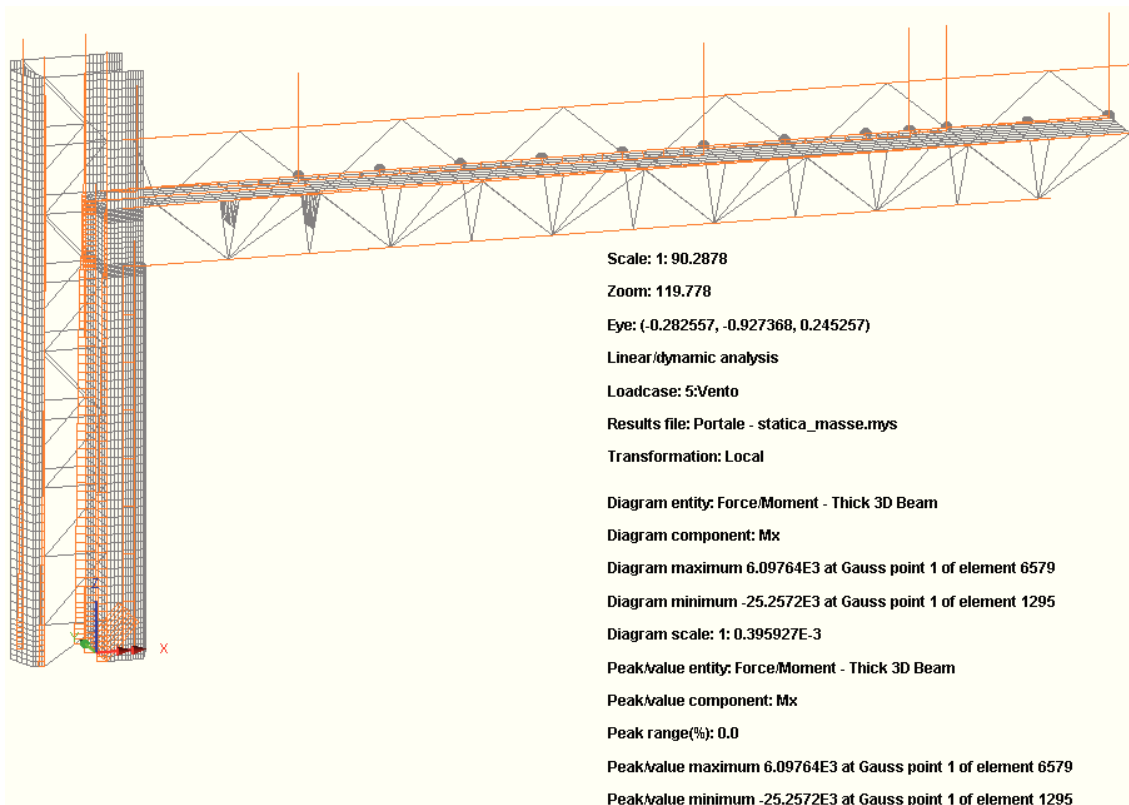


Figura 15: Mx - Torcente (Local) - Vento

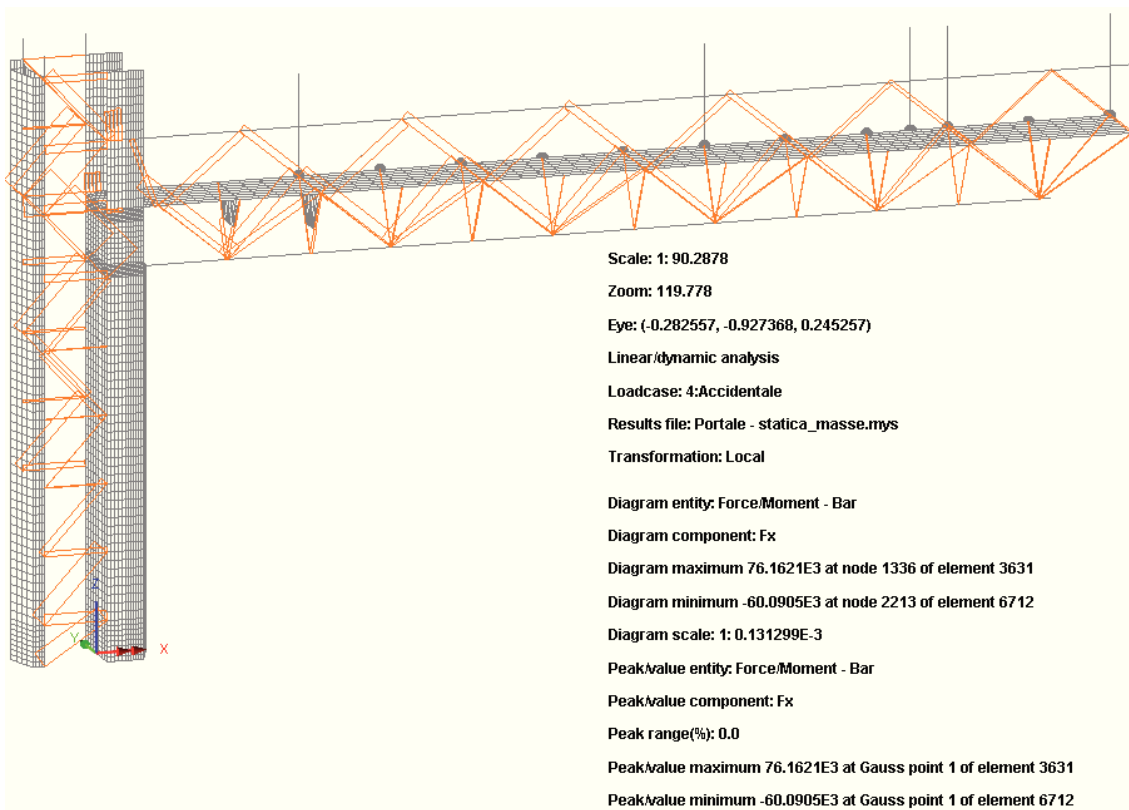
Carico accidentale:

Figura 16: Fx (Local) – Carico accidentale - BAR

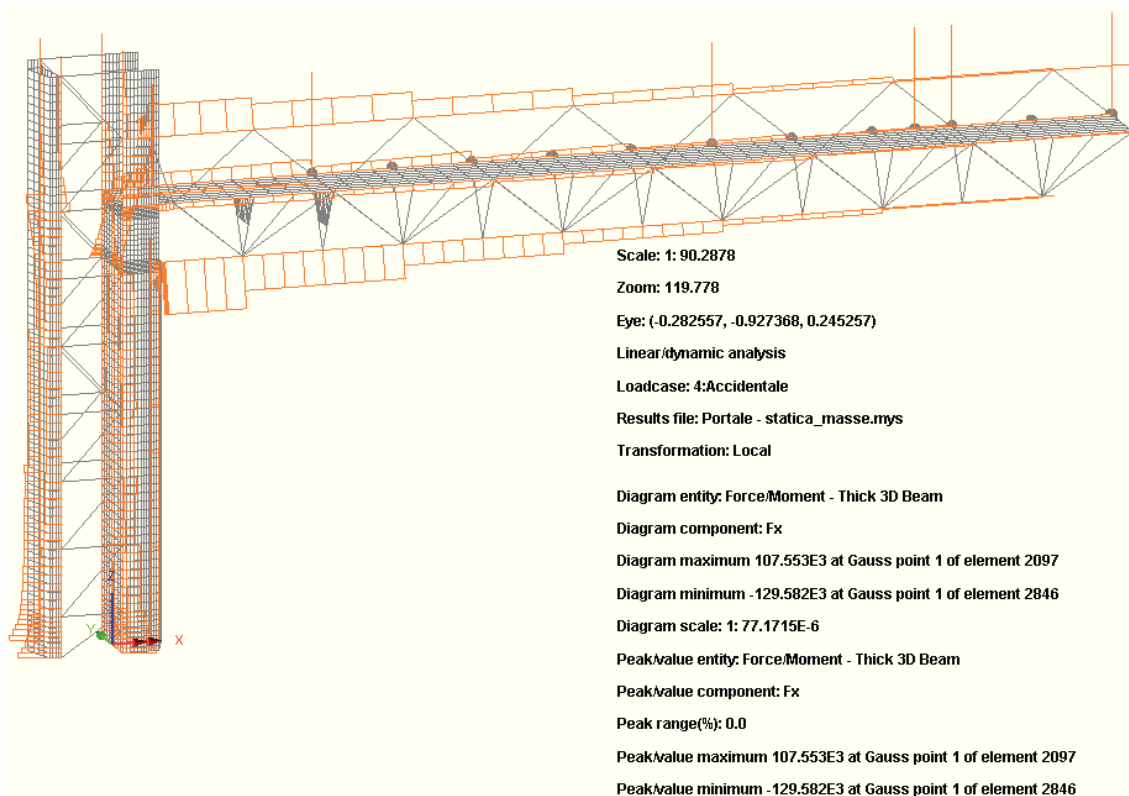


Figura 17: Fx (Local) – Carico accidentale – BEAM

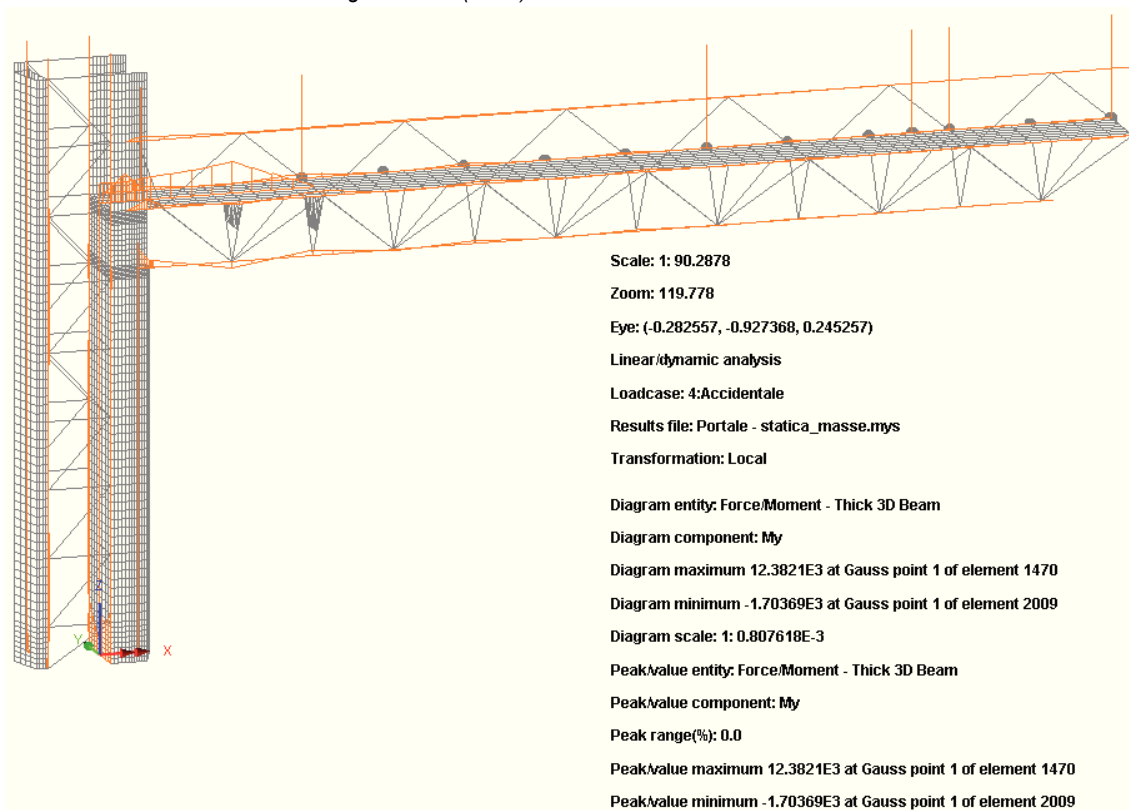


Figura 18: My (Local) – Carico accidentale

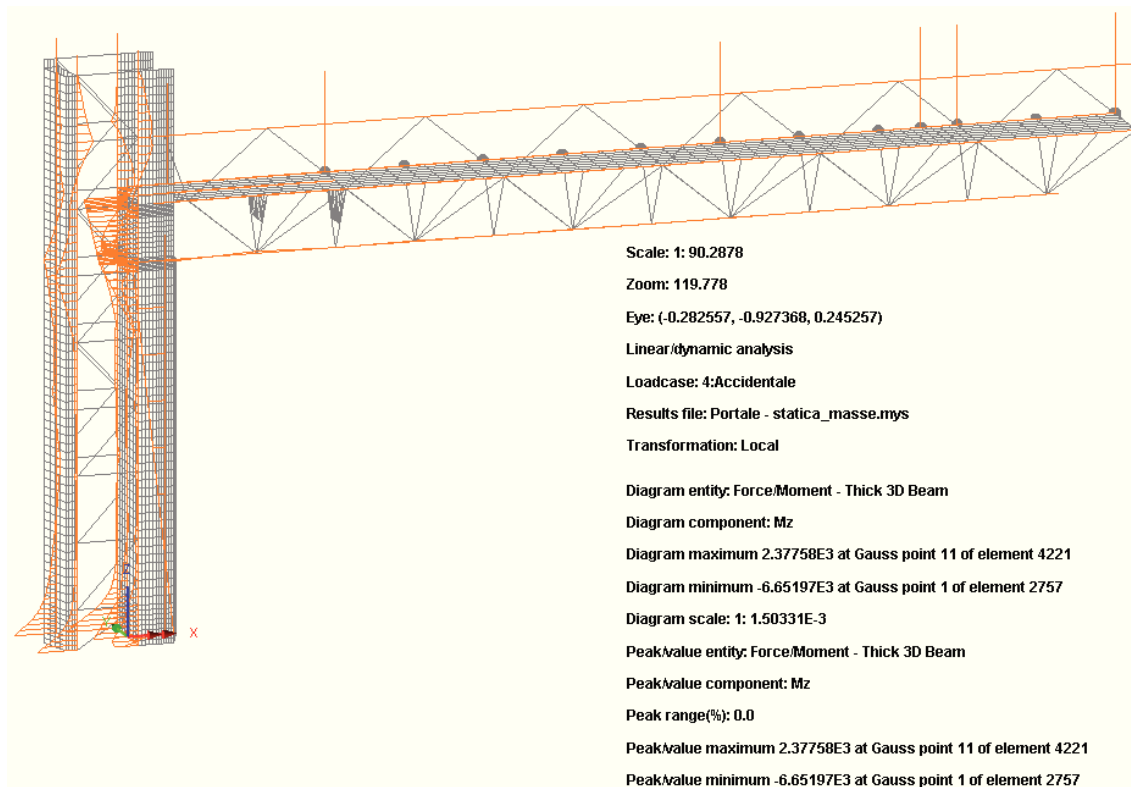
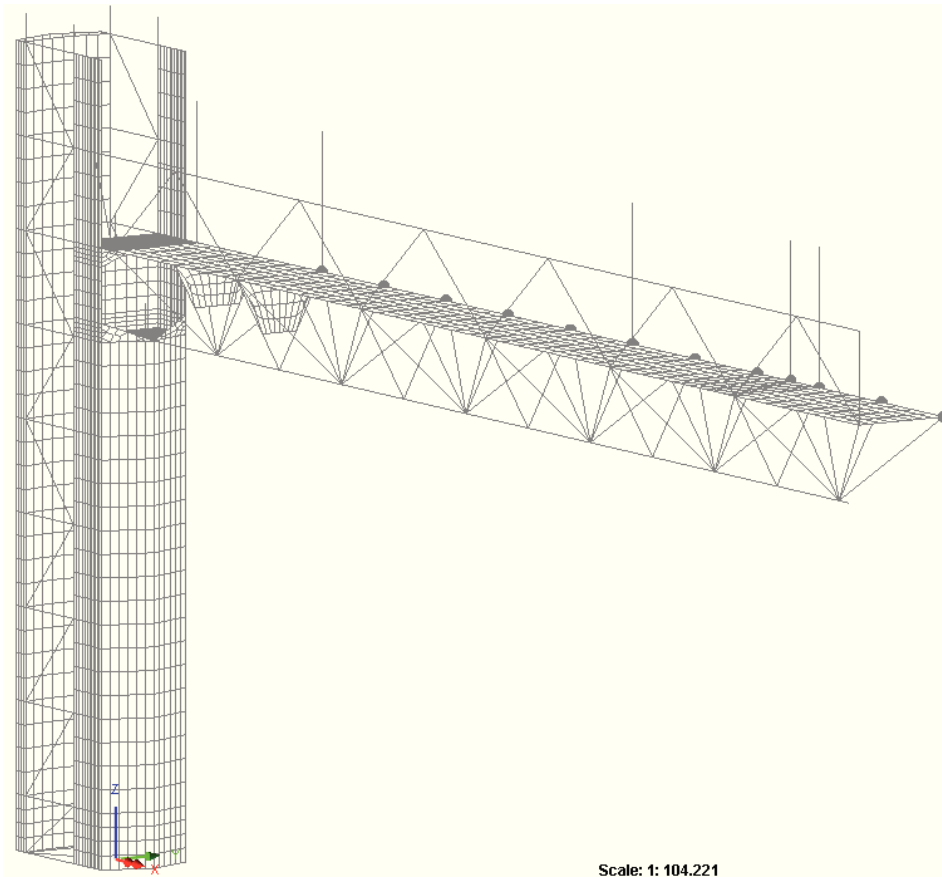


Figura 19: Mz (Local) - Carico accidentale

### 3.3 Analisi modale

L'analisi modale viene effettuata con il duplice obiettivo di estrarre le frequenze dell'opera nella direzione del vento, ai fini del calcolo del coefficiente  $c_{s,c_d}$ , e di estrarre mediante opportuna sovrapposizione modale, il quadro tenso-deformativo in fase sismica.

L'analisi modale viene effettuata con riferimento alla massa afferente alla struttura metallica, le finiture e gli elementi di segnaletica nelle loro effettive posizioni. Questi ultimi sono stati modellati mediante masse puntuali concentrate lungo il corrente orizzontale superiore ed inferiore come indicato in figura.



La massa complessiva dell'opera, pari a 14948 kg, è così composta:

M1 = 14640 kg	struttura metallica
M2 = 2098 kg	installazioni segnaletica
M3 = 86580 kg	struttura di fondazione

MODE	FREQUENCY [Hz]	T [s]	X DIRECTION		Y DIRECTION		Z DIRECTION	
			MASS P.F.	SUM M.P.F. [%]	MASS P.F.	SUM M.P.F. [%]	MASS P.F.	SUM M.P.F. [%]
2	1.43	0.70	0.001	0.001	<b>0.321</b>	<b>0.362</b>	0.000	0.002
3	2.64	0.38	0.023	0.023	0.000	0.362	<b>0.308</b>	<b>0.310</b>
5	8.25	0.12	<b>0.772</b>	<b>0.802</b>	0.009	0.382	0.001	0.330
7	10.21	0.10	0.006	0.818	<b>0.041</b>	<b>0.656</b>	0.001	0.331

Si riportano di seguito i principali modi di vibrare della struttura con particolare riferimento a quello nella direzione del vento.

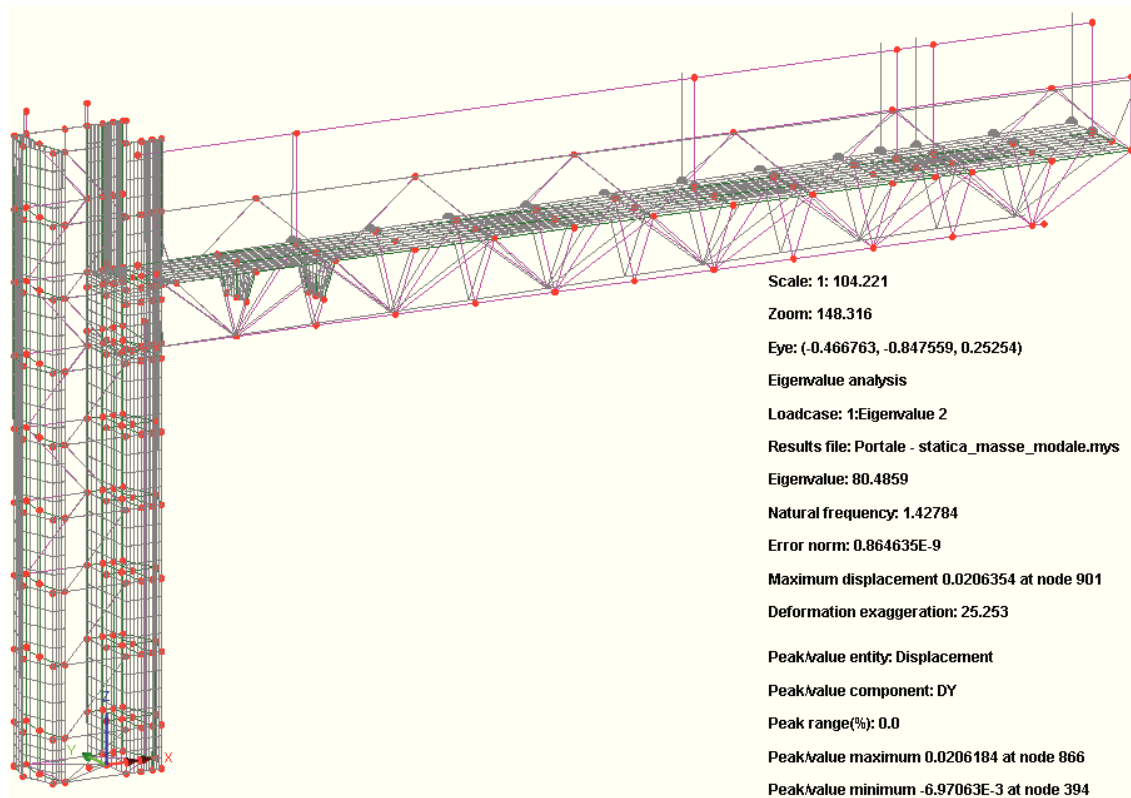


Figura 20: Primo modo di vibrare – Frequenza 1 = 1.43 Hz

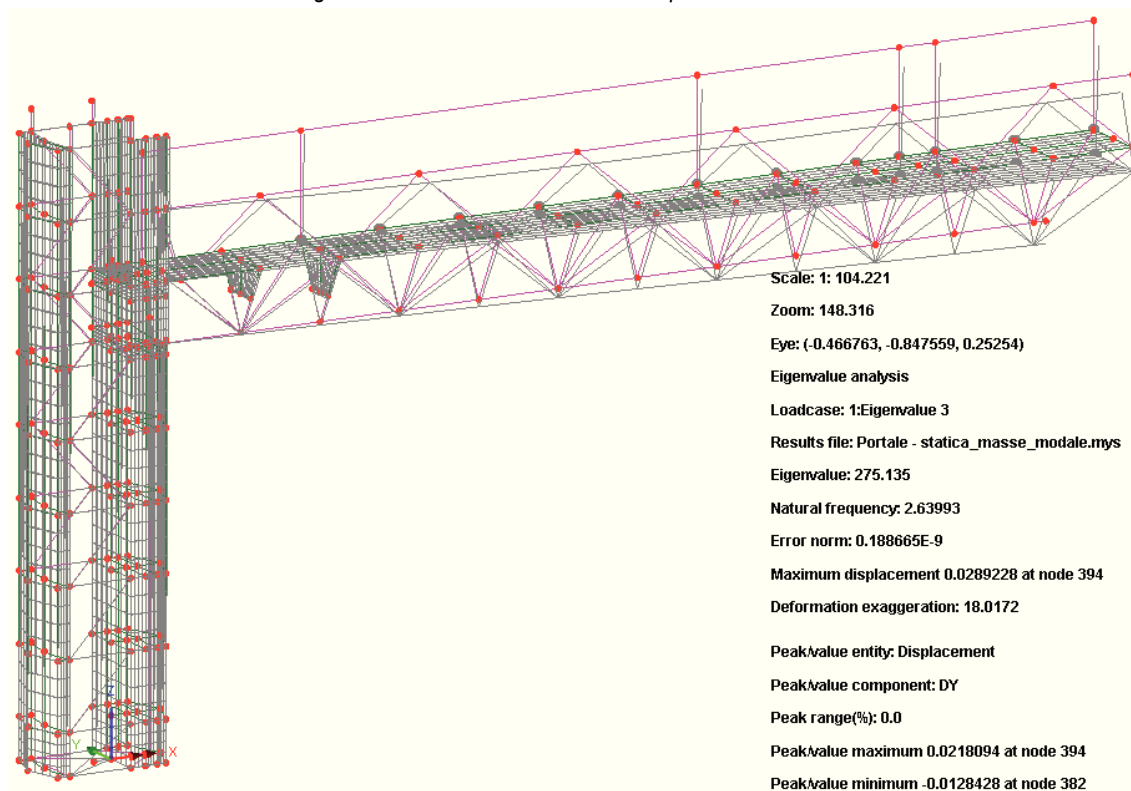


Figura 21: Secondo modo di vibrare – Frequenza 2 = 2.64 Hz

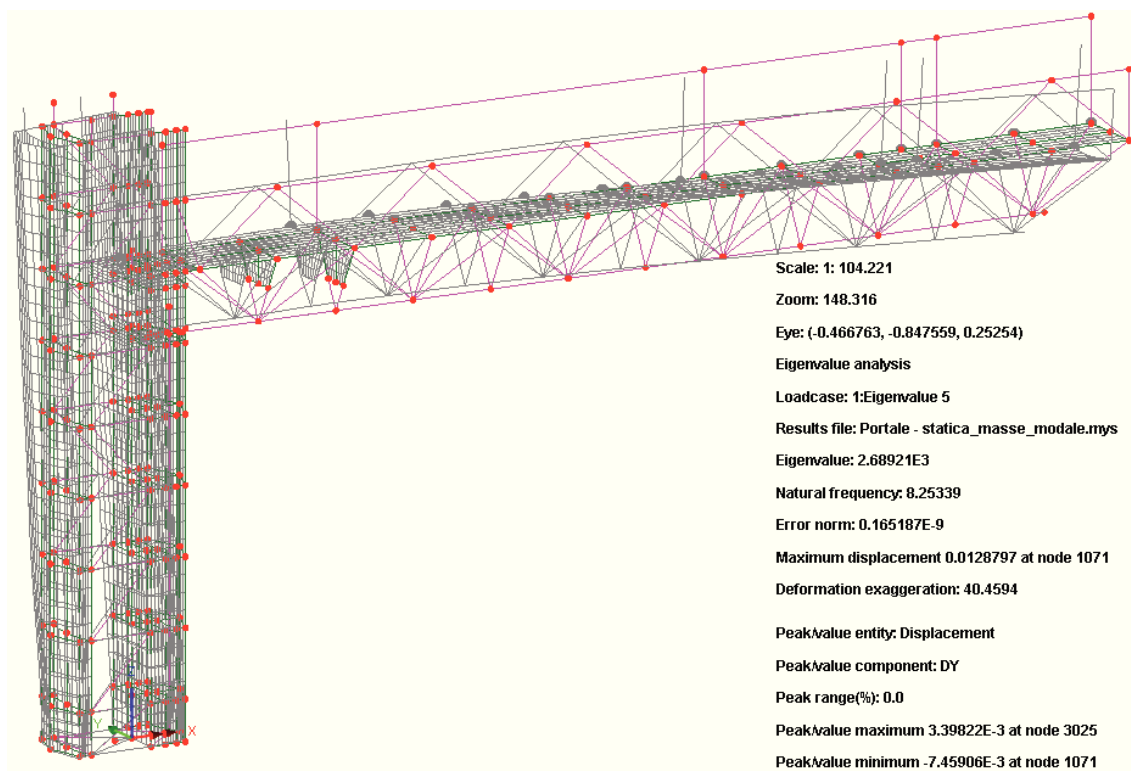
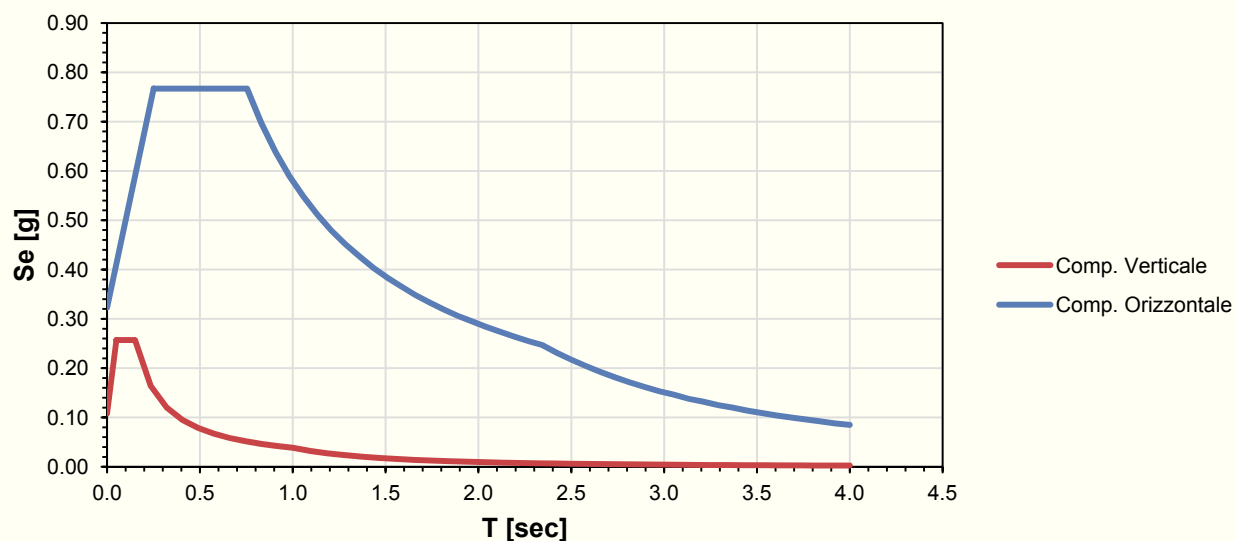


Figura 22: Terzo modo di vibrare – Frequenza 3 = 8.25 Hz

### 3.4 Analisi sismica

Il quadro tenso-deformativo dovuto alle azioni sismiche viene composto mediante sovrapposizione modale utilizzando il metodo CQC. Si considerano le due principali direzioni del moto sismico, con asse vettore longitudinale (sisma Y) al piano viabile e rispettivamente trasversale (sisma X).

#### Spettri di risposta elastico per lo stato limite: SLV (Campania - Maddaloni - Suolo D)



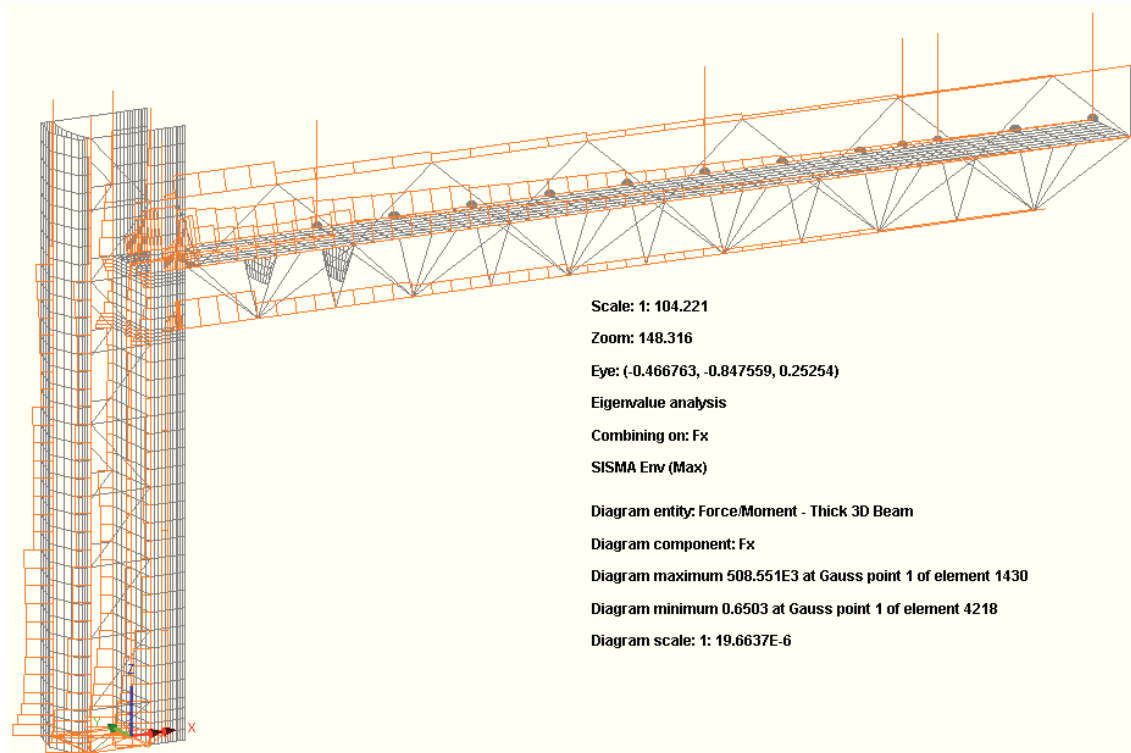
La combinazione delle risposte nelle due direzioni viene effettuata mediante:

$$E_d = \max(E_{d,X} + 0.3E_{d,Y} ; 0.3E_{d,X} + E_{d,Y})$$

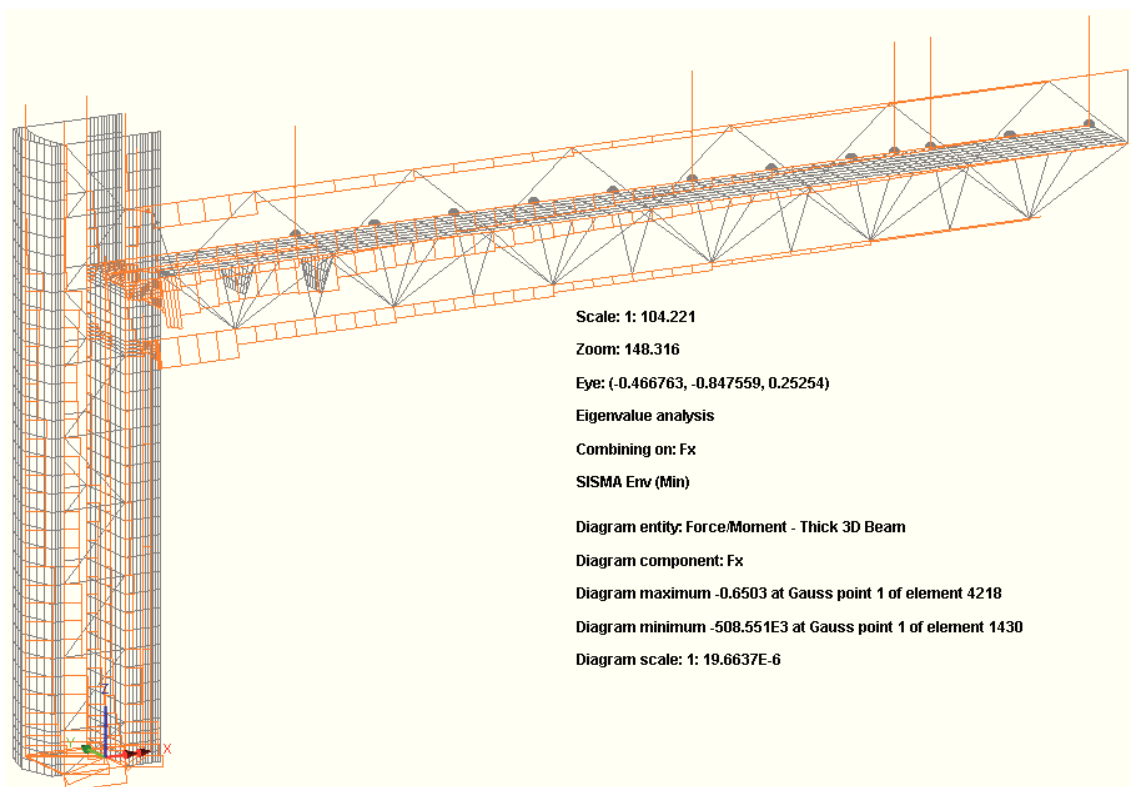
Le sollecitazioni sismiche verranno combinate con i valori caratteristici di peso proprio.

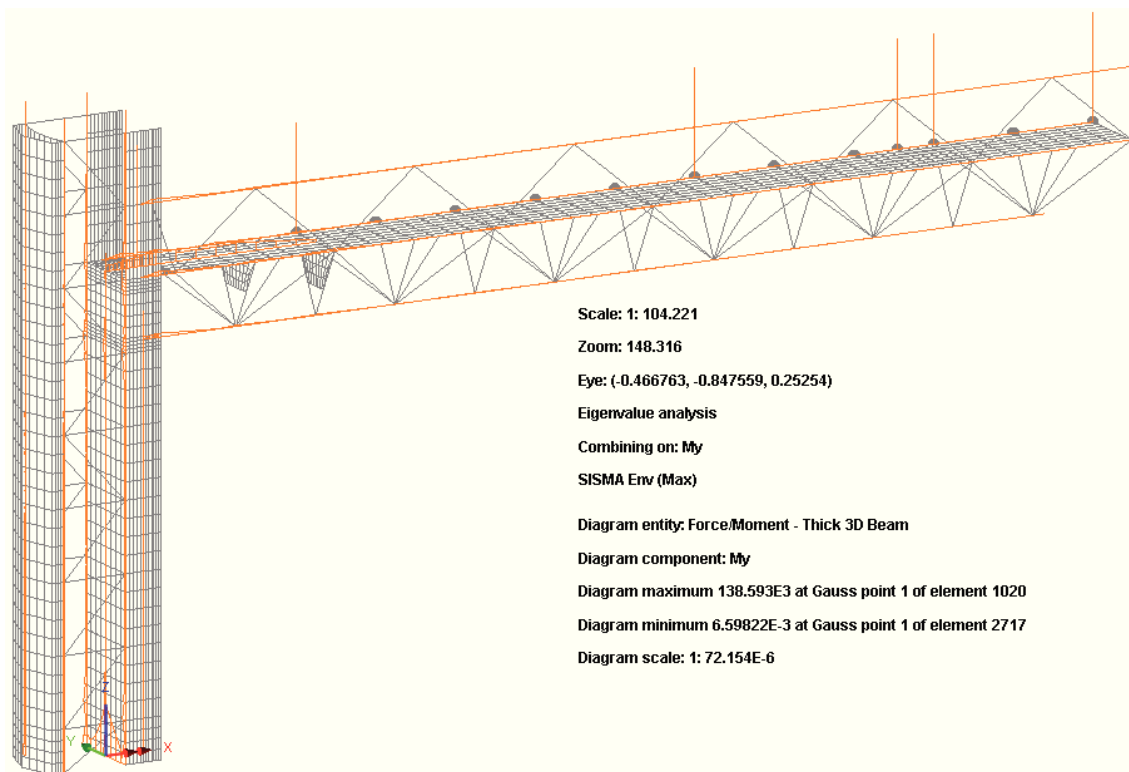
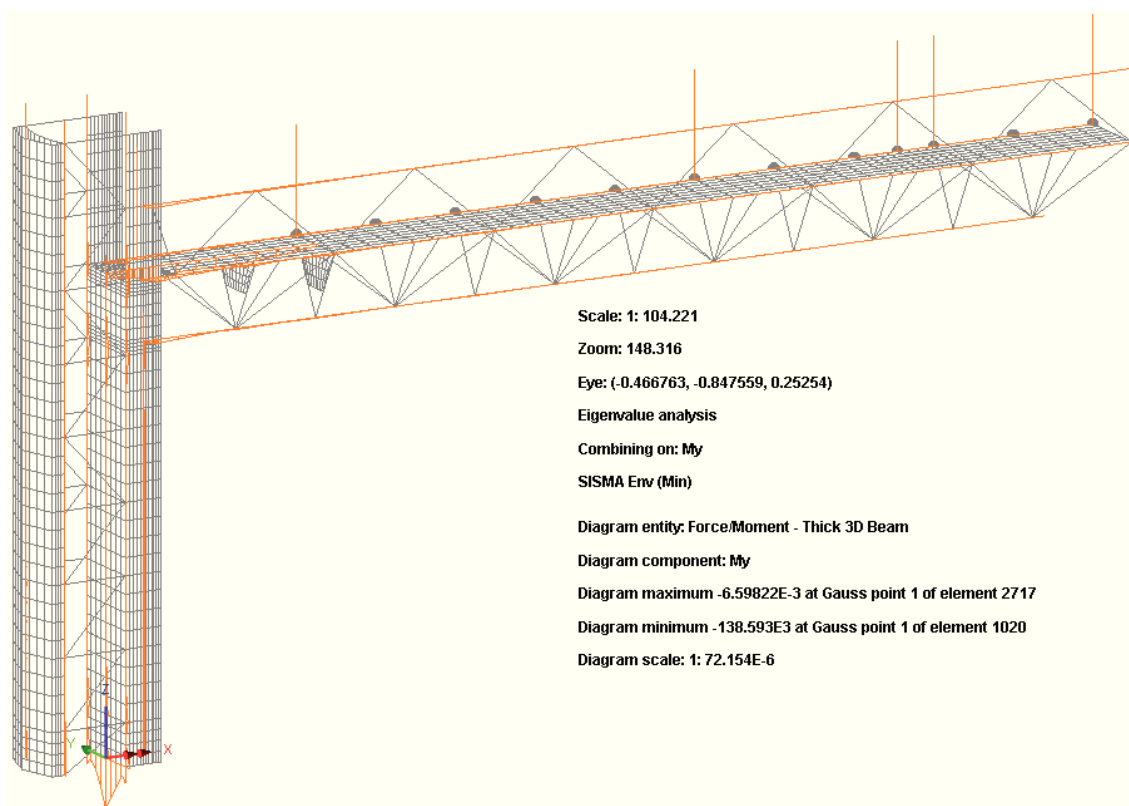
Le figure seguenti riportano le azioni interne rilevate nelle membrature per la sola azione sismica, e la deformata qualitativa, con indicazione del massimo spostamento risultante rilevato all'estremità della traversa.

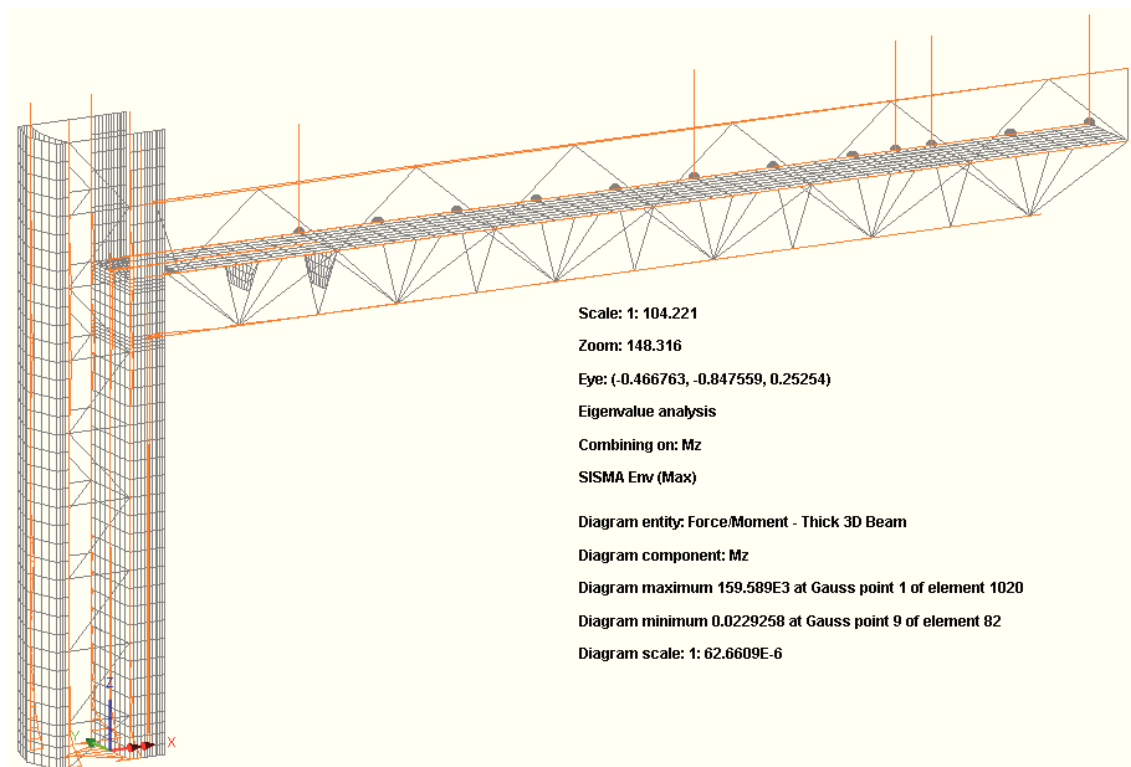
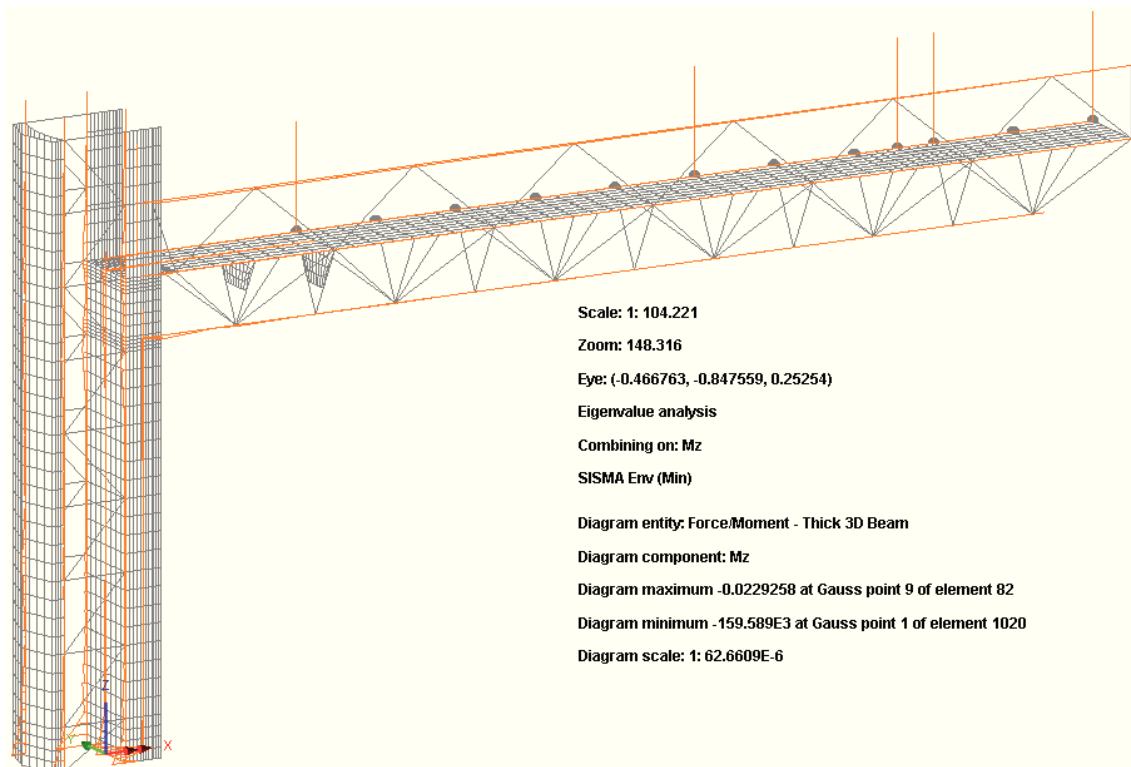
#### Elementi beam – Azione assiale $N_{max}$

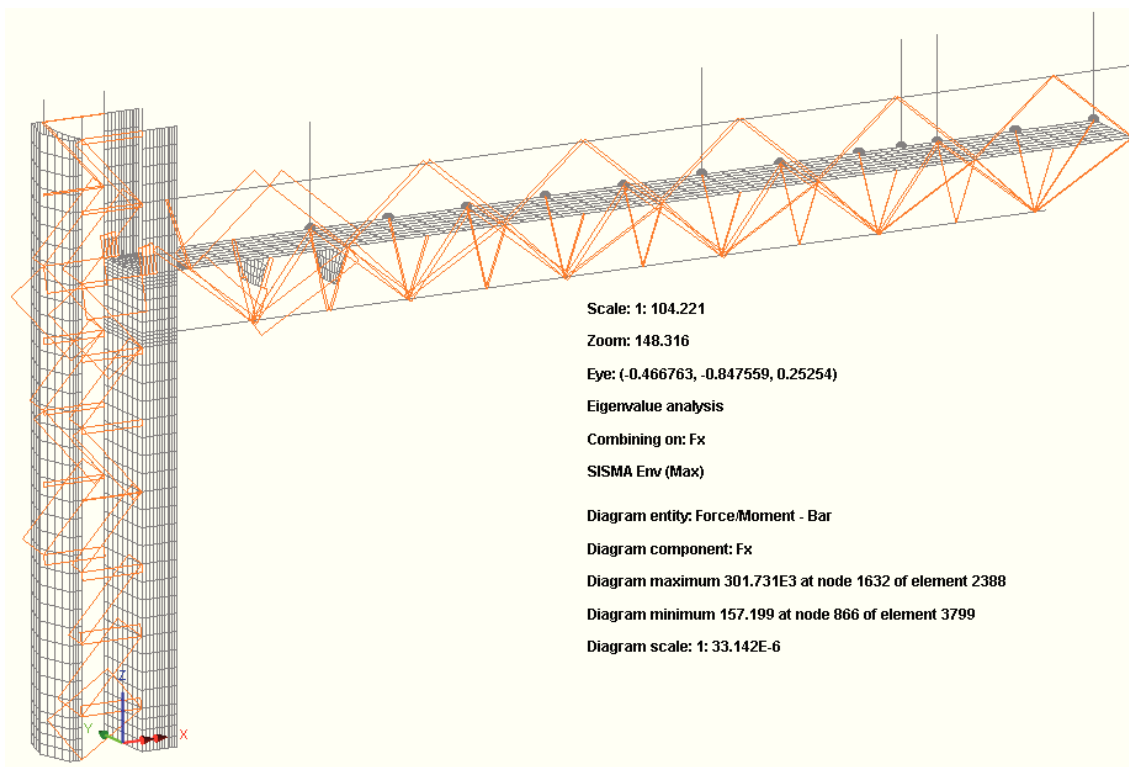
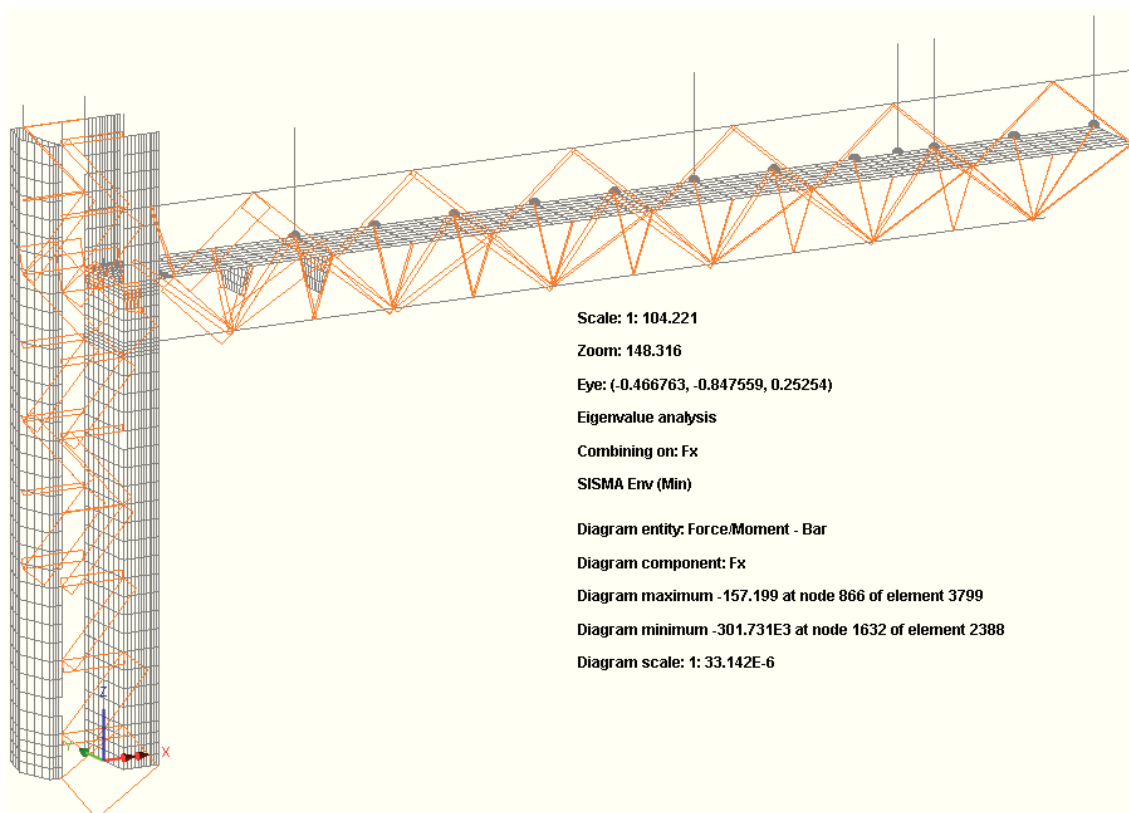


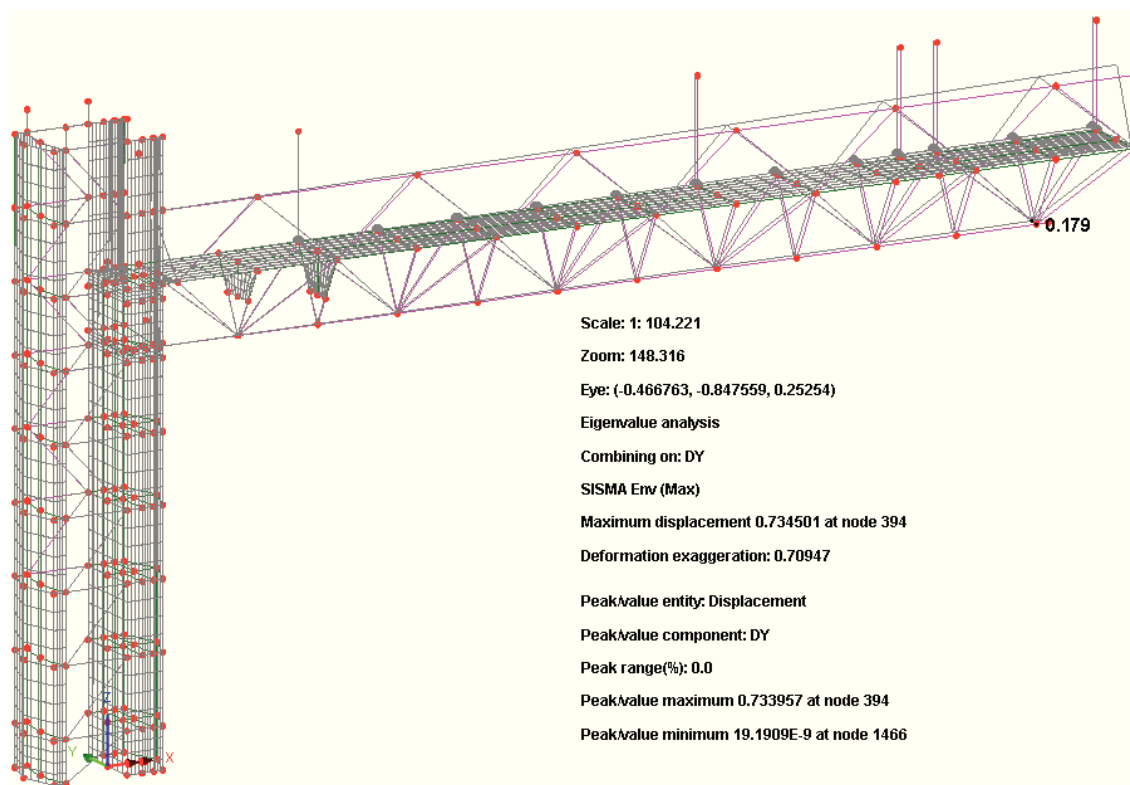
#### Elementi beam – Azione assiale $N_{min}$



**Elementi beam – Momento flettente  $M_{y,max}$** **Elementi beam – Momento flettente  $M_{y,min}$** 

**Elementi beam – Momento flettente  $M_{z,max}$** **Elementi beam – Momento flettente  $M_{z,max}$** 

**Elementi bar – Azione assiale  $N_{\max}$** **Elementi bar – Azione assiale  $N_{\min}$** 

**Massimo spostamento trasversale  $y_{max}$** 

Come è possibile desumere dall'esame dei valori numerici di punta, la combinazione sismica non risulta significativa dal punto di vista delle verifiche tenso-deformative, e pertanto non verrà considerata nel prosieguo.

**3.5 Analisi di buckling globale**

L'analisi di buckling viene impostata al fine di determinare il moltiplicatore di collasso per instabilità globale della struttura, necessario al completamento delle verifiche strutturali nell'ambito del "metodo generale" proposto da EN 1993.1.1. La mesh degli elementi "beam" di corrente è stata infittita portando a 4 il numero di suddivisioni disposte per ciascun campo individuato da due nodi contigui.

Si sottolinea che nella presente analisi vengono "congelati" tutti i modi di instabilità delle aste a livello "locale", la cui influenza viene determinata a livello di verifica sezionale.

Ai fini dell'analisi di buckling globale, vengono individuati propedeuticamente due scenari di carico, caratterizzati rispettivamente da:

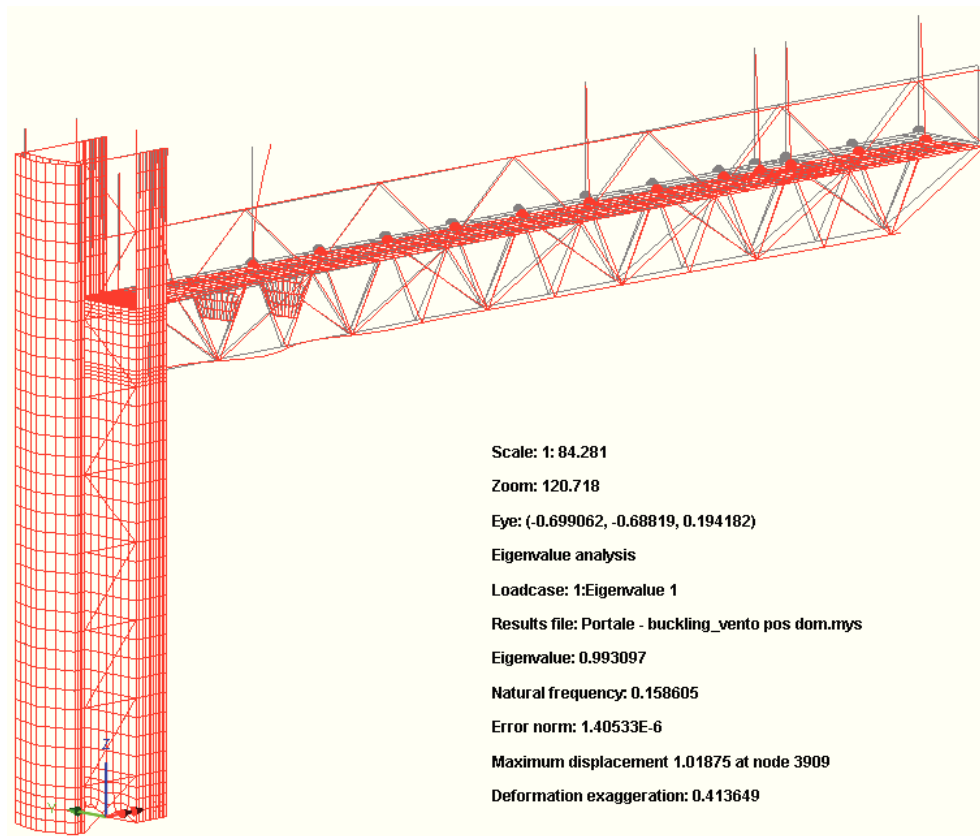
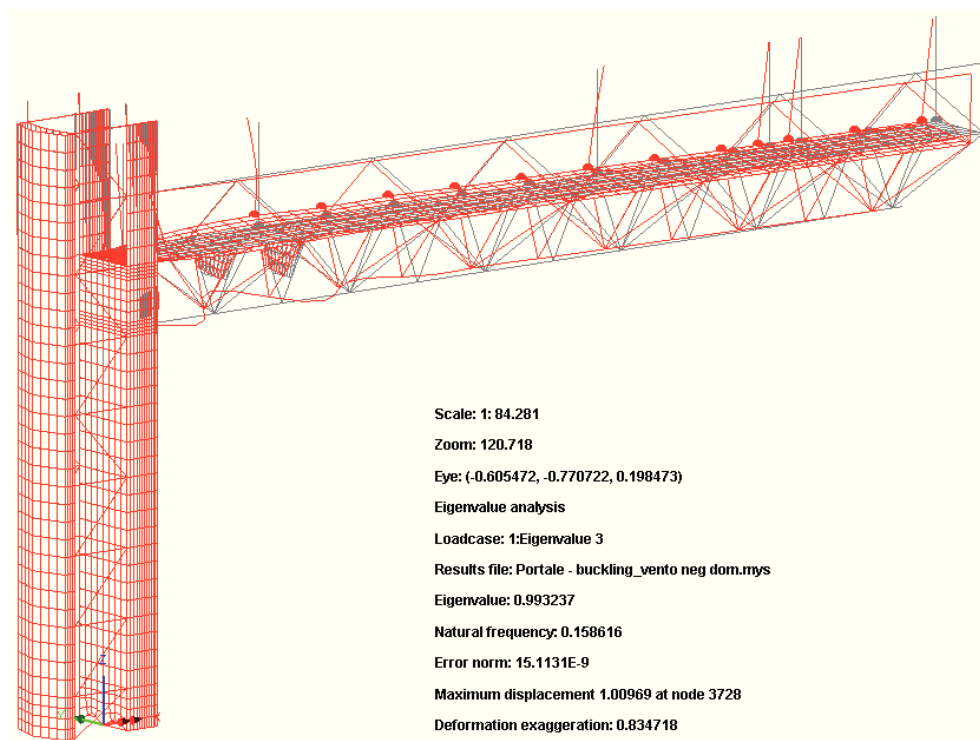
- scenario 1: S.L.U. – Vento dominante
- scenario 2: S.L.U. – Carichi accidentali dominanti

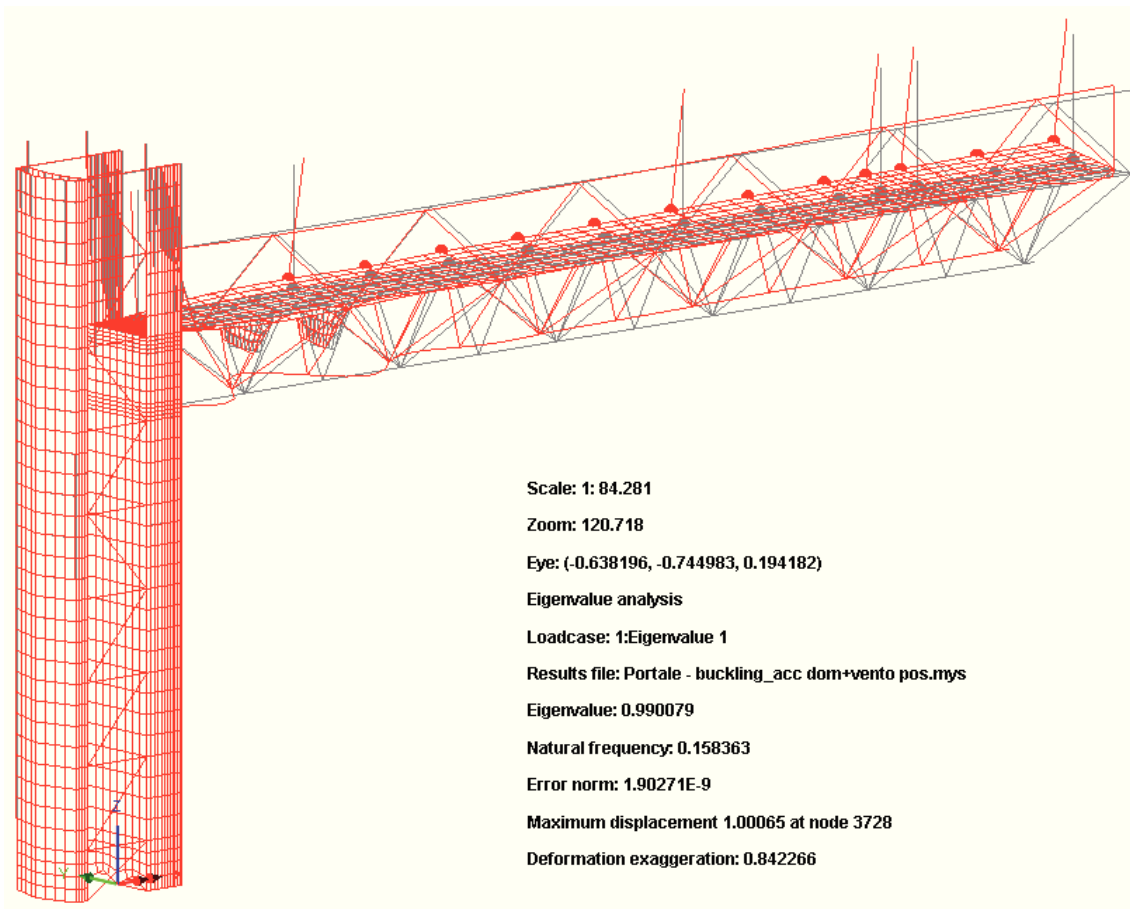
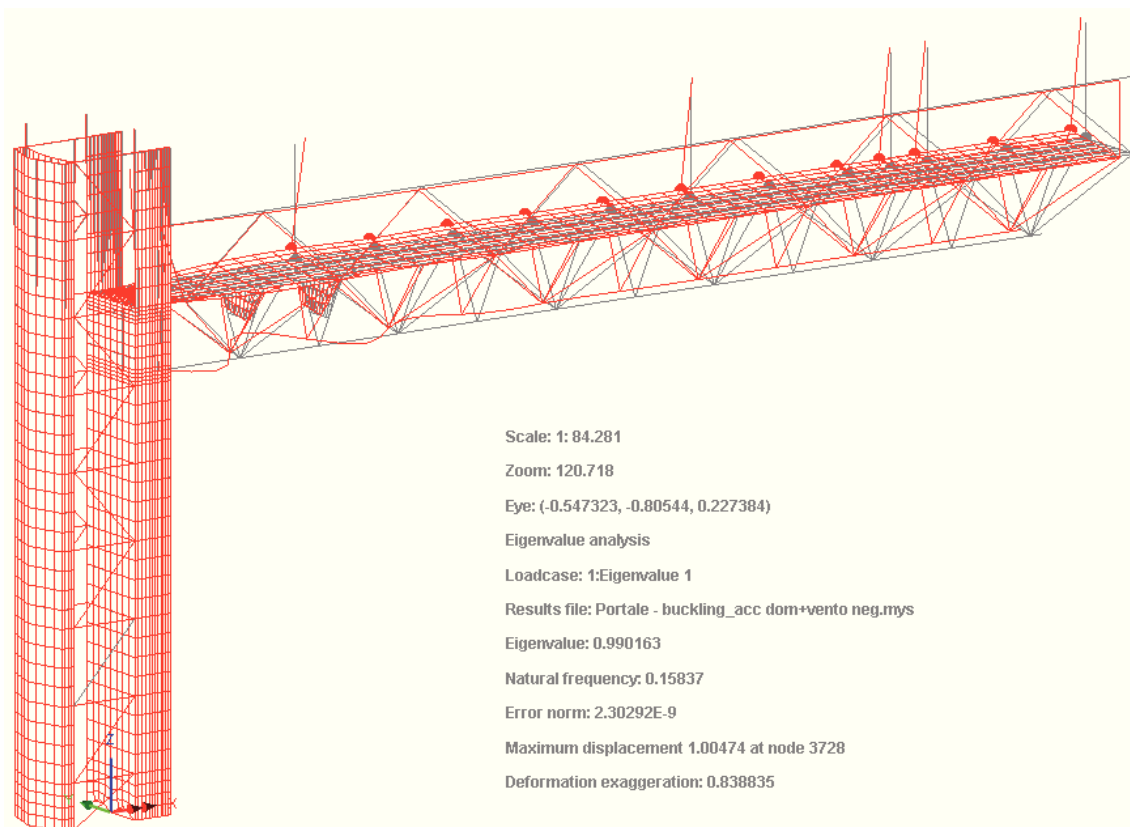
Nell'ambito dei due scenari, si considera rispettivamente l'eventualità di vento "positivo" e "negativo".

Nell'ambito di ciascun scenario di carico, i singoli contributi vengono implementati direttamente con il rispettivo valore di progetto (val. caratteristico pre-moltiplicato per  $\gamma_{S.L.U.}$ )

Pertanto, i moltiplicatori di carico  $\lambda$  ottenuti dalle analisi, rappresentano il moltiplicatore che, applicato al singolo scenario di carico S.L.U., genera il collasso per instabilità.

Di seguito si riporta il moltiplicatore minimo ottenuto nell'ambito di ciascuna analisi.

**scenario 1 – vento pos. ( $\lambda = 144.860$ )****scenario 1 – vento neg. ( $\lambda = 147.873$ )**

**scenario 2 – vento pos. ( $\lambda = 100.8$ )****scenario 2 – vento neg. ( $\lambda = 101.659$ )**

Come si può notare dall'esame delle prime deformate critiche, tutti gli scenari esaminati sono caratterizzati da un modo dominante che comporta l'instabilizzazione del corrente inferiore della traversa.

La presenza di moltiplicatori di collasso globale particolarmente elevati, consente di ritenere del tutto ininfluenti i fenomeni da esso indotti sulle verifiche. Pertanto tale effetto verrà trascurato nella deduzione del rapporto di sfruttamento globale ( $F_{cr} \gg F_{Ed}$ , cfr. EN 1993-1-1, 5.2.1.(3)).

#### 4. Verifica membrature

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". In seconda battuta si valuta la stabilità globale della struttura nell'ambito del metodo generale proposto da EN 1993-1-1, sfruttando i risultati dell'analisi di buckling globale vista poco sopra.

##### 4.1 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. L'effetto di instabilità globale viene affrontato separatamente tramite gli appositi coefficienti correttivi.

#### 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
$\varnothing=193.7\text{mm}$ $t=7\text{mm}$	41.76	1
$\varnothing=55\text{mm}$	3	1
$\varnothing=80\text{mm}$	3	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 lunghezze 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:

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

secondo quanto indicato nelle istruzioni delle N.T.C. 08 §C4.2.4.1.3.3.1 (Metodo A).

Di seguito si riportano i coefficienti di utilizzo valutati con riferimento alle disequazioni sopra citate per elemento tesi o compressi. Tali valori sono stati ottenuti considerando le massime sollecitazioni di involucro 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.

Le verifiche vengono effettuate in maniera automatizzata mediante un'apposita routine sviluppata nell'ambiente del sistema ad elementi finiti Lusas, implementando le formule viste poco sopra, al fine di ottenere il risultato finale in termini di rapporto di sfruttamento globale.

La verifica di resistenza delle lastre viene effettuata sulla base del criterio di Von Mises, estraendo il valore di  $\sigma_{id}$  in corrispondenza del piano medio della lastra.

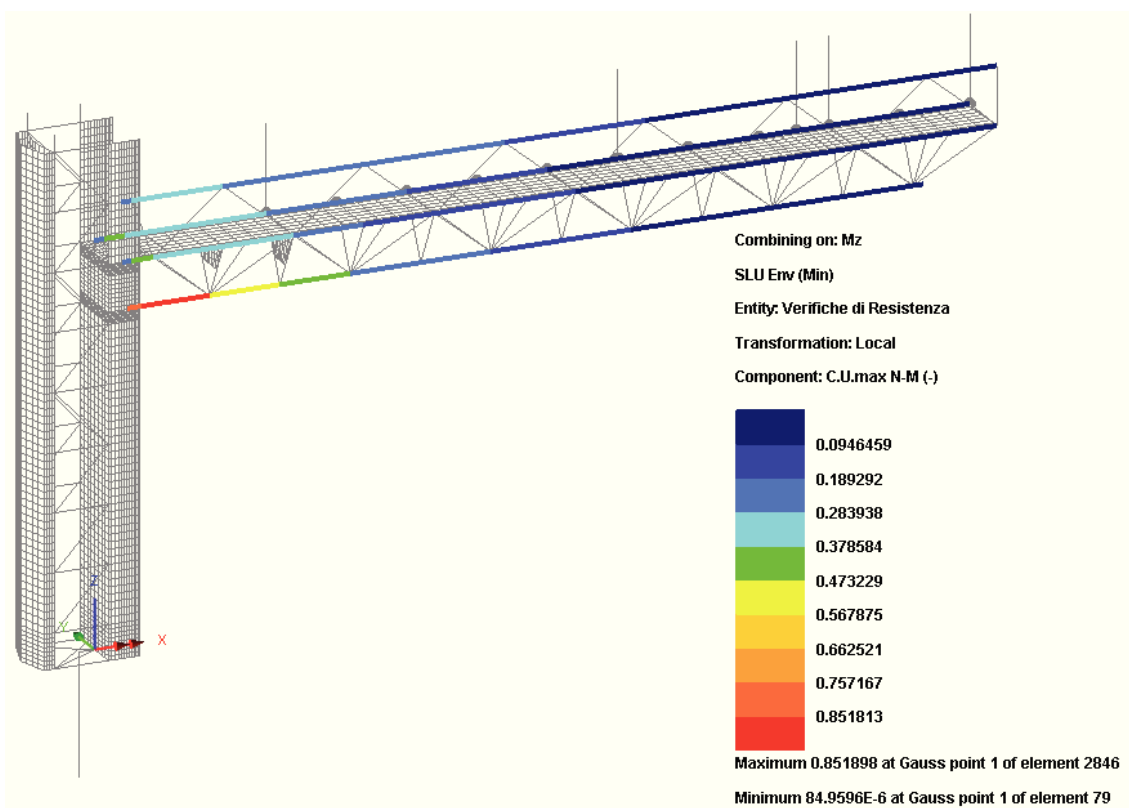
#### 4.1.1 Verifiche di resistenza

Si riportano di seguito i rapporti di sfruttamento dei singoli elementi strutturali, al netto dei fenomeni di instabilità.

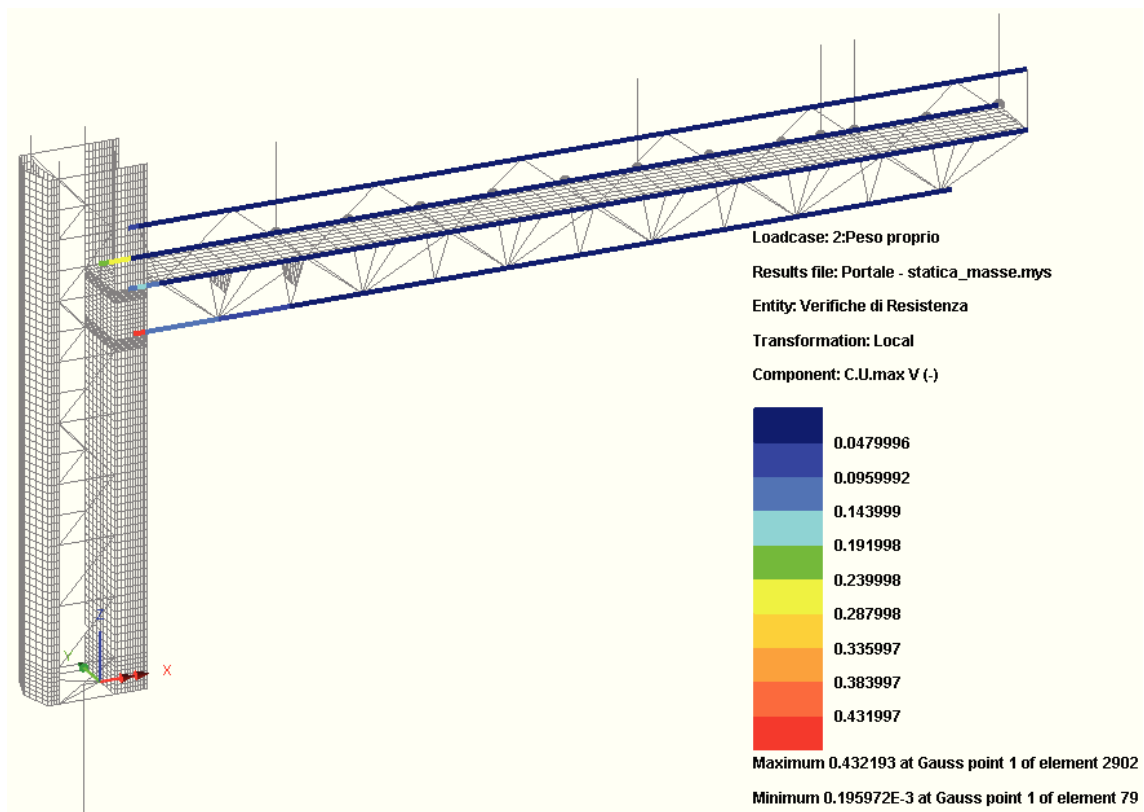
## 4.1.1.1 Correnti orizzontali

La tabella seguente riporta la sintesi dei rapporti di sfruttamento per tensioni normali, con relative sollecitazioni (elemento 2846 al Gauss Point 1).

Comb	$F_x$ [N]	$F_y$ [N]	$F_z$ [N]	$M_x$ [Nm]	$M_y$ [Nm]	$M_z$ [Nm]	C.S.
<b>Fx max</b>	<b>-328044</b>	-26863	-4700	0	-3354	25182	0.58
<b>Fx min</b>	<b>-628205</b>	22790	-14970	0	9394	-17484	0.78
<b>My max</b>	-628205	32437	-14970	0	<b>9394</b>	-17484	0.78
<b>My min</b>	-628205	-26863	-14547	0	<b>-7762</b>	25182	<b>0.85</b>
<b>Mz max</b>	-628205	32437	-14573	0	-5663	<b>25182</b>	0.83
<b>Mz min</b>	-435385	32437	-11829	0	7830	<b>-26913</b>	0.73



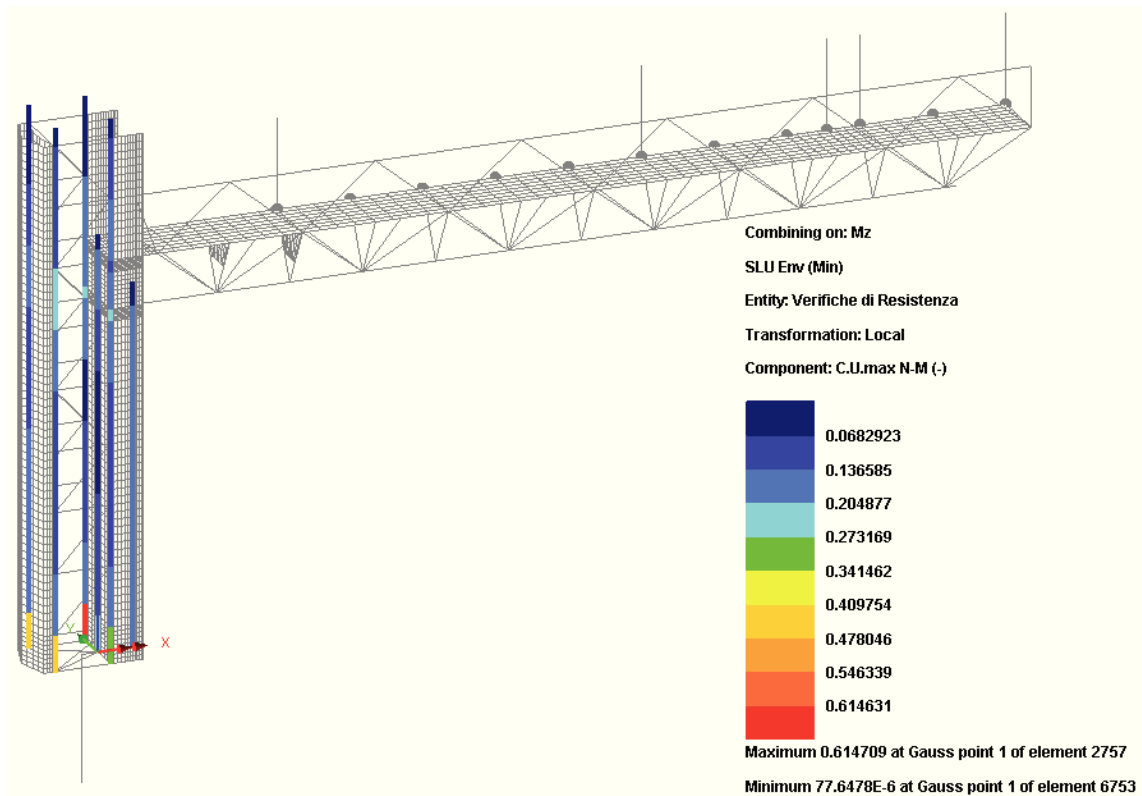
Il diagramma seguente riporta l'andamento del rapporto di sfruttamento a taglio.



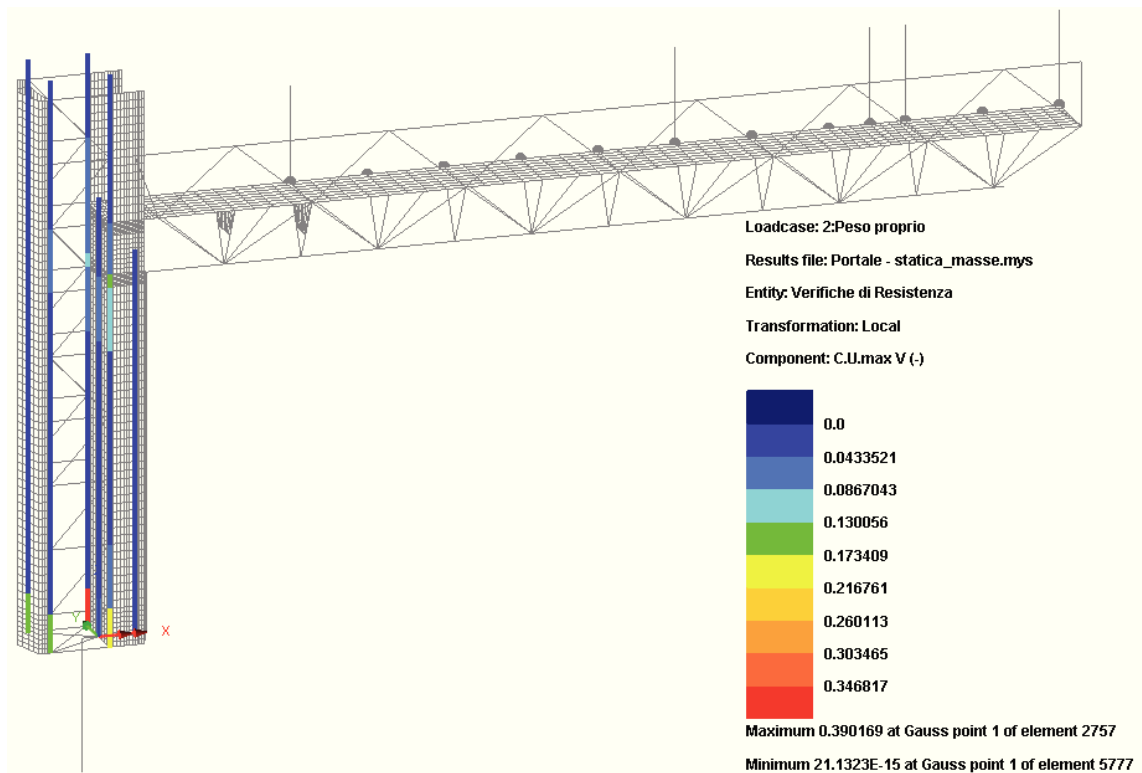
#### 4.1.1.2 Correnti di montante

La tabella seguente riporta la sintesi dei rapporti di sfruttamento per tensioni normali, con le relative sollecitazioni (elemento 2757 al Gauss Point 1).

Comb	$F_x$ [N]	$F_y$ [N]	$F_z$ [N]	$M_x$ [Nm]	$M_y$ [Nm]	$M_z$ [Nm]	C.S.
<b>Fx max</b>	<b>-86466</b>	309131	-19200	7683	8040	-105805	0.548
<b>Fx min</b>	<b>-307141</b>	-131300	18183	4768	-4773	20395	0.223
<b>My max</b>	-274504	309131	18447	7683	<b>8043</b>	-105805	<b>0.615</b>
<b>My min</b>	-294920	266833	-21636	7592	<b>-8022</b>	65724	0.439
<b>Mz max</b>	-257312	-265305	-21636	7396	-8022	<b>70952</b>	0.450
<b>Mz min</b>	-177551	315705	-19403	7764	8043	<b>-111033</b>	0.604



Il diagramma seguente riporta l'andamento del rapporto di sfruttamento a taglio.

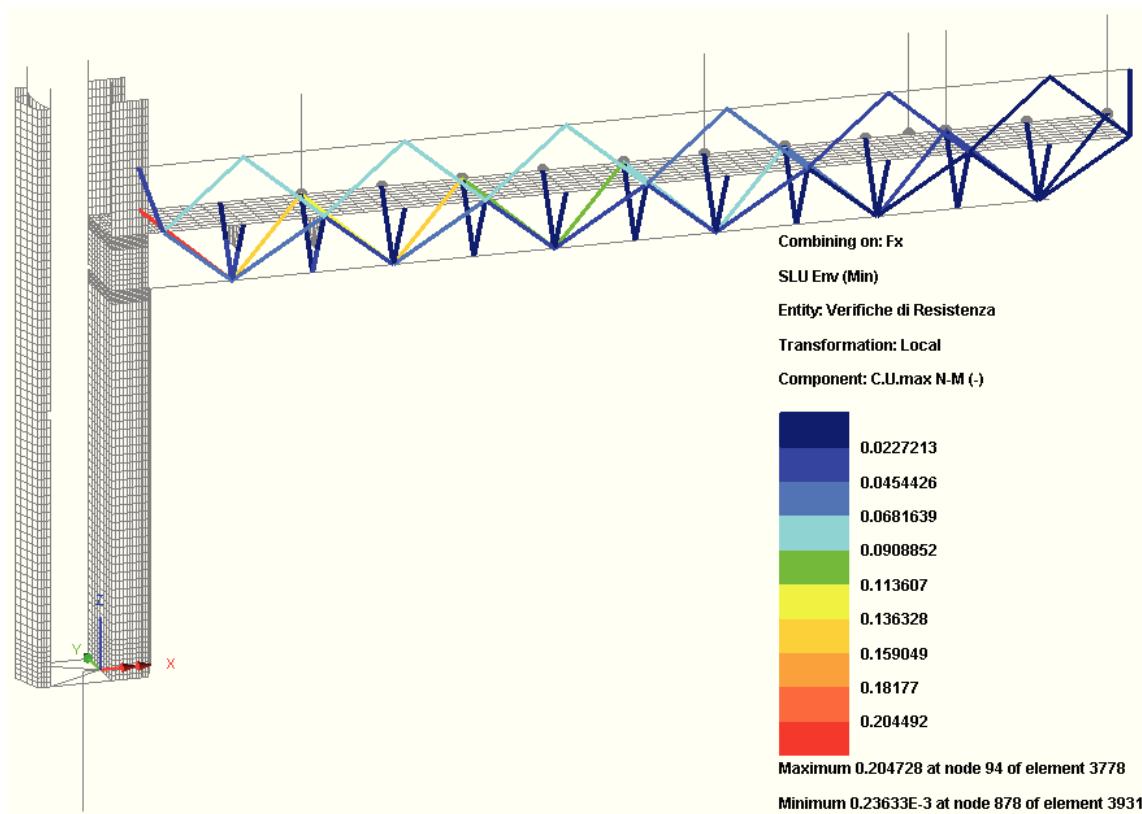


#### 4.1.1.3 Aste di parete

Di seguito si riporta la sintesi dei rapporti di sfruttamento per tensioni normali nelle aste di parete della traversa.

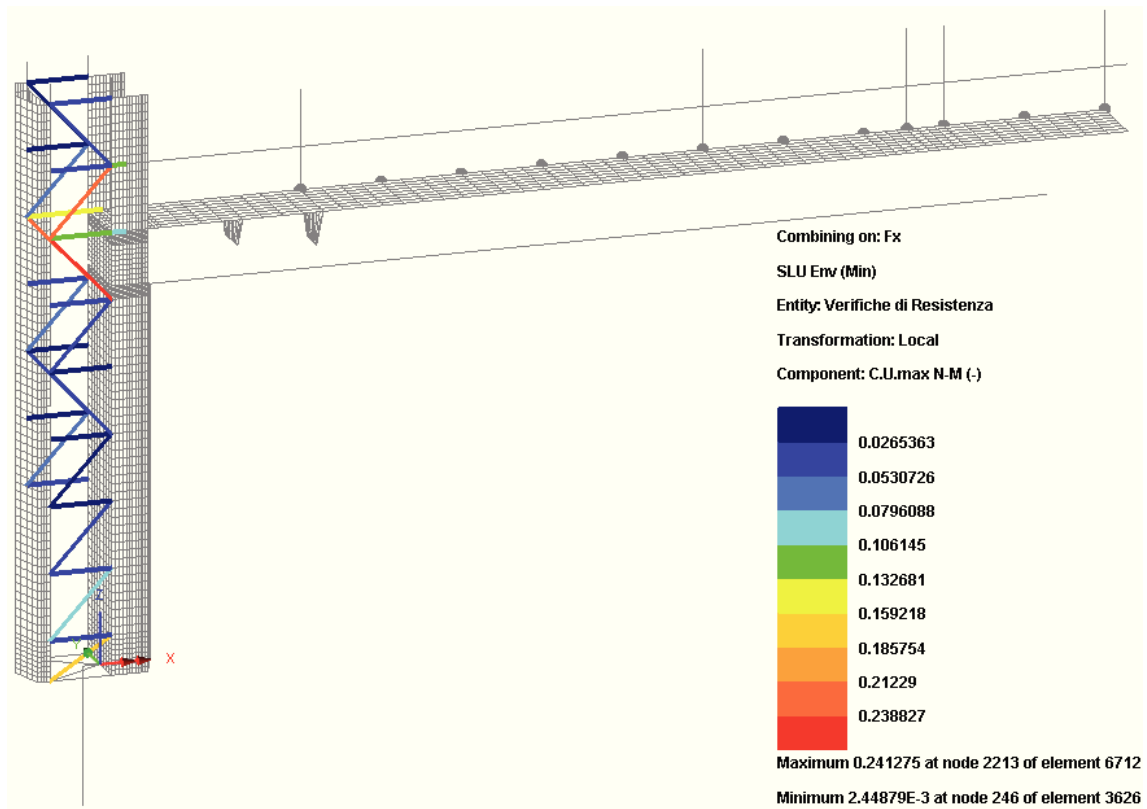
Elemento più sollecitato è il diagonale inferiore inclinato in prossimità della giunzione flangiata (elemento 3778 al Gauss Point 1).

Comb	$F_x$ [N]	C.S.
Fx max	164449	0.205
Fx min	10303	0.013



Similmente a quanto visto per le aste di parete della traversa, si riportano i medesimi risultati per le aste di parete del montante.

L'elemento più sollecitato è il diagonale posto in prossimità (al di sotto) dello sbalzo (elemento 6712 al Gauss Point 1).

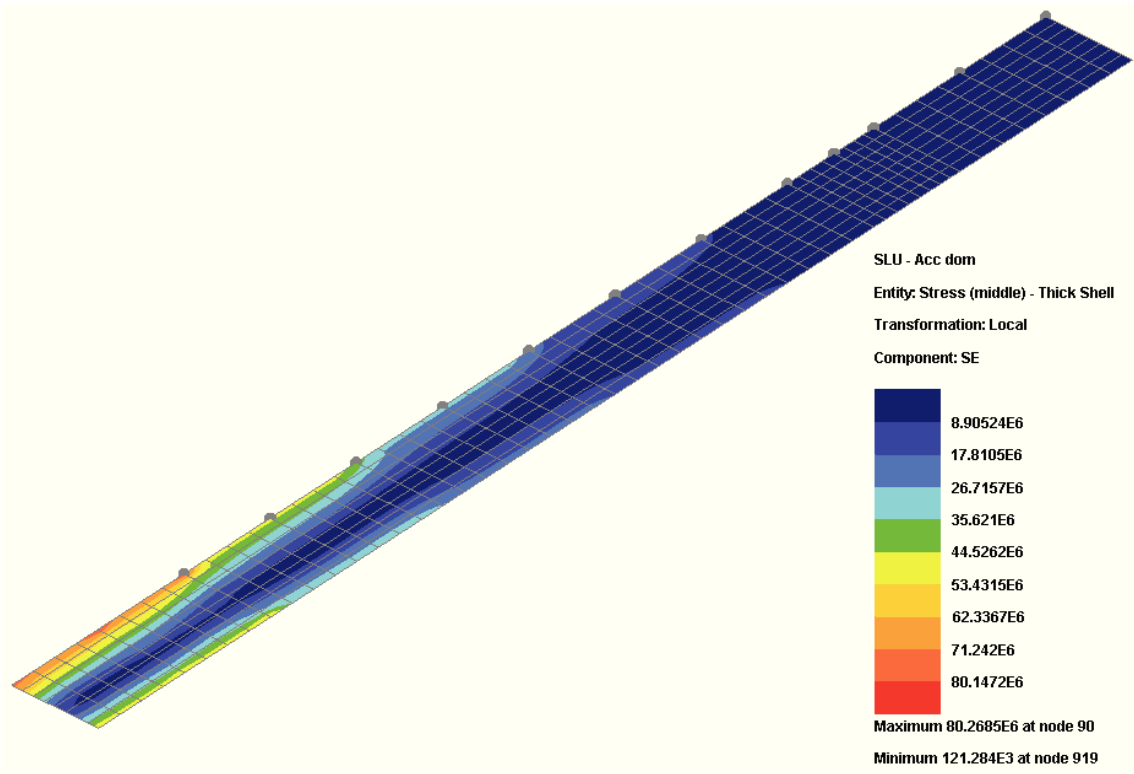


Comb	F <sub>x</sub> [N]	C.S.
Fx max	45599	0.027
Fx min	-410036	0.241

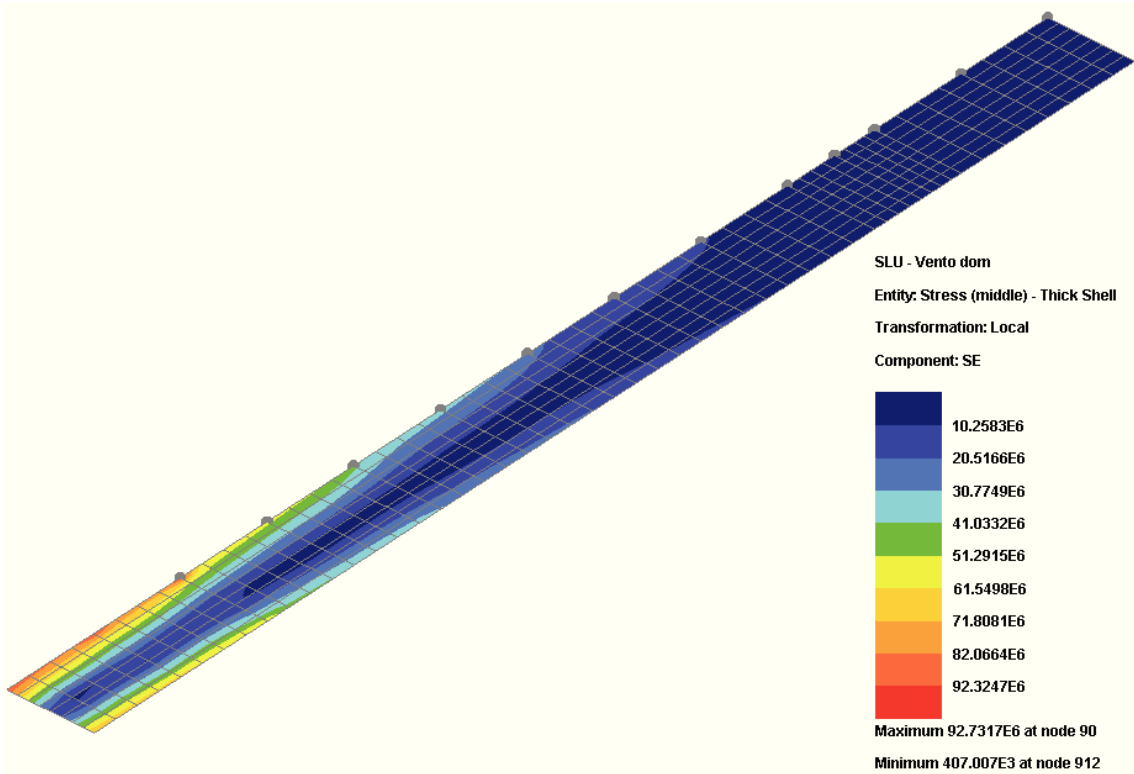
#### 4.1.1.4 Lastre in acciaio

I diagrammi seguenti riportano l'andamento della tensione equivalente di Von Mises rilevata in corrispondenza del piano medio della lastra. I valori indicati sono espressi in MPa.

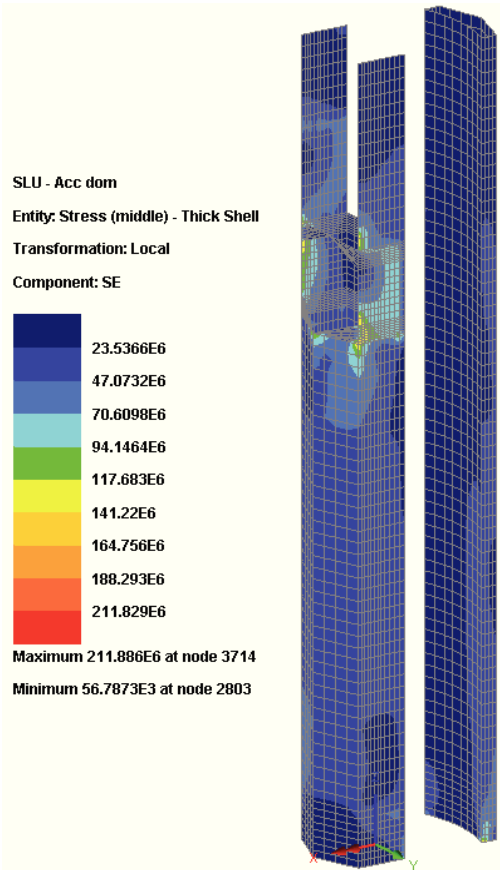
Passerella sulla traversa – Combinazione con carichi accidentali dominanti



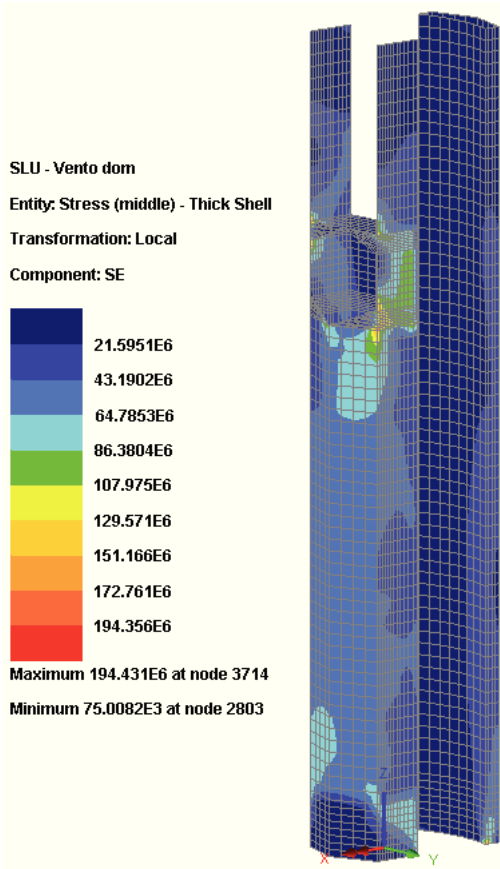
Passerella sulla traversa – Combinazione con carichi da vento dominanti



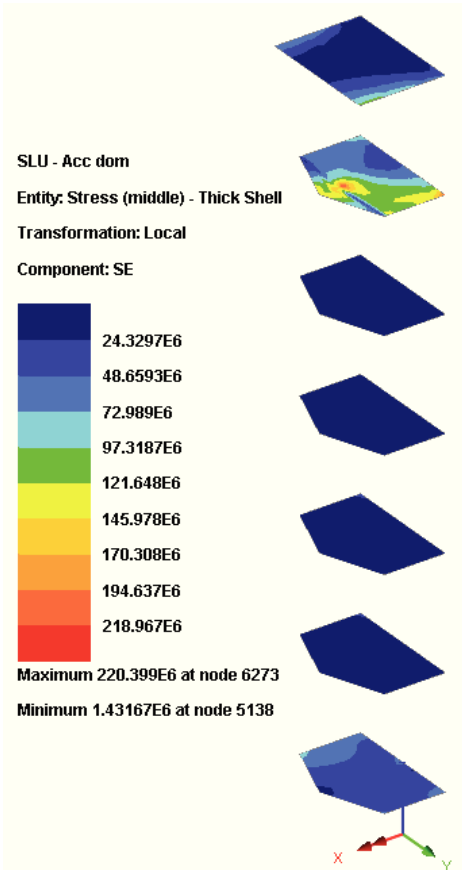
Macrotubi costituenti il ritto – Combinazione con carichi accidentali dominanti



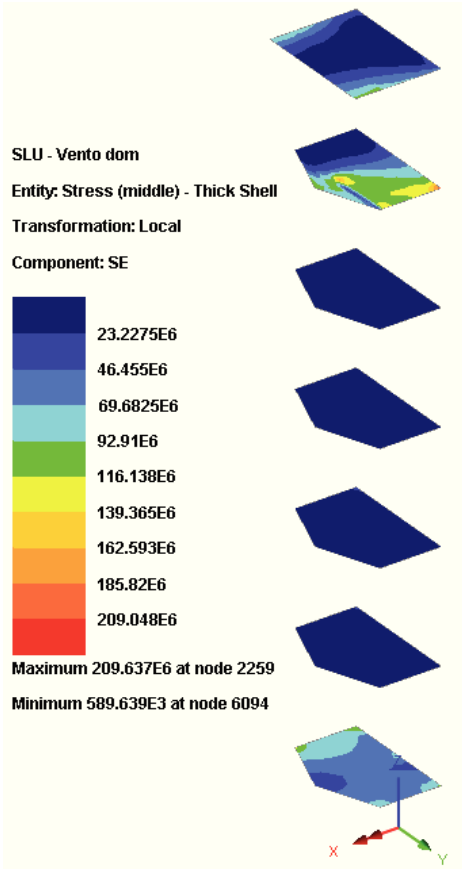
Macrotubi costituenti il ritto – Combinazione con carichi da vento dominanti



Irrigidenti del macrotubo anteriore – Combinazione con carichi accidentali dominanti



Irrigidenti del macrotubo anteriore – Combinazione con carichi da vento dominanti



Dai diagrammi riportati si osserva il soddisfacimento delle tensioni rispetto a quella massima  $\sigma_{\max} = 355/1.15 = 309 \text{ MPa}$

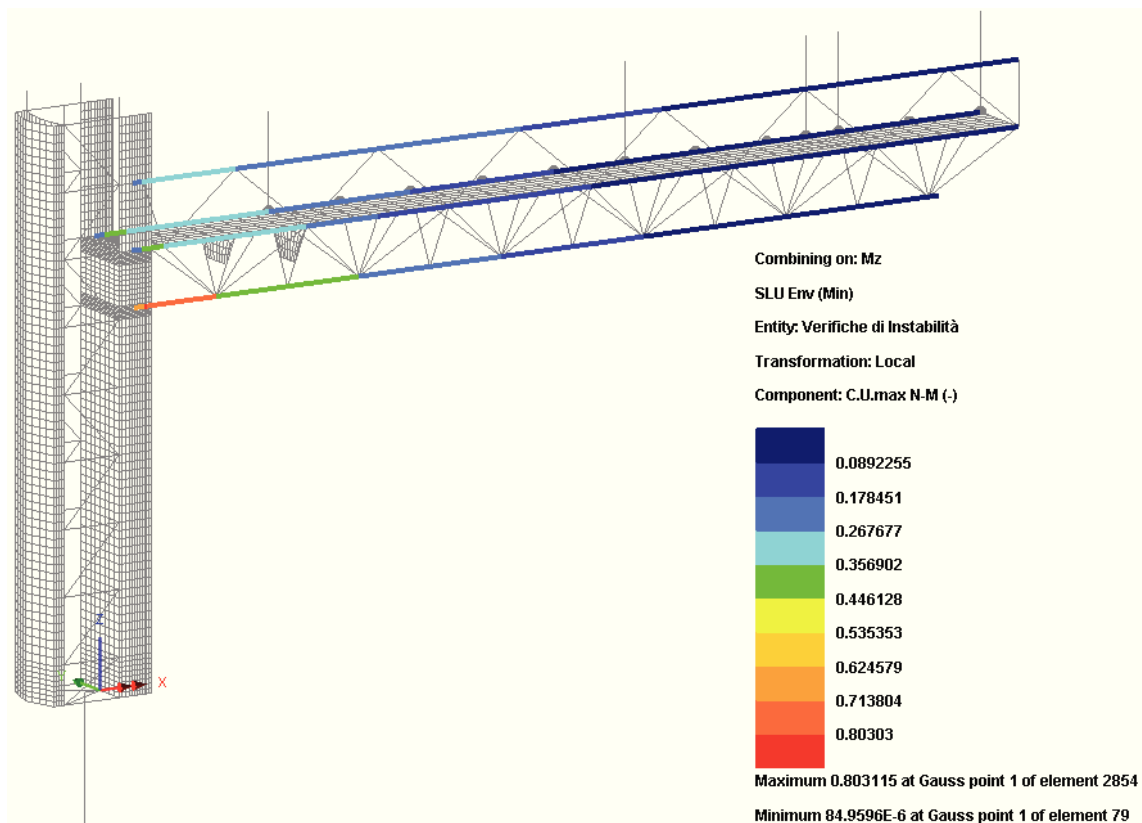
#### 4.1.2 Verifiche di stabilità locale (membrature)

Di seguito si riportano i coefficienti di sfruttamento ridotti per effetto dell'instabilità locale dei vari elementi costituenti la struttura.

##### 4.1.2.1 Correnti orizzontali

La tabella seguente riporta la sintesi dei rapporti di sfruttamento per tensioni normali, con relative sollecitazioni (elemento 2854 al Gauss Point 1).

	$F_x$ [kN]	$F_y$ [kN]	$F_z$ [kN]	$M_x$ [kNm]	$M_y$ [kNm]	$M_z$ [kNm]	$I_0$ [m]	$\lambda$	$\Phi$	$\chi$	$N_{cr}$ [kN]	C.S.
$F_{x,\max}$	-328044	-26863	-4719	0	2151	26633	0.054	0.011	0.480	1.000	-12733018304	0.585
$M_{y,\max}$	-628205	22790	-14994	0	10203	-18715	0.054	0.011	0.480	1.000	-12733018304	<b>0.803</b>
$M_{z,\max}$	-328044	-26863	-4719	0	2151	26633	0.054	0.011	0.480	1.000	-12733018304	0.585
$F_{x,\min}$	-628205	22790	-14994	0	10203	-18715	0.054	0.011	0.480	1.000	-12733018304	0.453
$M_{y,\min}$	-328044	-26863	-4719	0	2151	26633	0.054	0.011	0.480	1.000	-12733018304	0.585
$M_{z,\min}$	-435385	32437	-11853	0	8470	-28665	0.054	0.011	0.480	1.000	-12733018304	0.764

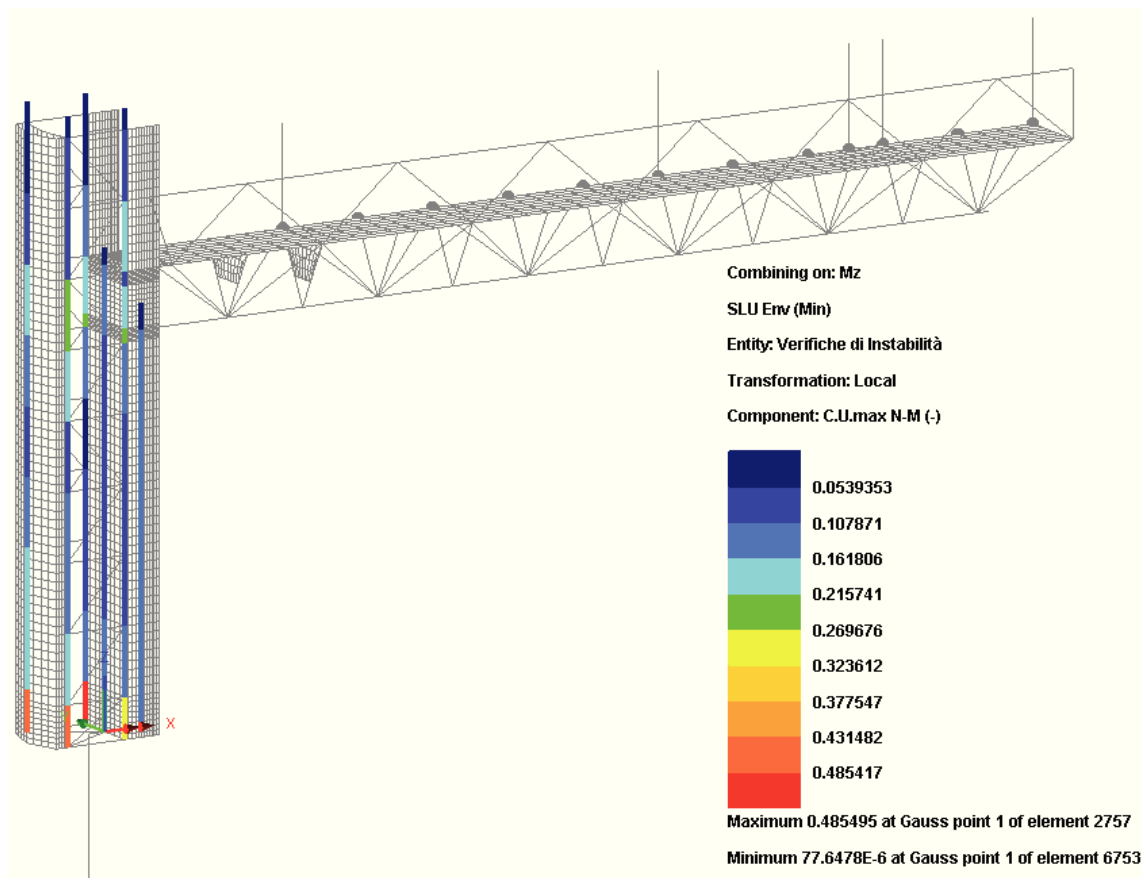


##### 4.1.2.2 Correnti di montante

La tabella seguente riporta la sintesi dei rapporti di sfruttamento per tensioni normali, con relative sollecitazioni (elemento 2757 al Gauss Point 1).

	$F_x$ [kN]	$F_y$ [kN]	$F_z$ [kN]	$M_x$ [kNm]	$M_y$ [kNm]	$M_z$ [kNm]	$I_0$ [m]	$\lambda$	$\Phi$	$\chi$	$N_{cr}$ [kN]	C.S.
$F_{x,\max}$	-86466	309131	-19200	7683	8040	-105805	0.600	0.091	0.493	1	-3.6E+08	0.419
$M_{y,\max}$	-274504	309131	18447	7683	8043	-105805	0.600	0.091	0.493	1	-3.6E+08	0.485

	$F_x$ [kN]	$F_y$ [kN]	$F_z$ [kN]	$M_x$ [kNm]	$M_y$ [kNm]	$M_z$ [kNm]	$I_0$ [m]	$\lambda$	$\Phi$	$\chi$	$N_{cr}$ [kN]	C.S.
$M_{z,max}$	-257312	-265305	-21636	7396	-8022	70952	0.600	0.091	0.493	1	-3.6E+08	0.360
$F_{x,min}$	-307141	-131300	18183	4768	-4773	20395	0.600	0.091	0.493	1	-3.6E+08	0.108
$M_{y,min}$	-294920	266833	-21636	7592	-8022	65724	0.600	0.091	0.493	1	-3.6E+08	0.356
$M_{z,min}$	-177551	315705	-19403	7764	8043	-111033	0.600	0.091	0.493	1	-3.6E+08	0.469

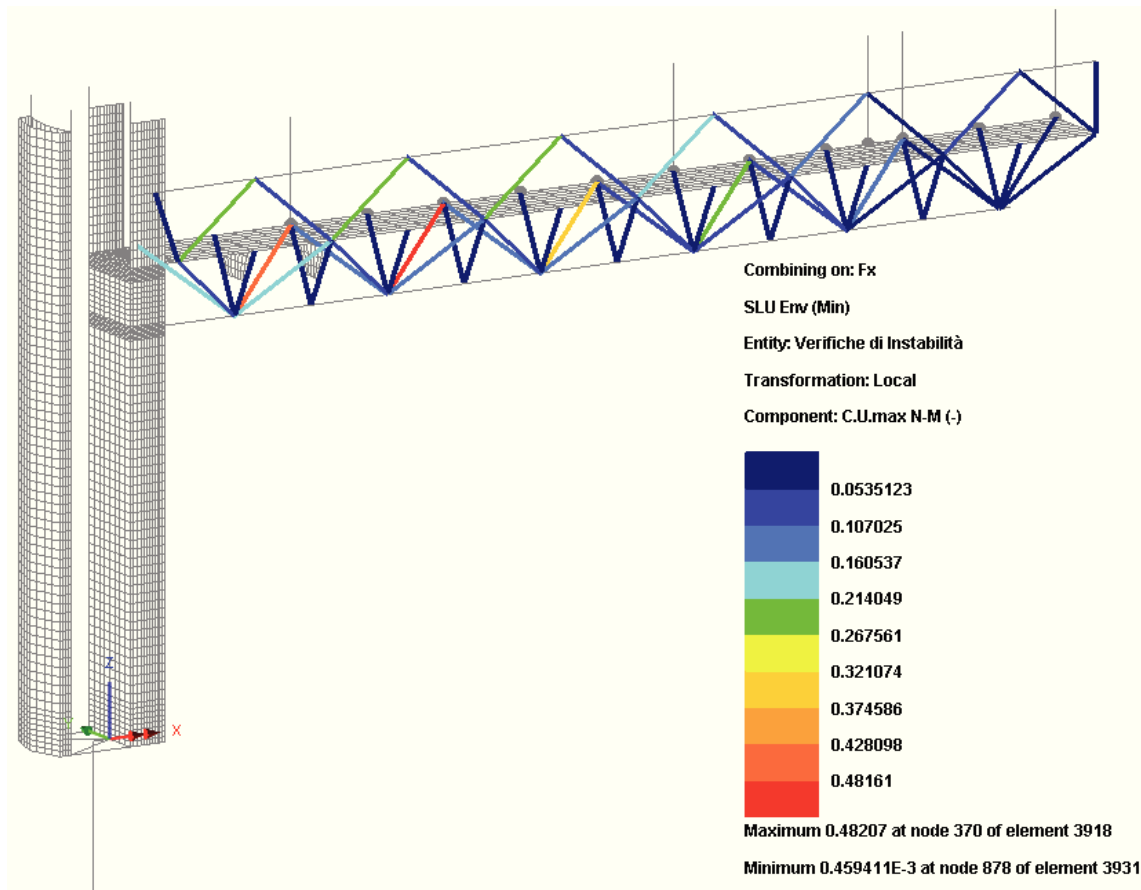


#### 4.1.2.3 Aste di parete

Di seguito si riporta la sintesi dei rapporti di sfruttamento per tensioni normali nelle aste di parete della traversa.

Elemento più sollecitato è il diagonale inferiore inclinato in prossimità della giunzione flangiata (elemento 3918 al Gauss Point 1).

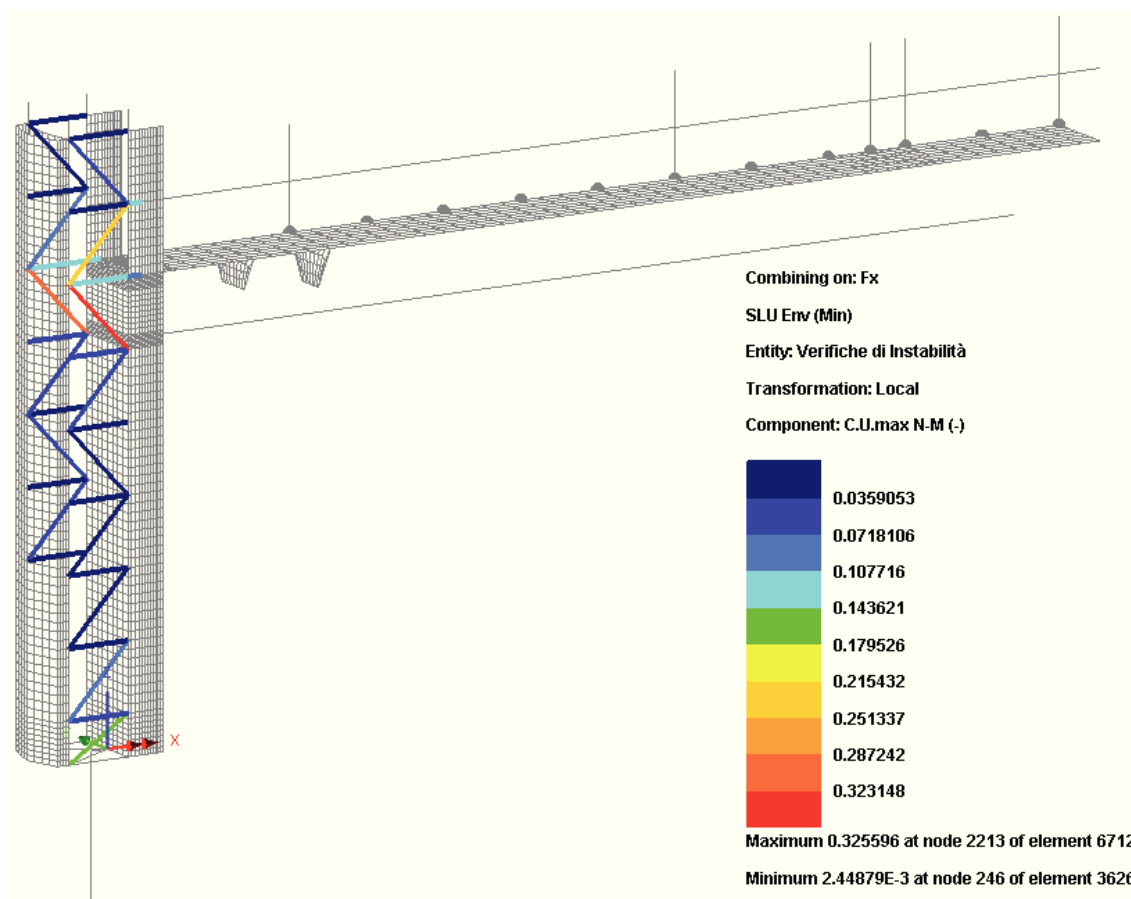
Comb	$F_x$ [N]	$I_0$ [m]	$\lambda$	$\Phi$	$\chi$	$N_{cr}$ [N]	C.S.
$F_{x,max}$	-34894	1.65	1.57	2.07	0.29	-342158	0.148
$F_{x,min}$	-113411	1.65	1.57	2.07	0.29	-342158	0.482



Similmente a quanto visto per le aste di parete della traversa, si riportano i medesimi risultati per le aste di parete del montante.

L'elemento più sollecitato è il diagonale posto in prossimità (al di sotto) dello sbalzo (elemento 6712 al Gauss Point 1).

Comb	Fx [N]	$I_0$ [m]	$\lambda$	$\Phi$	$\chi$	Ncr [N]	C.S.
Fx,max	45599	---	---	---	---	--	0.027
Fx,min	-410036	1.36	0.89	0.97	0.74	-2256957	0.326

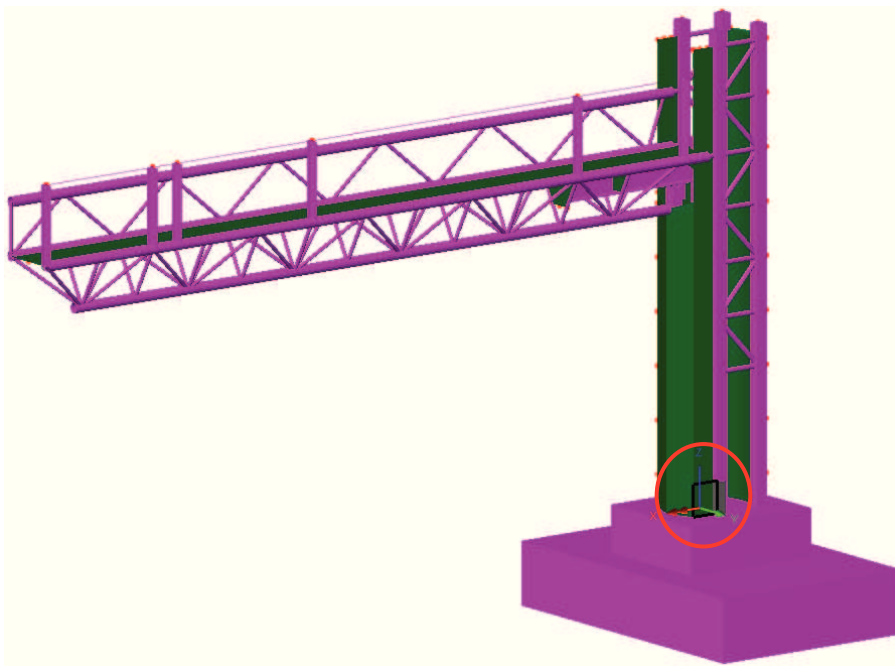


#### 4.1.3 Verifiche di stabilità locale (lamiera sottili)

La verifica di stabilità della lamiera, riguardata come parete sottile soggetta sforzo membranale, viene effettuata con riferimento al pannello del ritto più sollecitato in condizioni S.L.U. per carichi accidentali dominanti e per carichi da vento dominanti. Tale verifica è condotta in accordo con quanto previsto con EN 1993-1-5 §10 (*Reduced Stress Method*).

La principale funzione dei gusci costituenti i macrotubi anteriori e posteriori del ritto è da un lato quella di fornire sufficiente rigidità torsionale e dall'altro rappresenta un adeguato sistema di controventamento per la struttura intelaiata composta da 2 + 4 montanti scatolari; inoltre, il guscio stesso, è gravato da una quota parte dello sforzo normale insistente sui montanti.

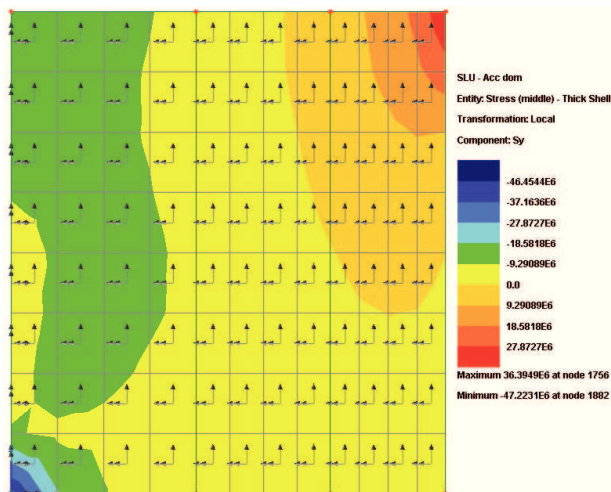
Per questi motivi la verifica viene condotta considerando lo stato tensionale in prossimità della sezione di base. Si considera pertanto il singolo pannello, di dimensioni 540x600x10 mm, delimitato ai lati dai profili di montante, dalla piastra di base e rispettivamente dal primo ordine di nervature orizzontali.



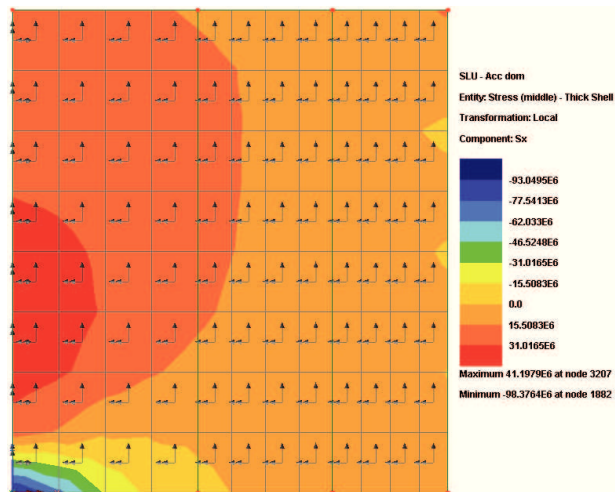
Di seguito si riporta il quadro tensionale lungo il pannello, afferente alle due combinazioni S.L.U. principali (carichi accidentali e vento dominante rispettivamente), sotto forma di contour.

Il quadro tensionale considerato ai fini delle verifiche, viene ottenuto con riferimento all'andamento delle tensioni normali e taglianti rilevate dalla sezione orizzontale tracciata a metà altezza del pannello (EN 1993-1-5 - §4.6(3)).

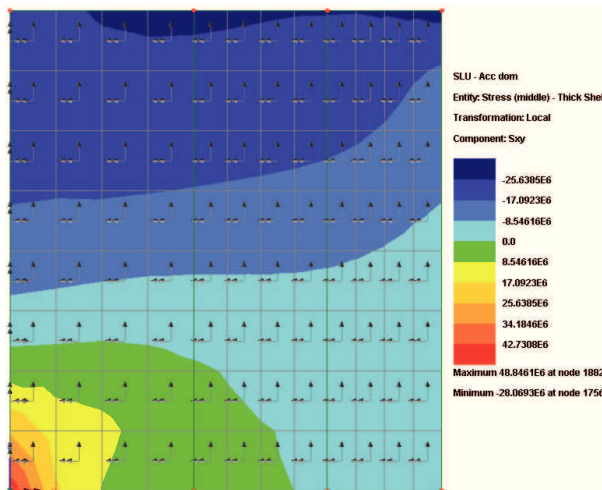
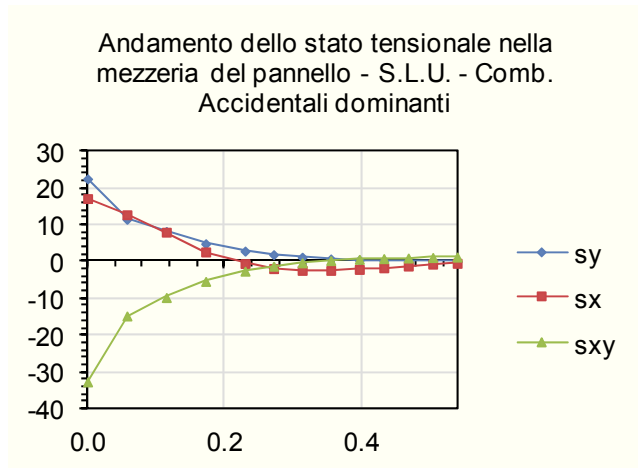
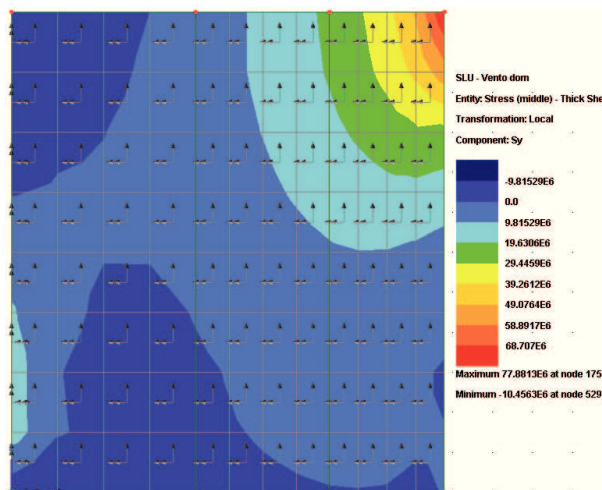
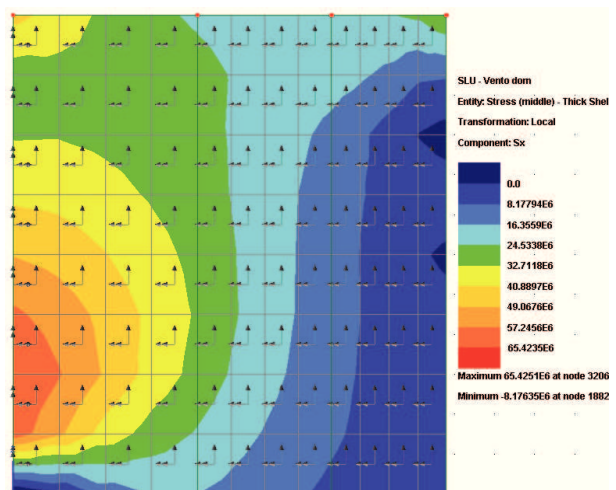
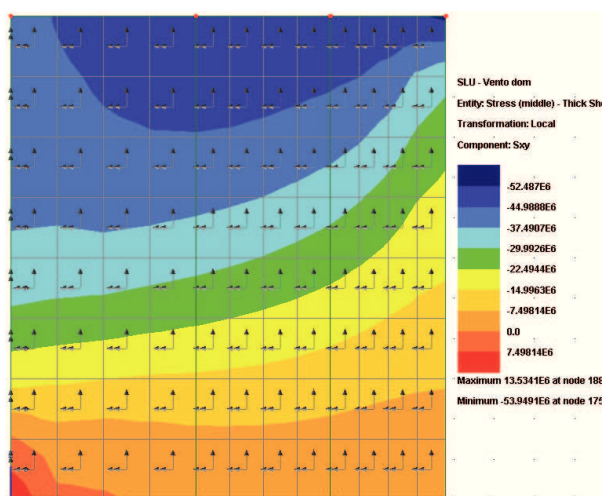
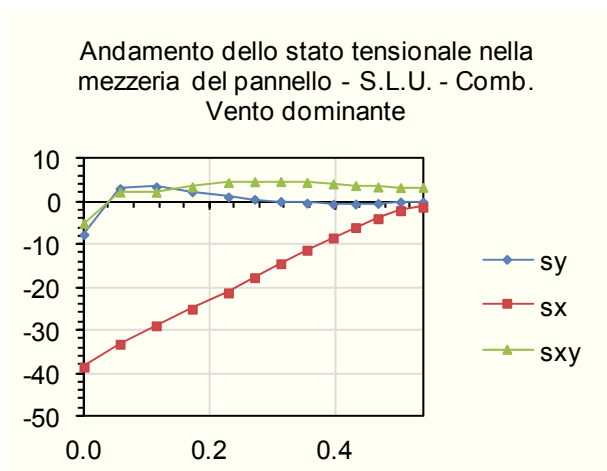
#### **S.L.U. - Combinazione con carichi accidentali dominanti**



$\sigma_y$  (positive se di trazione)



$\sigma_x$  (positive se di trazione)

 $\tau_{xy}$ **S.L.U. - Combinazione con vento dominante** $\sigma_y$  (positive se di trazione) $\sigma_x$  (positive se di trazione) $\tau_{xy}$ 

La verifica, basata sul metodo di assessment "generale", consiste nella valutazione della seguente disuguaglianza (EN 1993-1-5 §10(10.5)):

$$\left( \frac{\sigma_{x,Ed}}{\rho_x f_y / \gamma_{M1}} \right)^2 + \left( \frac{\sigma_{z,Ed}}{\rho_z f_y / \gamma_{M1}} \right)^2 - \left( \frac{\sigma_{x,Ed}}{\rho_x f_y / \gamma_{M1}} \right) \left( \frac{\sigma_{z,Ed}}{\rho_z f_y / \gamma_{M1}} \right) + 3 \left( \frac{\tau_{Ed}}{\chi_w f_y / \gamma_{M1}} \right)^2 \leq 1$$

in cui:

- $\sigma_{x,Ed}$ ,  $\sigma_{z,Ed}$  e  $\tau_{Ed}$  sono gli sforzi considerati agenti insieme
- $\rho_x$ ,  $\rho_z$  e  $\chi_w$  sono i fattori di riduzione calcolati considerando l'interazione degli effetti di instabilità della lastra e della colonna.
- $f_y$  è la tensione di snervamento del materiale
- $\gamma_{M1}$  è il coefficiente di sicurezza per fenomeni di instabilità, richiesto dall'approccio adottato.

Per la verifica è necessario procedere al calcolo dei fattori di riduzione come indicato di seguito:

$$\rho = \begin{cases} 1.0 & \text{per } \bar{\lambda}_p \leq 0.673 \\ \frac{\bar{\lambda}_p - 0.055(3+\psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1 & \text{per } \bar{\lambda}_p > 0.673 \end{cases} \quad \text{EN} \quad 1993-1-5$$

#### §4.4(4.2)

dove

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$$

$$\bar{\lambda}_p = \frac{b/t}{28.4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}}$$

EN 1993-1-

#### 5 §4.4

Il calcolo della tensione critica di piastra non può prescindere dalla definizione del  $k_\sigma$  che è funzione dell'andamento delle tensioni di compressione sul profilo esaminato. Di seguito si riportano i casi presi in esame, ovvero profilo soggetto a compressione uniforme associata a  $\psi = 1$ , profilo soggetto a compressione variabile linearmente  $\psi < 1$  e profilo soggetto a compressione e trazione  $\psi < 0$ .

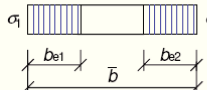
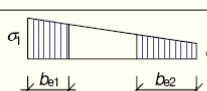
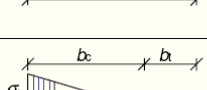
Stress distribution (compression positive)				Effective <sup>p</sup> width $b_{eff}$		
				$\psi = 1$ : $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,5 b_{eff}$		
				$1 > \psi \geq 0$ : $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5-\psi} b_{eff} \quad b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$\psi < 0$ : $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1-\psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,6 b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
Buckling factor $k_\sigma$	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98 (1 - \psi)^2$

Tabella 4.1: Elementi compressi interna

Per il calcolo del fattore di riduzione  $\chi_w$  occorre definire la snellezza adimensionale  $\bar{\lambda}_w$  che, per il caso di irrigidimenti presenti solo nella zona di appoggio, è definita come di seguito:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{86,4 \cdot t \cdot \varepsilon}$$

EN 1993-1-

#### 5 §5.3(5.5)

in cui



**S.L.U. - Combinazione con vento dominanti**

b	540 [mm]
t	10 [mm]
h <sub>w</sub>	600 [mm]
v	0.3

curva	c
α	0.49
λ <sub>p</sub>	0.83
ξ <sub>s</sub>	7.00
λ <sub>w</sub>	0.85

γ <sub>M1</sub>	1.05
f <sub>y</sub>	355 [MPa]
E	210000 [MPa]
ε	0.81

σ <sub>OE</sub>	65 [MPa]
σ <sub>cr,p</sub>	521 [MPa]
σ <sub>cr,c</sub>	65 [MPa]

σ <sub>1</sub>	3.4 [MPa]
σ <sub>2</sub>	-0.1 [MPa]
ψ	-0.03
k <sub>σ</sub>	8.0

ρ	0.97
ρ <sub>x</sub>	0.97
ρ <sub>z</sub>	0.97
Φ <sub>x</sub>	1.00
Φ <sub>z</sub>	1.00
χ <sub>x</sub>	0.64
χ <sub>z</sub>	0.64
χ <sub>w</sub>	1.00

G.P.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
σ <sub>x,Ed</sub> [MPa]	-8	3	3	2	1	1	0	0	-1	-1	0	0	0
σ <sub>z,Ed</sub> [MPa]	-39	-33	-29	-25	-21	-18	-14	-11	-8	-6	-4	-2	-1
τ <sub>Ed</sub> [MPa]	-5	2	2	3	4	5	5	4	4	4	3	3	3
Verifica	0.012	0.011	0.009	0.007	0.005	0.004	0.003	0.002	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000

Come indicato i valori dedotti secondo il criterio di verifica del metodo "Reduced Stress Method" risultano minori di 1 pertanto la verifica si considera pienamente soddisfatta.

**4.2 S.L.E. – resistenza**

Come si può notare dall'esame dei rapporti di sfruttamento S.L.U., le sezioni permangono in campo elastico. Pertanto, le verifiche di resistenza S.L.E. non appaiono significativa. Per completezza si riportano le tensioni ottenute per le combinazioni di carico che massimizzano/minimizzano le azioni F<sub>x</sub>, M<sub>y</sub>, M<sub>z</sub>.

**4.2.1.1 Correnti orizzontali**

Elemento 2846 al punto di Gauss 1

Comb	F <sub>x</sub> [N]	F <sub>y</sub> [N]	F <sub>z</sub> [N]	M <sub>x</sub> [Nm]	M <sub>y</sub> [Nm]	M <sub>z</sub> [Nm]	σ [MPa]
F <sub>x,max</sub>	-329338	-17101	-5529	0	-3543	16537	189
M <sub>y,max</sub>	-463060	21948	-10938	0	6827	-11757	213
M <sub>z,max</sub>	-463060	21948	-10633	0	-4298	16537	225
F <sub>x,min</sub>	-463060	15516	-10938	0	6827	-11757	213
M <sub>y,min</sub>	-463060	-17101	-10613	0	-5698	16537	233
M <sub>z,max</sub>	-334513	21948	-8844	0	5784	-18043	210

**4.2.1.2 Correnti di montante**

Elemento 2757 al punto di Gauss 1

Comb	F <sub>x</sub> [N]	F <sub>y</sub> [N]	F <sub>z</sub> [N]	M <sub>x</sub> [Nm]	M <sub>y</sub> [Nm]	M <sub>z</sub> [Nm]	σ [MPa]
F <sub>x,max</sub>	-88504	213391	-13025	5212	5363	-76346	166
M <sub>y,max</sub>	-198197	213391	12113	5212	5363	-76346	179
M <sub>z,max</sub>	-213328	-169566	-14886	5018	-5345	41493	114
F <sub>x,min</sub>	-221476	-84612	12857	3214	-3181	11273	54
M <sub>y,min</sub>	-213328	189228	-14886	5151	-5345	-46461	124
M <sub>z,max</sub>	-130418	213391	-13025	5212	5363	-76346	171

#### 4.2.1.3 Aste di parete

Di seguito si riporta la sintesi dei rapporti di sfruttamento per tensioni normali nelle aste di parete della traversa. Elemento 3778 al punto di Gauss 1.

Comb	Fx [N]	$\sigma$ [MPa]
$F_{x,max}$	119067	61
$F_{x,min}$	30455	16

Similmente a quanto visto per le aste di parete della traversa, si riportano i medesimi risultati per le aste di parete del montante. Elemento 6712 al punto di Gauss 1.

Comb	Fx [N]	$\sigma$ [MPa]
$F_{x,max}$	-20923	-4
$F_{x,min}$	-293886	-58

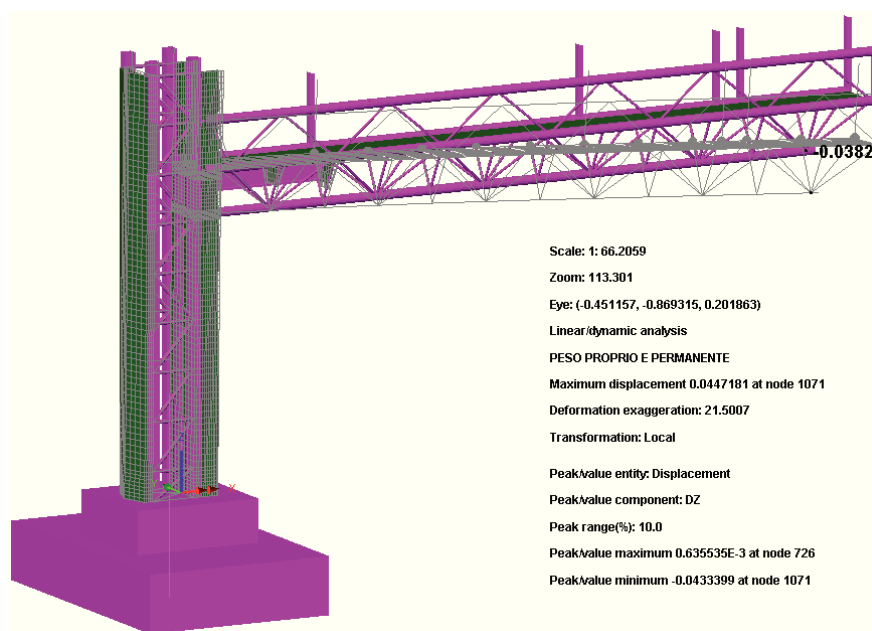
### 4.3 S.L.E. - deformazione

Di seguito si riporta la deformata qualitativa rilevata per le seguenti combinazioni:

- 1) Pesi propri e permanenti ( $g_{1k}$ ,  $g_{2k}$  caratteristici)
- 2) Involuppo comb. S.L.E. caratteristica, max  $\delta_y$  – vento dominante.

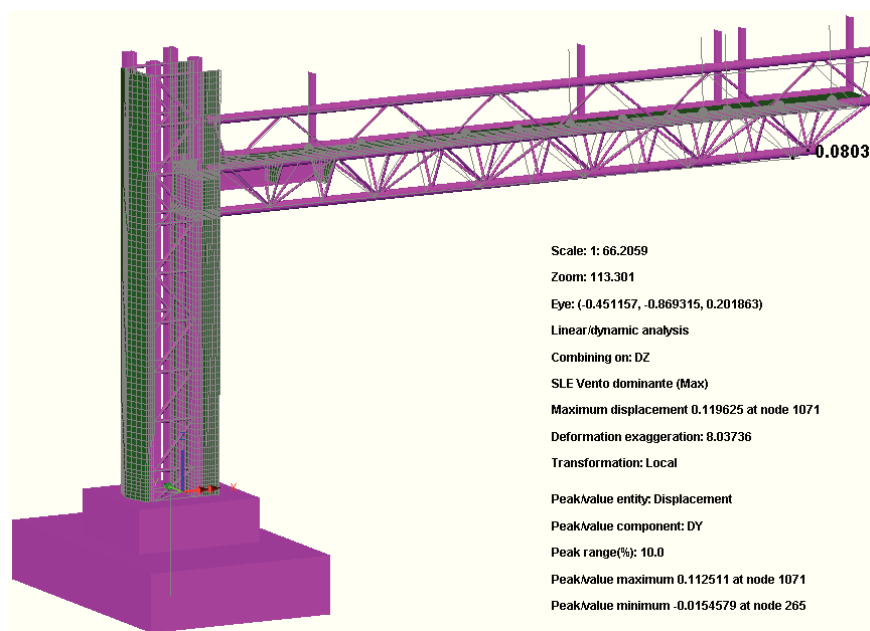
Nei rispettivi diagrammi si indica anche, relativamente al punto di estremità della traversa, il valore della freccia massima verticale e il valore dello spostamento massimo orizzontale.

$g_{1k}$  e  $g_{2k}$  – freccia verticale ( $\delta_z$ )



Il massimo spostamento verticale per effetto dei carichi permanenti è pari a 40mm.

Si prescrive quindi una contromonta costruttiva da misurarsi in direzione verticale ed in corrispondenza alla punta estrema della mensola, pari a 50mm.

S.L.E. – vento dominante, max  $\delta_y$ 

Il massimo spostamento rilevato all'estremità della mensola risulta pari a:

$$\delta_{y,max} = 80 \text{ mm}$$

Considerando uno spostamento massimo ammissibile pari a 2/150 della luce della mensola, si ottiene:

$$\delta_{y,amm} = 2/150 \cdot 14.40 = 192 \text{ mm} > \delta_{y,max,S.L.E.}$$

Il quadro deformativo appare pertanto pienamente nella norma.

#### 4.4 Verifiche di stabilità globale

Gli effetti del buckling globale della struttura vengono conteggiati secondo i criteri proposti in EN 1993-1-1 – “general method”, che rappresenta una generalizzazione dei metodi applicati a livello elementare. Una volta noto il moltiplicatore dei carichi che ingenerano fenomeni di instabilità dell'equilibrio è necessario calcolare per la struttura:

- $\alpha_{ult,k}$ : moltiplicatore dei carichi di progetto che induce in una sezione del sistema sollecitazioni pari alla sua resistenza caratteristica;
- $\alpha_{cr}$ : il minore dei moltiplicatori dei carichi di progetto che produce nell'elemento strutturale o in uno degli elementi del sistema fenomeni di instabilità.

Da tali moltiplicatori è possibile ricavare la snellezza adimensionale:

$$\lambda = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}}$$

dalla quale si ottiene il fattore di riduzione della resistenza del sistema  $\chi$ :

$$\Phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1$$

Tale metodo di analisi è fortemente raccomandato nel caso di strutture speciali e/o caratterizzate da conformazioni strutturali particolarmente complesse.

La verifica complessiva nei confronti dell'instabilità globale della struttura è imposta con la formula seguente:

$$\frac{\chi \cdot \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1$$

Nel caso specifico si ha:

<b>Combinazione</b>	$\alpha_{ult,k}$	$\alpha_{cr}$	$\lambda$	$\alpha$	$\Phi$	$\chi$	$\frac{\chi \cdot \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}}$	<b>Verifica</b>
Scenario 1 <i>Vento dominante</i>	$\frac{1}{0.76} = 1.32$	145	0.095	0.49	0.48	1.05	1.32	ok
Scenario 2 <i>Carico accidentale dominante Vento concomitante</i>	$\frac{1}{0.80} = 1.25$	101	0.11	0.49	0.48	1.06	1.26	ok

Dove:

$\gamma_{M1} = 1.05$

per le verifiche di resistenza all'instabilità delle membrature (NTC'08 Tab. 4.2.V)

## 5. Verifica unioni

### 5.1 Verifica unioni saldate

Si prescrive la realizzazione di giunzioni saldate a piena penetrazione per le connessioni tra la piastra di base e i montanti, nonché tra la piastra di base e la lamiera degli macrotubi.

Tutte le rimanenti unioni verranno realizzate mediante saldature a cordone d'angolo; in particolare:

- Saldature tubolari/flange di unione
- Saldature tra tubolari

Si evidenzia data la particolare configurazione della lavorazione, le saldature dei nodi tra tubolari con linee d'asse inclinate, presenteranno alcuni tratti a piena penetrazione, che verranno comunque trattati come saldature a cordone d'angolo.

In prima battuta, le dimensioni delle sezioni di gola vengono fissate pari allo spessore delle pareti da saldare.

Le figure seguenti riportano gli schemi di lavorazione delle saldature a piena penetrazione e a cordone d'angolo previste lungo la struttura.

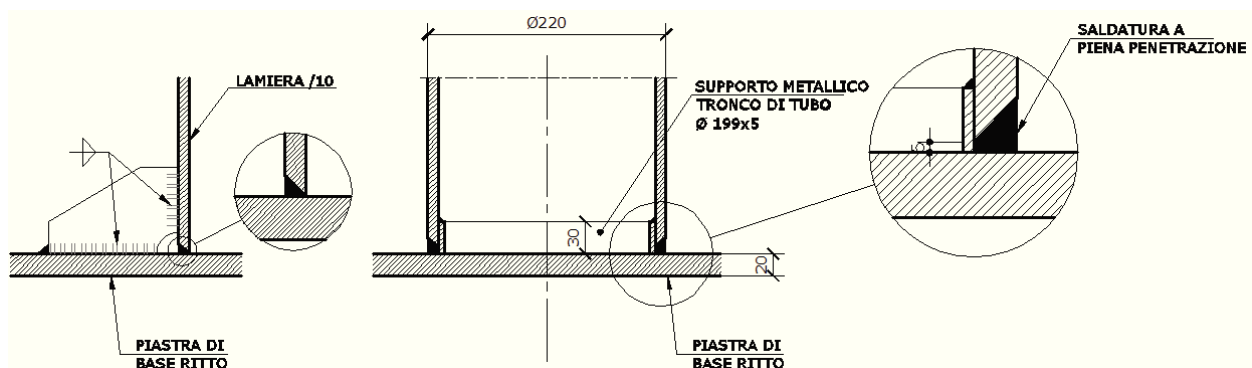


Figura 23: Dettaglio delle saldature a piena penetrazione della piastra di base dei montanti.

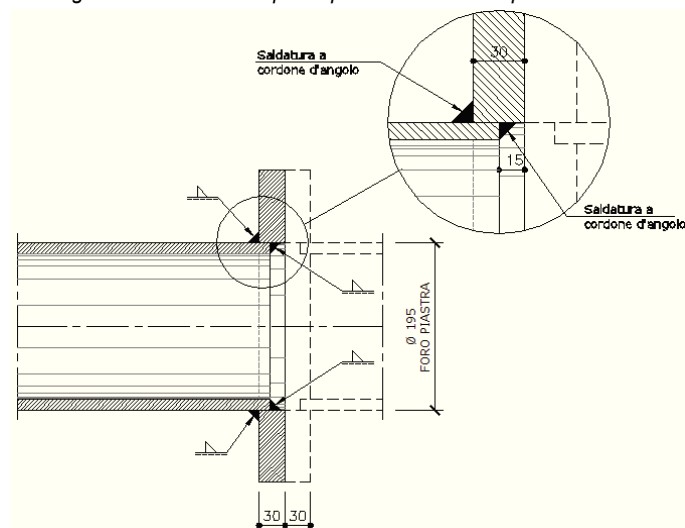


Figura 24: Dettaglio delle saldature a cordone d'angolo tipico.

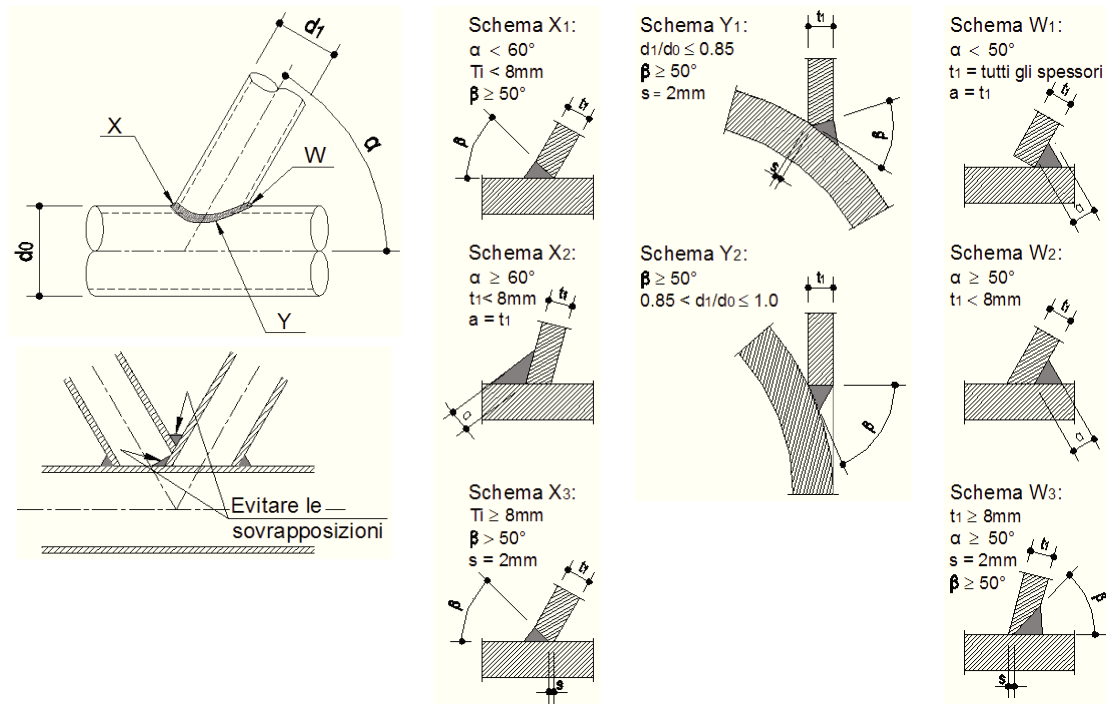


Figura 25: Dettaglio delle saldature a cordone d'angolo tipico – nodo tubolari.

Considerando il pieno ripristino operato dalle saldature a P.P. le verifiche di resistenza verranno sviluppate per le sole unioni saldate a cordoni a d'angolo.

### 5.1.1 Verifica S.L.U. di resistenza

Le verifiche sono condotte con riferimento a EN 1993-1-8; cap 3.6; il calcolo convenzionale delle tensioni viene eseguito ribaltando la sezione di gola sui lati del cordone secondo lo schema di figura.

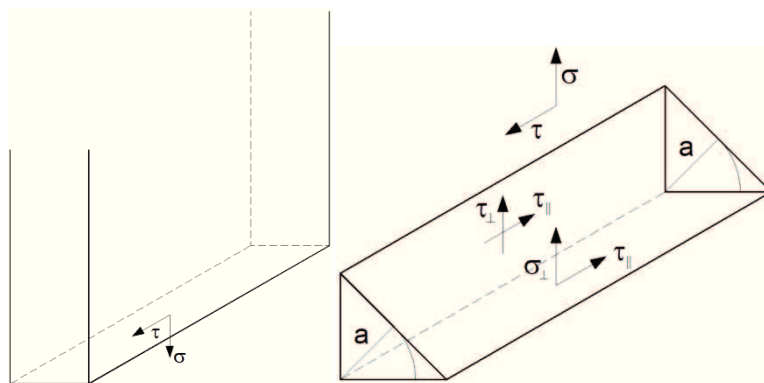


Figura 26: Andamento delle tensioni nella saldatura a cordone d'angolo.

- $\sigma_{\perp}$  tensione normale di trazione o di compressione che agisce in direzione perpendicolare alla sezione di gola ribaltata su di un lato del cordone
- $\tau_{\perp}$  tensione tangenziale agente in direzione perpendicolare all'asse longitudinale della sezione di gola e giacente nella sezione di gola ribaltata
- $\tau_{\parallel}$  tensione tangenziale agente parallelamente all'asse longitudinale della sezione di gola e giacente nella sezione di gola ribaltata

La procedura di verifica prevede il soddisfacimento delle seguenti disuguaglianze:

$$\begin{cases} \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk} \\ |\sigma_{\perp}| + |\tau_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk} \end{cases}$$

con:

$\beta_1 = 0.70$  per S355

$\beta_2 = 0.85$  per S355

$f_{yk} = 355\text{MPa}$  per S355

Per il caso in esame risulta necessario procedere al soddisfacimento delle seguenti disuguaglianze:

$$\begin{cases} \sqrt{\left(\sigma \frac{t}{a_{tot}}\right)^2 + \left(\tau \frac{t}{a_{tot}}\right)^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk} \\ \left|\sigma \frac{t}{a_{tot}}\right| \leq \beta_2 \cdot f_{yk} \end{cases}$$

Operativamente le verifiche vengono condotte, con riferimento all'involuppo delle sollecitazioni S.L.U., mediante una specifica routine sviluppata nell'ambiente del sistema a elementi finiti Lusas per tutte le giunzioni dei tubolari. Viene calcolato il rapporto tra il minimo spessore di gola necessario al soddisfacimento delle verifiche ( $a_{nec}$ ), e lo spessore di gola di progetto (coincidente con lo spessore del tubolare); pertanto:

$$\frac{a_{tot}}{t} \geq \max \left\{ \frac{\sqrt{\sigma^2 + \tau^2}}{\beta_1 \cdot f_{yk}}; \frac{|\sigma|}{\beta_2 \cdot f_{yk}} \right\}$$

L'esito delle verifiche viene presentato sotto forma di rapporto di sfruttamento, definito come rapporto tra lo spessore minimo necessario e lo spessore di progetto.

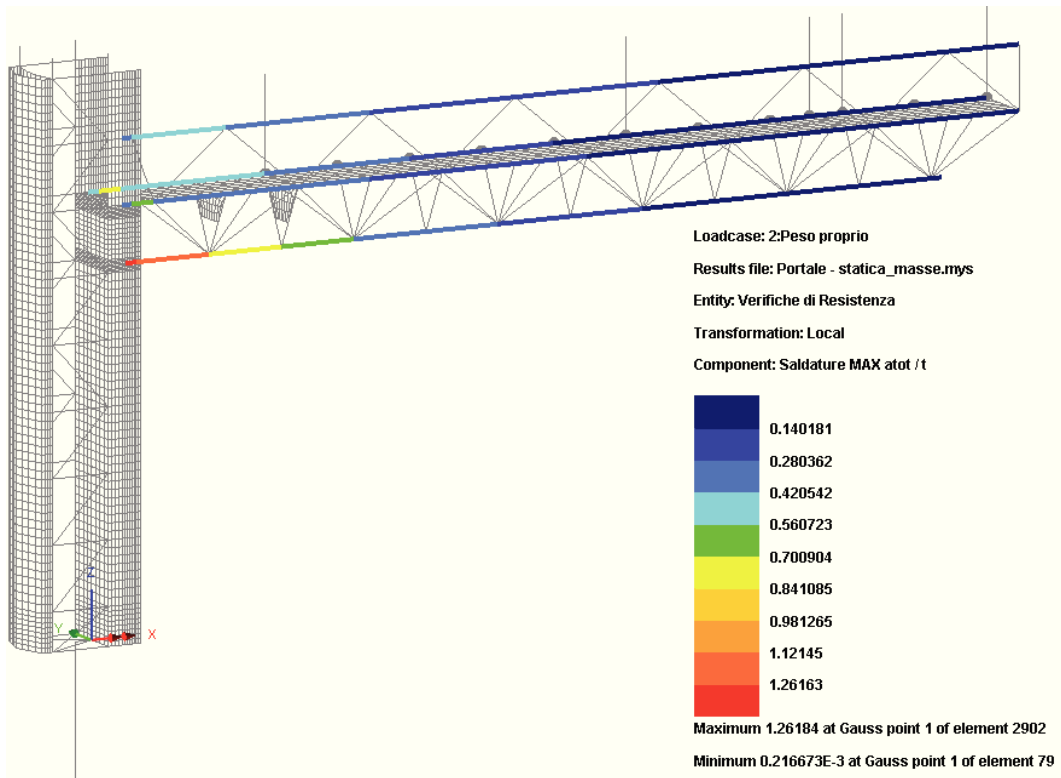


Figura 27: Rapporti  $a_{tot}/t$  per gli elementi di tipo BEAM (correnti inferiori).

Si osserva che in generale le giunzioni a cordone d'angolo con gola pari allo spessore minimo dei profili collegati è sufficiente a garantire il soddisfacimento delle verifiche delle saldature.

I cordoni delle saldature poste fra i correnti orizzontali sono previsti con 2 cordoni d'angolo di saldatura con sezione di gola totale pari a  $a_{tot} = 2t$ . Conseguentemente si ritiene soddisfatta la verifica  $(a_{tot}/t)_{max} = 1.26$ .

Per gli altri elementi aventi collegamenti con saldature a un cordone d'angolo si evidenzia il pieno soddisfacimento delle verifiche condotte.

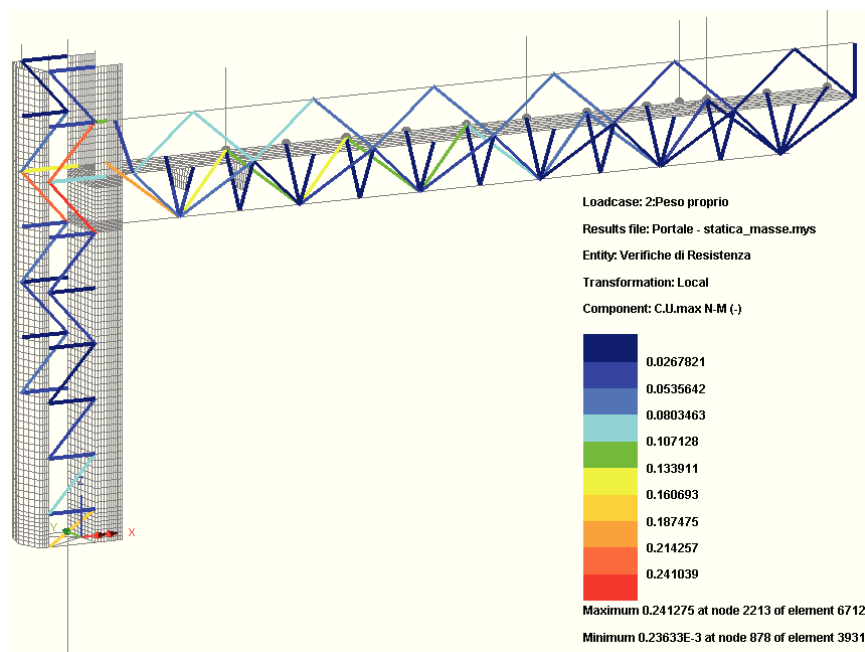


Figura 28: Rapporti  $a_{tot}/t$  per gli elementi di tipo BAR.

I collegamenti con saldature a un cordone d'angolo previsti per gli elementi BAR risultano pienamente soddisfatti se si assume un rapporto tra la gola della saldatura e lo spessore minimo del profilo pari all'unità.

## 5.2 Verifica a fatica

La verifica è stata condotta determinando la tensione caratteristica indotta dall'applicazione del carico da vento e da buffeting con riferimento al giunto che è risultato più sollecitato, ovvero al collegamento fra corrente orizzontale inferiore e montante. A partire da tale valore caratteristico, sia in termini di tensione normale, sia in termini di tensione tangenziale, attraverso l'applicazione della procedura sopra descritta, si calcolano gli intervalli di variazione delle tensioni ad ampiezza costante ed il conseguente danno.

Medesima procedura si è implementata per la verifica degli effetti indotti dalle azioni cicliche sui bulloni.

I valori della variazione di tensione a rottura per fatica, corrispondenti a  $2 \times 10^6$  cicli, sono determinati in ottemperanza a quanto disposto in EN 1993-1-9; prospetti 8.1-8.10.

### 5.2.1.1 Azioni indotte dai carichi di fatica

Di seguito si riassumono le sollecitazioni indotte dall'azione dei carichi di fatica sulle sezioni in analisi.

La numerazione delle combinazioni esplicitate ha il seguente significato:

- Combinazione (1) Fatica indotta dal vento
- Combinazione (2) Fatica indotta dal buffeting - Corsia 1
- Combinazione (3) Fatica indotta dal buffeting - Corsia 2

- Combinazione (4)

Fatica indotta dal buffeting - Corsia 3

Le tabelle seguenti riportano le sollecitazioni valutate sul giunto in esame per effetto del vento caratteristico.

**Sollecitazioni Caratteristiche - Sbraccio1**

		Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
<b>Fatica_Vento</b>	(1)	2	-13	1	0	0	-4
<b>Fatica_BuffetingL1</b>	(2)	-1	0	0	0	0	0
<b>Fatica_BuffetingL2</b>	(3)	-2	0	0	0	0	0
<b>Fatica_BuffetingL3</b>	(4)	-2	0	0	0	0	0

Ai fini delle verifiche a fatica si considerano le sollecitazioni riportate di seguito ottenute dalle precedenti a cui è stato applicato il coefficiente  $k_1=1.5$  (cfr. tab. 4.1 EN 1993-1-8, cap. 4 (2)).

**Sollecitazioni Fatica - Sbraccio1**

		Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
<b>Fatica_Vento</b>	(1)	3	-20	2	0	0	-5
<b>Fatica_BuffetingL1</b>	(2)	-2	0	0	0	0	0
<b>Fatica_BuffetingL2</b>	(3)	-4	0	0	0	0	0
<b>Fatica_BuffetingL3</b>	(4)	-3	0	0	0	0	0

Il calcolo del danneggiamento cumulato per effetto del vento caratteristico e del buffeting viene effettuato mediante una apposita procedura di calcolo implementata in foglio elettronico, che provvede in automatico alla fattorizzazione dei carichi indotti dal vento caratteristico ed alla relativa scomposizione secondo lo spettro indicato nei capitoli precedenti.

Di seguito si riporta lo sviluppo dell'analisi, con riferimento al dettaglio maggiormente sollecitato.

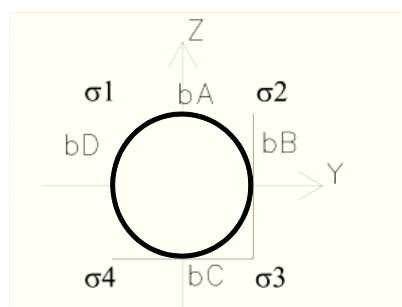
**Sbraccio 1:****Verifica Tensionale**

(EN 1993-1-1; EN 1993-1-9)

**Azioni di verifica agli SLE:**

		Geometria del profilo in acciaio:					
Sez Verifica		$\phi_{est}$ (m)	$\phi_{int}$ (m)	s (m)			
<b>A</b>	<b>Sbraccio1</b>	<b>0.19</b>	<b>0.18</b>	<b>0.007</b>			
A	$I_y$	$I_z$	$W_y$	$W_z$	$S^*_{vy}$	$S^*_{vz}$	$2^*\Omega^*t$
(m <sup>2</sup> )	(m <sup>4</sup> )	(m <sup>4</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )
0.0041	0.00002	0.00002	0.0026	0.0026	0.0004	0.0004	0.0082

Calcolo delle tensioni sulla sezione lorda (Sezione a spigoli vivi):



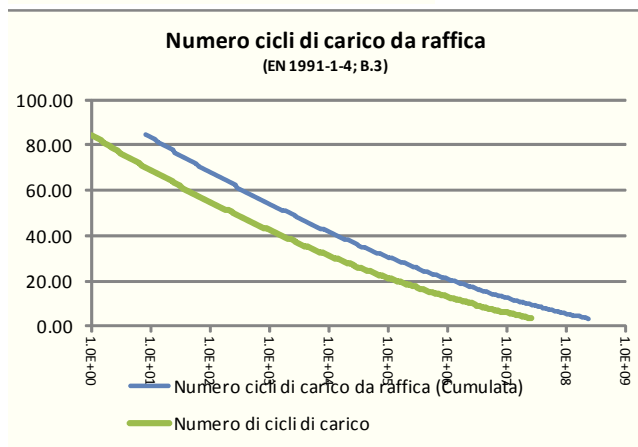
Determinazione dei  $\Delta\sigma$  negli spigoli della sezione:

Variazione di tensione nei vertici della sezione rettangolare													
Sollecitazioni Fatica - Sbraccio1					Azioni taglianti e torcenti				Tensioni risultanti:				
Assiale		V	Torcente	M	$\Delta\tau_1$	$\Delta\tau_2$	$\Delta\tau_3$	$\Delta\tau_4$	$\Delta\sigma_1$	$\Delta\sigma_2$	$\Delta\sigma_3$	$\Delta\sigma_4$	
(kN)		(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	
Fatica_Vento	(1)	3	20	0	5	59888	-59888	59888	-59888	-2730	-2730	1470	1470
Fatica_BuffetingL1	(2)	-2	0	0	0	676	-676	676	-676	509	509	554	554
Fatica_BuffetingL2	(3)	-4	0	0	0	1022	-1022	1022	-1022	841	841	904	904
Fatica_BuffetingL3	(4)	-3	0	0	0	798	-798	798	-798	689	689	737	737

**Verifiche a fatica delle sezioni dello scatolare metallico:****Azione di fatica del vento:**Numero di cicli di carico da raffica ( $N_g$ ) per effetto  $\Delta S/S_k$  (Cumulata -  $V_N=50$  anni)

(EN 1991-1-4; B3)

$$\frac{\Delta S}{S_k} = 0,7 \times (\log(N_g))^2 - 17,4 \times \log(N_g) + 100$$



Sez. Verifica:	Pi
(-)	(-)
A	1

**Cicli di carico per Buffeting:**

(British Standards; Part 1 BD 94/07, B.12)

n. veicoli/gg	L	Lane allocation factors, Fi			
		F1	F2	F3	F4
(-)	(anni)	(-)	(-)	(-)	(-)
15000	50	0.40	0.40	0.20	0.00

Azioni cicliche:	n. di cicli	$\Delta\sigma_k$	$\Delta\tau_k$
(-)	(-)	(MPa)	(MPa)
Fatica_Vento	-	2.73	59.89
Fatica_BuffetingL1	3.20E+08	0.51	0.68
Fatica_BuffetingL2	3.20E+08	0.84	1.02
Fatica_BuffetingL3	1.60E+08	0.69	0.80

**Tensioni di rottura per fatica:**

(EN 1993-1-9; 7.1)

Azioni normali:				Azioni tangenziali:	
$\Delta\sigma_c$	$N(\Delta\sigma_c)$	$\Delta\sigma_D$	$N(\Delta\sigma_D)$	$\Delta\tau_c$	$N(\Delta\tau_c)$
(MPa)	(-)	(MPa)	(-)	(MPa)	(-)
71	2.00E+06	52.3	5.00E+06	80	2.00E+06
$\gamma_{Mf}$	$\gamma_{Ff}$				
(-)	(-)				
1.35	1.00				

Sommatoria di Palmgren - Miner:

	Tensioni normali		Tensioni tangenziali	
	$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)*\gamma_{Mf}*\gamma_{Ff}$	$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)*\gamma_{Mf}*\gamma_{Ff}$
	(-)	(-)	(-)	(-)
Fatica_Vento	0.00E+00	<b>0.00E+00</b>	4.78E-06	<b>6.45E-06</b>
Fatica_BuffetingL1	0.00E+00	<b>0.00E+00</b>	0.00E+00	<b>0.00E+00</b>
Fatica_BuffetingL2	0.00E+00	<b>0.00E+00</b>	0.00E+00	<b>0.00E+00</b>
Fatica_BuffetingL3	0.00E+00	<b>0.00E+00</b>	0.00E+00	<b>0.00E+00</b>
<b><math>\Sigma(X)*\gamma_{Mf}*\gamma_{Ff} &lt; 1</math></b>		<b>6.45E-06</b>		

Come si nota dai risultati, riportati nell'ultima tabella, la verifica è ampiamente soddisfatta.

### 5.3 Verifica unioni bullonate

Tutte le unioni bullonate vengono realizzate con bulloni precaricati, e sono in classe "B" (slip resistant at serviceability"),

Con particolare riferimento ai problemi indotti da carichi di origine ciclica (fatica), si richiama l'attenzione sulla necessità di serrare i bulloni utilizzando le corrette coppie prescritte. - Vedi EN 1993-1-8, EN 1090-2 par 8.5 ( $F_{p,C} = 0.70 \cdot F_u \cdot A_s$ ) per le sezioni di collegamento fra le traverse e la colonna montante.

Nella struttura in progetto si hanno giunzioni bullonate sulla parte della traversa ("Sez A"). Inoltre il collegamento dei montanti alla fondazione avviene per mezzo di piastre opportunamente irrigidite collegate al dado di fondazione mediante dei tirafondi ("Sez B").

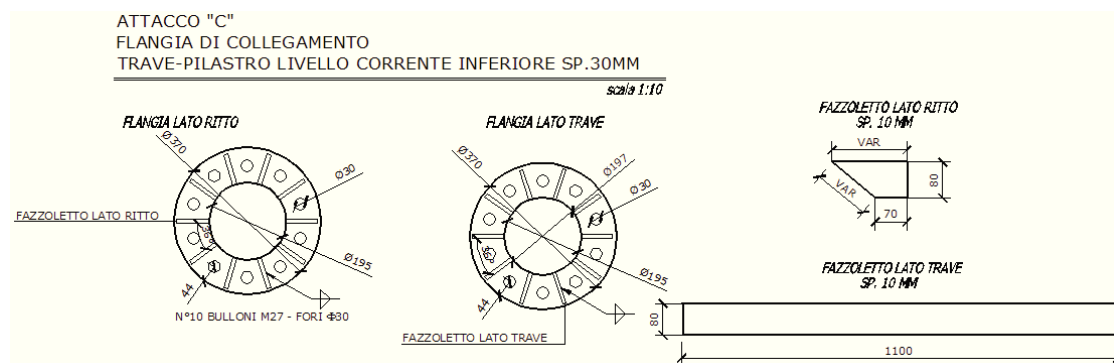
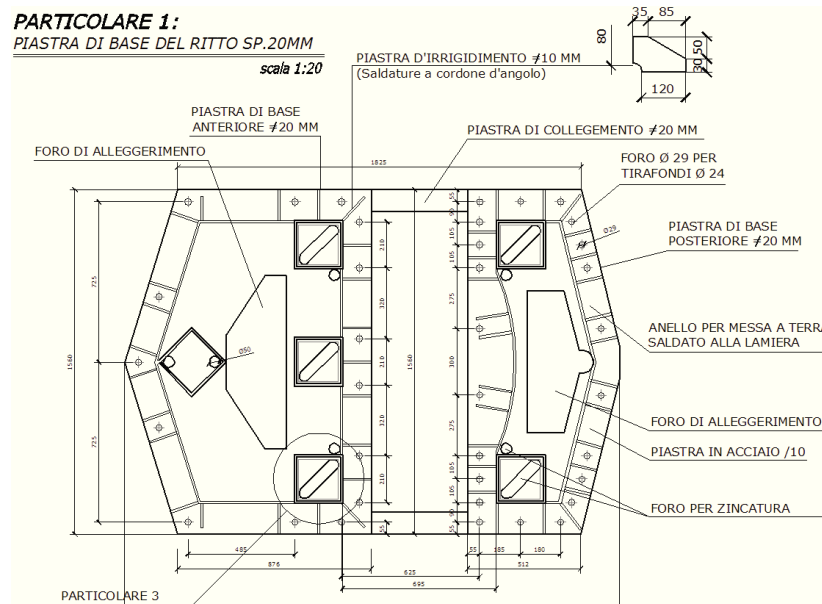
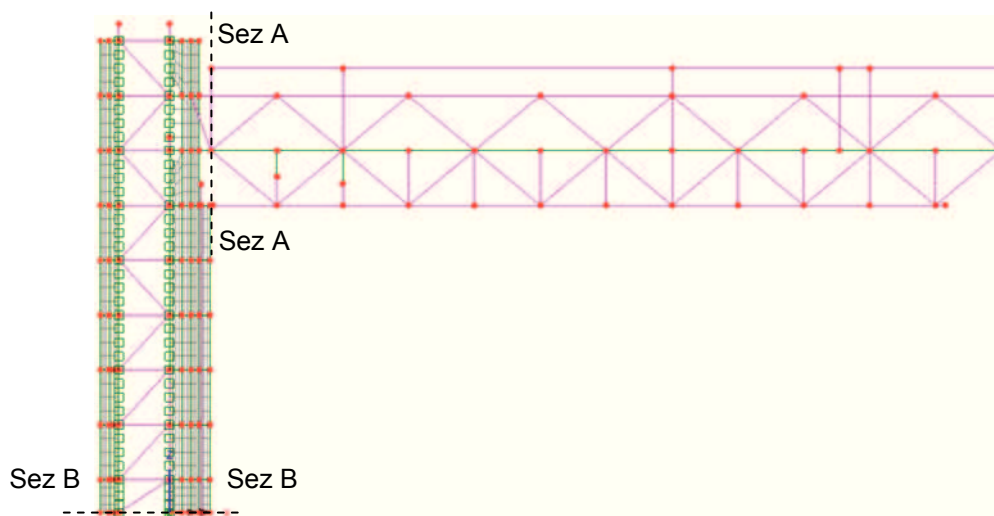


Figura 29: Collegamenti bullonati per le giunzioni flangiate dei correnti orizzontali della traversa a sbalzo.



*Figura 30: Collegamenti bullonati per la giunzione dei macro-tubi al dado di fondazione.*

Per la sezione "Sez A" si prescrivono 10 bulloni M27 ad alta resistenza di classe 10.9; per la connessione alla base "Sez B" si adottano 15 tirafondi M24 per il macrotubo anteriore e 22 tirafondi M24 per il macrotubo posteriore di lunghezza L=1.60 m con uncino e caratteristiche minime equivalenti ai bulloni di classe 10.9.



*Figura 31: Sezioni di verifica - giunzioni bullonate*

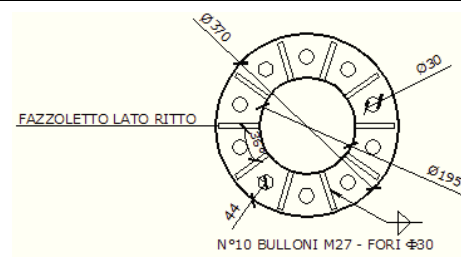
### 5.3.1 Verifica unioni bullonate

Per la verifica delle unioni bullonate si considera un collegamento tipo soggetto alle massime sollecitazioni dedotte allo stato limite ultimo.

**Collegamento trave-colonna (Sez. A):**

Comb	F <sub>x</sub> (kN)	F <sub>y</sub> (kN)	F <sub>z</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>z</sub> (kNm)
1. F <sub>x,max</sub>	<b>-328</b>	-27	-5	0	2	25
2. F <sub>x,min</sub>	<b>-628</b>	23	-15	0	9	-17
3. M <sub>y,max</sub>	-628	23	-15	0	9	-17
4. M <sub>y,min</sub>	-328	-27	-5	0	<b>2</b>	25
5. M <sub>z,max</sub>	-328	-27	-5	0	<b>2</b>	<b>25</b>
6. M <sub>z,min</sub>	-435	32	-12	0	8	<b>-27</b>

Il che implica azioni sollecitanti di progetto pari a:

Comb	$V = (F_y^2 + F_z^2)^{1/2}$ (kN)	$N = F_x$ (kN)	$M = (M_y^2 + M_z^2)^{1/2}$ (kNm)	
1. $F_{x,max}$	27	-328	25	
2. $F_{x,min}$	27	-628	20	
3. $M_{y,max}$	27	-628	20	
4. $M_{y,min}$	27	-328	25	
5. $M_{z,max}$	27	-328	25	
6. $M_{z,min}$	35	-435	28	

### Collegamento montante-fondazione (Sez. B):

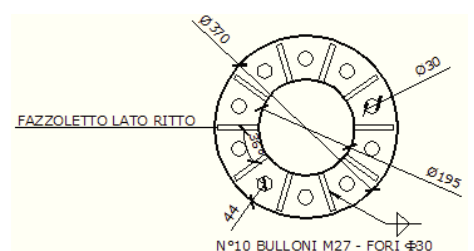
Macrotubo posteriore						
Comb	$F_x$ (kN)	$F_y$ (kN)	$F_z$ (kN)	$M_x$ (kNm)	$M_y$ (kNm)	$M_z$ (kNm)
1. $F_{x,max}$	<b>92</b>	14	-309	-398	27	88
2. $F_{x,min}$	<b>-105</b>	-14	-644	466	110	-98
3. $F_{y,max}$	92	<b>14</b>	-309	-398	27	88
4. $F_{y,min}$	-105	<b>-14</b>	-644	466	110	-98
5. $F_{z,max}$	92	14	<b>-309</b>	-398	27	88
6. $F_{z,min}$	-69	-8	<b>-869</b>	311	136	-64
7. $M_{x,max}$	-105	-14	-644	<b>466</b>	110	-98
8. $M_{x,min}$	92	14	-309	<b>-398</b>	27	88
9. $M_{y,max}$	-69	-8	-869	311	<b>136</b>	-64
10. $M_{y,min}$	92	14	-309	-398	<b>27</b>	88
11. $M_{z,max}$	92	14	-309	-398	27	<b>88</b>
12. $M_{z,min}$	-105	-14	-644	466	110	<b>-98</b>

Macrotubo anteriore						
Comb	$F_x$ (kN)	$F_y$ (kN)	$F_z$ (kN)	$M_x$ (kNm)	$M_y$ (kNm)	$M_z$ (kNm)
1. $F_{x,max}$	<b>105</b>	-75	862	87	371	-317
2. $F_{x,min}$	<b>-92</b>	75	476	-139	18	327
3. $F_{y,max}$	-92	<b>75</b>	476	-139	18	327
4. $F_{y,min}$	105	<b>-75</b>	862	87	371	-317
5. $F_{z,max}$	69	-45	<b>1133</b>	24	399	-185
6. $F_{z,min}$	-92	75	<b>476</b>	-139	18	327
7. $M_{x,max}$	103	-75	687	<b>93</b>	320	-318
8. $M_{x,min}$	-90	75	651	<b>-146</b>	69	329
9. $M_{y,max}$	69	-45	1133	24	<b>399</b>	-185
10. $M_{y,min}$	-92	75	476	-139	<b>18</b>	327
11. $M_{z,max}$	-90	75	651	-146	69	<b>329</b>
12. $M_{z,min}$	103	-75	687	93	320	<b>-318</b>

#### 5.3.1.1 Giunzione flangiata tipo A

Dalle sollecitazioni massimizzate allo S.L.U. si calcolano le sollecitazioni di taglio  $V_i$  e assiale  $N_i$  (di trazione se positiva) agenti sul singolo bullone.

Comb	$V$ (kN)	$N$ (kN)	$M$ (kNm)	$V_i$ [kN]	$N_i$ [kN]
1. $F_{x,max}$	27	-328	25	3	3
2. $F_{x,min}$	27	-628	20	3	-35
3. $M_{y,max}$	27	-628	20	3	-35
4. $M_{y,min}$	27	-328	25	3	3
5. $M_{z,max}$	27	-328	25	3	3
6. $M_{z,min}$	35	-435	28	3	-4



Considerando bulloni M27 classe 10.9, la resistenza a trazione risulta pari al minimo fra:

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 f_{tb} A_{res}}{\gamma_{M2}} \quad \text{resistenza a trazione degli elementi di connessione}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \pi d_m t_p f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad \text{resistenza a punzonamento del piatto collegato}$$

Considerando la resistenza a taglio minimo fra:

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 f_{tb} A_{res}}{\gamma_{M2}} \quad \text{resistenza a taglio dei bulloni}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k \alpha f_{tk} d t}{\gamma_{M2}} \quad \text{resistenza a rifollamento del piatto dell'unione}$$

Considerando i seguenti dati relativi al collegamento in esame:

Caratteristiche bullonatura			Resistenze			
Bulloni	M27		$F_{v,Rd}$	183.6	kN	Res. a taglio
classe	10.9		$F_{b,Rd}$	265.8	kN	Res. a rifollamento
$f_{tb}$	1000	MPa	$F_{t,Rd}$	330.5	kN	Res. a trazione
$A_{res}$	459	mm <sup>2</sup>	$B_{p,Rd}$	433.6	kN	Res. a punzonamento
			$F_{v,Rd}$	<b>183.6</b>	<b>kN</b>	Res. a taglio
			$F_{t,Rd}$	<b>330.5</b>	<b>kN</b>	Res. a trazione
$\gamma_{M2}$	1.25		<b>Azioni sollecitanti</b>			
$f_{tk}$	355	MPa	$F_{v,Ed}$	<b>3</b>	<b>kN</b>	Azione tagliante
d	27	mm	$F_{t,Ed}$	<b>3</b>	<b>kN</b>	Azione assiale
$d_0$	30	mm	<b>Verifiche</b>			
t	30	mm	$F_{v,Ed}/F_{v,Rd}$	0.02	<	1
$e_i$	43.8	mm	$F_{t,Ed}/F_{t,Rd}$	0.01	<	1
$p_i$	87.3	mm	$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/F_{t,Rd}/1.4$	0.03	<	1
k	2.4					
$\alpha$	0.5					

La tabella mostra il soddisfacimento di tutte le verifiche.

### 5.3.1.2 Giunzione flangiata tipo B

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche di sicurezza del sistema di ancoraggio del portale in acciaio alle opere di fondazione. Tale collegamento avviene per mezzo di due sistemi di tirafondi finalizzati al collegamento dei due macro-tubi al dado di fondazione.

La connessione del singolo macro-tubo con la fondazione in c.a. è realizzata tramite un sistema tirafondi-piastra di dimensioni indicate in figura e spessore 10 mm, posata su una malta di allettamento avente spessore  $s=50\text{mm}$ . Si utilizzano rispettivamente 15 e 22 tirafondi  $\varnothing 24$  di lunghezza  $L=1.60$  m dotati di uncino per i macro-tubi anteriore e posteriore, disposti simmetricamente su un unico allineamento a cerchiare il perimetro della sezione del singolo macro-tubo.

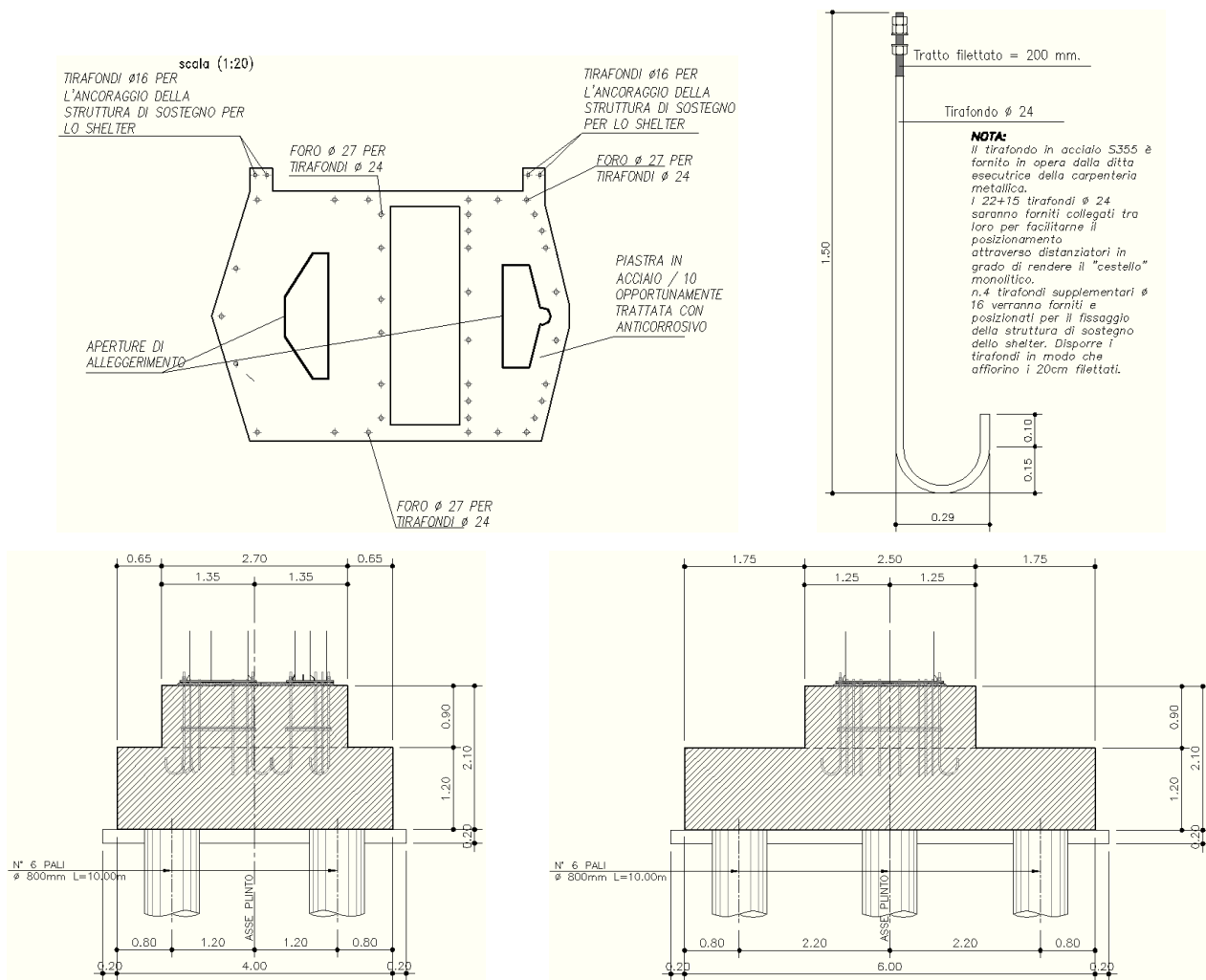


Figura 32: Giunto di base del singolo montante.

Nel seguito si riassumono le verifiche condotte sulla connessione nella combinazione significativa.

Le analisi hanno interessato i vari meccanismi resistenti del sistema tirafondi-plinto in calcestruzzo, indagando le problematiche e criticità proprie sia della parte strutturale in acciaio, sia della parte in calcestruzzo.

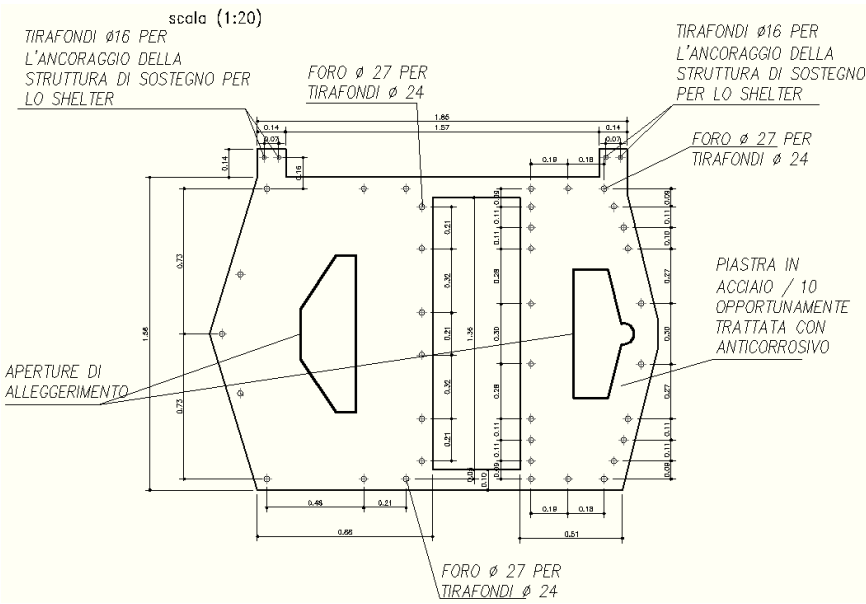
In particolare, con riferimento alle EN 1992-1-1; 8.4, ed alle linee guida per il benessere tecnico europeo di ancoranti metallici da utilizzare nel calcestruzzo - ETAG n. 001, Allegato C- nelle quali si dettagliano i metodi di progettazione degli ancoranti, si sono condotte le seguenti verifiche agli stati limite ultimi:

Verifica della lunghezza minima di ancoraggio della barra nel calcestruzzo

Verifica per rottura indotta dall'azione di trazione sulla barra del tirafondo

Verifica per rottura indotta da azioni di taglio

Si considerano le seguenti sollecitazioni massimizzate allo S.L.U.



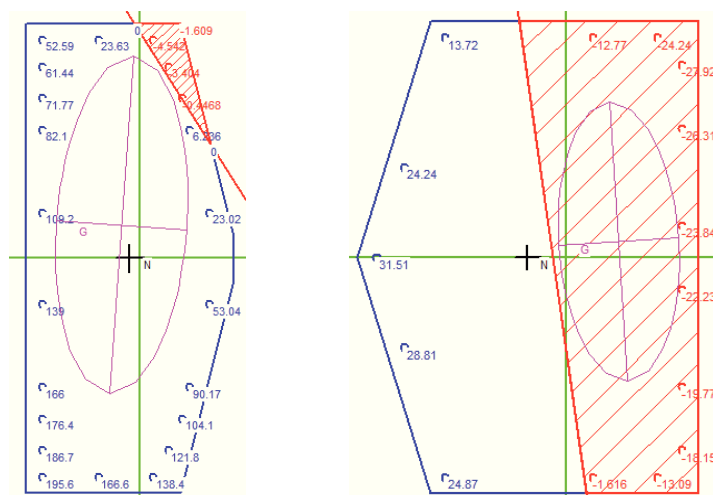
Macrotubo posteriore							Macrotubo anteriore						
Comb	F <sub>x</sub> (kN)	F <sub>y</sub> (kN)	F <sub>z</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>z</sub> (kNm)	Comb	F <sub>x</sub> (kN)	F <sub>y</sub> (kN)	F <sub>z</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>z</sub> (kNm)
1. F <sub>x,max</sub>	92	14	-309	-398	27	88	1. F <sub>x,max</sub>	105	-75	862	87	371	-317
2. F <sub>x,min</sub>	-105	-14	-644	466	110	-98	2. F <sub>x,min</sub>	-92	75	476	-139	18	327
3. F <sub>y,max</sub>	92	14	-309	-398	27	88	3. F <sub>y,max</sub>	-92	75	476	-139	18	327
4. F <sub>y,min</sub>	-105	-14	-644	466	110	-98	4. F <sub>y,min</sub>	105	-75	862	87	371	-317
5. F <sub>z,max</sub>	92	14	-309	-398	27	88	5. F <sub>z,max</sub>	69	-45	1133	24	399	-185
6. F <sub>z,min</sub>	-69	-8	-869	311	136	-64	6. F <sub>z,min</sub>	-92	75	476	-139	18	327
7. M <sub>x,max</sub>	-105	-14	-644	466	110	-98	7. M <sub>x,max</sub>	103	-75	687	93	320	-318
8. M <sub>x,min</sub>	92	14	-309	-398	27	88	8. M <sub>x,min</sub>	-90	75	651	-146	69	329
9. M <sub>y,max</sub>	-69	-8	-869	311	136	-64	9. M <sub>y,max</sub>	69	-45	1133	24	399	-185
10. M <sub>y,min</sub>	92	14	-309	-398	27	88	10. M <sub>y,min</sub>	-92	75	476	-139	18	327
11. M <sub>z,max</sub>	92	14	-309	-398	27	88	11. M <sub>z,max</sub>	-90	75	651	-146	69	329
12. M <sub>z,min</sub>	-105	-14	-644	466	110	-98	12. M <sub>z,min</sub>	103	-75	687	93	320	-318

Con riferimento alla geometria in esame si procede alla definizione delle tensioni massime di trazione e di compressione. Di seguito la verifica dettagliata per le combinazioni significative:

Macro-tubo posteriore - Azioni sul tirafondo più sollecitato									
Comb	V <sub>x,Mz</sub> [kN]	V <sub>y,Mz</sub> [kN]	V <sub>x,Vx</sub> [kN]	V <sub>y,Vy</sub> [kN]	V <sub>i,tot</sub> [kN]	N [kN]	M <sub>trav</sub> [kNm]	M <sub>long</sub> [kNm]	σ <sub>max</sub> [MPa]
1. F <sub>x,max</sub>	4	8	4	1	11	-309	-398	27	119.2
2. F <sub>x,min</sub>	-4	-9	-5	-1	13	-644	466	110	175.3
3. F <sub>y,max</sub>	4	8	4	1	11	-309	-398	27	119.2
4. F <sub>y,min</sub>	-4	-9	-5	-1	13	-644	466	110	175.3
5. F <sub>z,max</sub>	4	8	4	1	11	-309	-398	27	119.2
6. F <sub>z,min</sub>	-3	-6	-3	0	8	-869	311	136	195.6
7. M <sub>x,max</sub>	-4	-9	-5	-1	13	-644	466	110	175.3
8. M <sub>x,min</sub>	4	8	4	1	11	-309	-398	27	119.2
9. M <sub>y,max</sub>	-3	-6	-3	0	8	-869	311	136	195.6
10. M <sub>y,min</sub>	4	8	4	1	11	-309	-398	27	119.2
11. M <sub>z,max</sub>	4	8	4	1	11	-309	-398	27	119.2
12. M <sub>z,min</sub>	-4	-9	-5	-1	13	-644	466	110	175.3

Comb	Macro-tubo anteriore - Azioni sul tirafondo più sollecitato								
	$V_{x,Mz}$ [kN]	$V_{y,Mz}$ [kN]	$V_{x,Vx}$ [kN]	$V_{y,Vy}$ [kN]	$V_{i,tot}$ [kN]	$N$ [kN]	$M_{trav}$ [kNm]	$M_{long}$ [kNm]	$\sigma_{max}$ [MPa]
1. $F_{x,max}$	-18	-34	7	-5	40	862	87	371	28.6
2. $F_{x,min}$	19	35	-6	5	42	476	-139	18	0.9
3. $F_{y,max}$	19	35	-6	5	42	476	-139	18	0.9
4. $F_{y,min}$	-18	-34	7	-5	40	862	87	371	28.6
5. $F_{z,max}$	-11	-20	5	-3	23	1133	24	399	15.0
6. $F_{z,min}$	19	35	-6	5	42	476	-139	18	0.9
7. $M_{x,max}$	-18	-34	7	-5	40	687	93	320	31.5
8. $M_{x,min}$	19	35	-6	5	42	651	-146	69	-
9. $M_{y,max}$	-11	-20	5	-3	23	1133	24	399	15.0
10. $M_{y,min}$	19	35	-6	5	42	476	-139	18	0.9
11. $M_{z,max}$	19	35	-6	5	42	651	-146	69	-
12. $M_{z,min}$	-18	-34	7	-5	40	687	93	320	31.5

Con riferimento alla combinazione caratterizzata dalla maggiore tensione di trazione sui bulloni si deriva la seguente distribuzione di tensioni:



Risulta quindi una tensione massima del bullone pari a 195.6MPa pari ad una forza di trazione sollecitante di  $F_{t,Ed} = 88kN$ .

Considerando un tirafondo  $\varnothing 24$ , la resistenza a trazione risulta pari al minimo fra:

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 f_{tb} A_{res}}{\gamma_{M2}} \quad \text{resistenza a trazione degli elementi di connessione}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \pi d_m t_p f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad \text{resistenza a punzonamento del piatto collegato}$$

Considerando la resistenza a taglio minimo fra:

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 f_{tb} A_{res}}{\gamma_{M2}} \quad \text{resistenza a taglio dei bulloni}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k \alpha f_{tk} d t}{\gamma_{M2}} \quad \text{resistenza a rifollamento del piatto dell'unione}$$

Considerando i seguenti dati relativi al collegamento in esame:

Caratteristiche bullonatura			Resistenze			
Tirafondi	24	mm	$F_{v,Rd}$	92.3	kN	Res. a taglio
$f_{tk}$	355	MPa	$F_{b,Rd}$	126.2	kN	Res. a rifollamento
$f_t$	510	MPa	$F_{t,Rd}$	166.1	kN	Res. a trazione
$A_{res}$	452	mm <sup>2</sup>	$B_{p,Rd}$	128.5	kN	Res. a punzonamento
$\gamma_{M2}$	1.25		$F_{v,Rd}$	92.3	kN	Res. a taglio
d	24	mm	$F_{t,Rd}$	128.5	kN	Res. a trazione
$d_0$	27	mm	Azioni sollecitanti			
t	10	mm	$F_{v,Ed}$	42	kN	Azione tagliante
$e_i$	60.0	mm	$F_{t,Ed}$	88	kN	Azione assiale
$p_i$	210.0	mm	Verifiche			
k	2.5		$F_{v,Ed}/F_{v,Rd}$	0.45	< 1	
$\alpha$	0.7		$F_{t,Ed}/F_{t,Rd}$	0.69	< 1	
			$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/F_{t,Rd} / 1.4$	0.95	< 1	

Si conducono le verifiche nel caso di presenza combinata di trazione e taglio con la limitazione di  $F_{t,Ed}/F_{t,Rd} < 1$ .

CLS - Lunghezza di ancoraggio					
$f_{ck}$	25	MPa			
$\gamma_c$	1.5		$l_{b,effettivo}$	1.6	m
$f_{ctm}$	2.6	MPa	$l_{b,min}$	0.44	m
$f_{ctk}$	1.8	MPa			
$f_{ctd}$	1.2	MPa			
$f_{bd}$	2.7	MPa			
$\eta$	1				
$\sigma_s$	177.4	MPa			
$\emptyset$	24	mm			

La tabella mostra il soddisfacimento di tutte le verifiche.

## 6. Fondazione

Come anticipato, la struttura metallica è vincolata alla base della colonna in corrispondenza di ciascun montante che piastre irrigidite che si ancorano al plinto in calcestruzzo armato attraverso connessioni bullonate ed sistemi 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  $4.0 \times 6.0 \text{ m}^2$  alla quota di base della colonna.

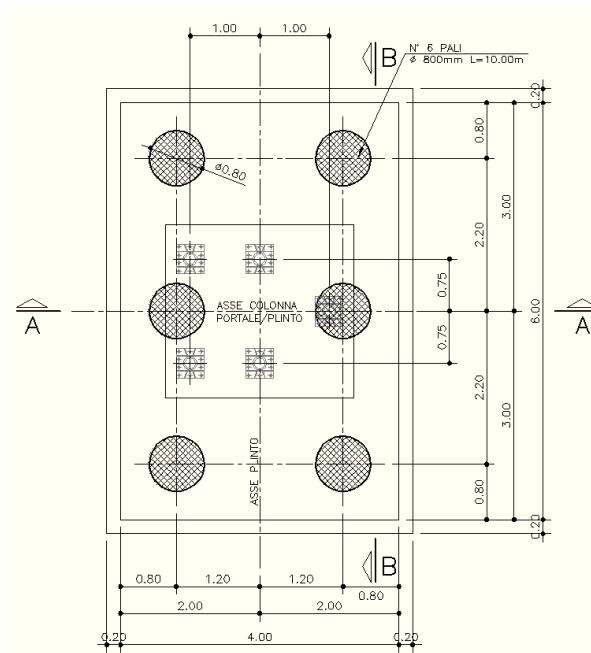


Figura 33: Carpenteria del plinto di fondazione

La fondazione è sostenuta da un sistema di tre pali trivellato o elica  $\varnothing=0.80 \text{ m}$ , di lunghezza  $L=10 \text{ m}$  ed interasse  $i=2.20\div2.40 \text{ m}$ .

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

Sono escluse dalle analisi effettuate eventuali azioni di spinta delle terre esercitate sulle fondazioni, dovute a configurazioni non simmetriche e planari del piano di posa.

## 6.1 Sollecitazioni in fondazione

Nodo		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	
		(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	
Com. SLU Env	4	0	-53	-1278	382	423	-205	MIN
		0	88	-947	-656	85	341	MAX
		0	-88	-947	643	85	-341	MIN
		0	88	-1232	-658	110	341	MAX
		0	-53	-1278	382	423	-205	MIN
		0	88	-947	-656	85	341	MAX
		0	88	-1232	-658	110	341	MIN
		0	-88	-947	643	85	-341	MAX
		0	-88	-947	643	85	-341	MIN
		0	53	-1278	-398	423	205	MAX
		0	-88	-947	643	85	-341	MIN
		0	88	-1232	-658	110	341	MAX

Figura 34: Involuppo delle azioni agenti in fondazione - SLU STR

Nodo		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	
		(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	
Com. SLU GEO Env	4	0	-46	-987	331	356	-177	MIN
		0	77	-947	-570	85	296	MAX
		0	-77	-947	557	85	-296	MIN
		0	77	-947	-570	85	296	MAX
		0	-46	-987	331	356	-177	MIN
		0	77	-947	-570	85	296	MAX
		0	77	-947	-570	85	296	MIN
		0	-77	-947	557	85	-296	MAX
		0	-77	-947	557	85	-296	MIN
		0	46	-987	-344	356	177	MAX
		0	-77	-947	557	85	-296	MIN
		0	77	-947	-570	85	296	MAX

Figura 35: Involuppo delle azioni agenti in fondazione - SLU GEO

Nodo		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	
		(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	
Com. SLE Env	4	0	-35	-978	253	293	-137	MIN
		0	59	-947	-440	85	228	MAX
		0	-59	-947	427	85	-228	MIN
		0	59	-947	-440	85	228	MAX
		0	-35	-978	253	293	-137	MIN
		0	59	-947	-440	85	228	MAX
		0	59	-947	-440	85	228	MIN
		0	-59	-947	427	85	-228	MAX
		0	-59	-947	427	85	-228	MIN
		0	35	-978	-266	293	137	MAX
		0	-59	-947	427	85	-228	MIN
		0	59	-947	-440	85	228	MAX

Figura 36: Involuppo delle azioni agenti in fondazione - SLE Caratteristica

<b>Nodo</b>		<b>Fx</b>	<b>Fy</b>	<b>Fz</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>Mz</b>	
		<b>(kN)</b>	<b>(kN)</b>	<b>(kN)</b>	<b>(kNm)</b>	<b>(kNm)</b>	<b>(kNm)</b>	
<b>Com. SISMA Env</b>	<b>4631</b>	-352	4	-966	-577	-662	-543	<b>MIN</b>
		352	-4	-929	564	832	543	<b>MAX</b>
		-25	-324	-966	-471	-556	-410	<b>MIN</b>
		25	324	-929	459	726	410	<b>MAX</b>
		-352	-147	-966	-528	-662	-482	<b>MIN</b>
		352	147	-929	516	832	482	<b>MAX</b>
		-25	180	-966	-634	-556	-614	<b>MIN</b>
		25	-180	-929	621	726	614	<b>MAX</b>
		-352	-147	-966	-528	-662	-482	<b>MIN</b>
		352	147	-929	516	832	482	<b>MAX</b>
		-25	180	-966	-634	-556	-614	<b>MIN</b>
		25	-180	-929	621	726	614	<b>MAX</b>

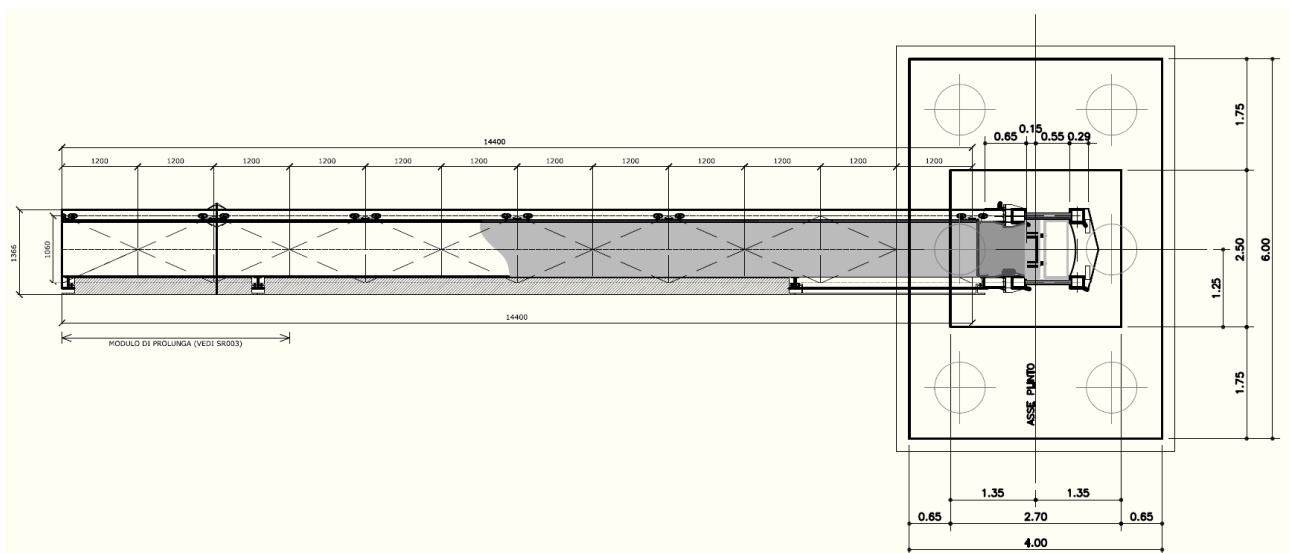
Figura 37: Involuppo delle azioni agenti in fondazione - SLV

## 6.2 Plinto e pali di fondazione

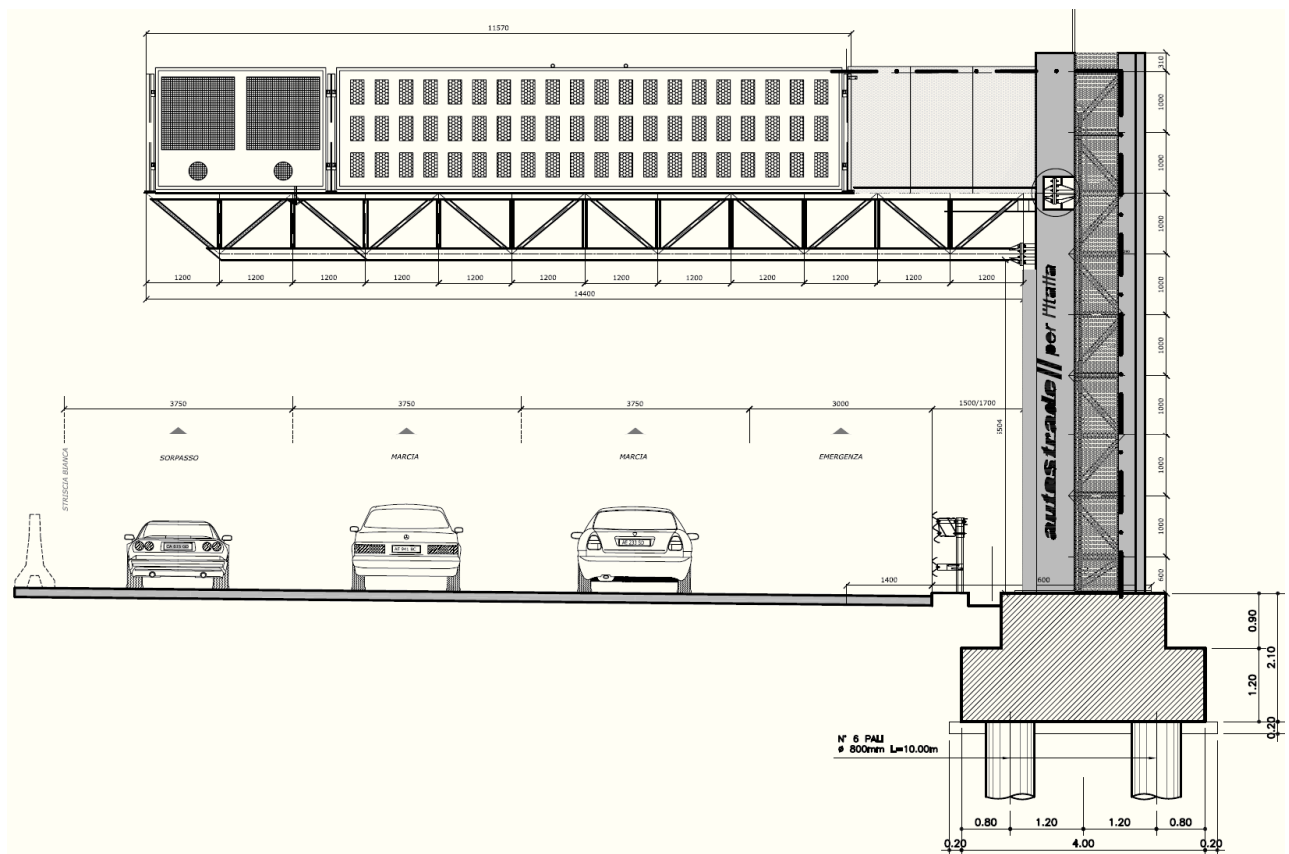
Nel presente capitolo si riportano i calcoli di verifica del plinto di fondazione e dei pali.

### 6.2.1 Descrizione e ipotesi di calcolo

Il plinto in esame, la cui geometria è rappresentata nella figura seguente, è fondato su sei pali trivellati ad elica di diametro  $\varnothing=800$  mm e lunghezza  $L=10.00$  m ad interasse  $i=2.20+2.40$  m.



*Figura 38: Plinto di fondazione vista in pianta*



*Figura 39: Plinto di fondazione vista prospettica*

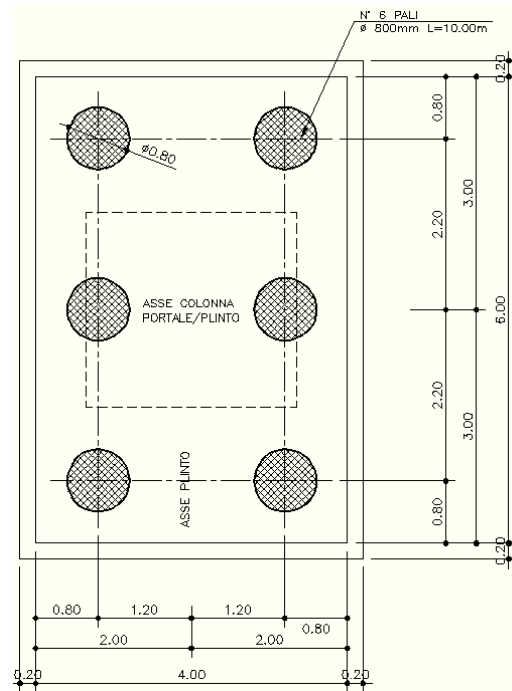


Figura 40: Sezione del plinto di fondazione

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.

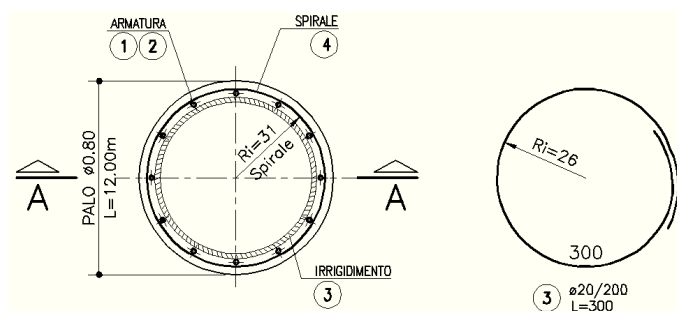
Le verifiche strutturali della suola di fondazione, invece, si sono effettuate nell'ipotesi di struttura "tozza", individuando un meccanismo resistente a "tirante-puntone".

### 6.2.2 Verifica dei pali di fondazione

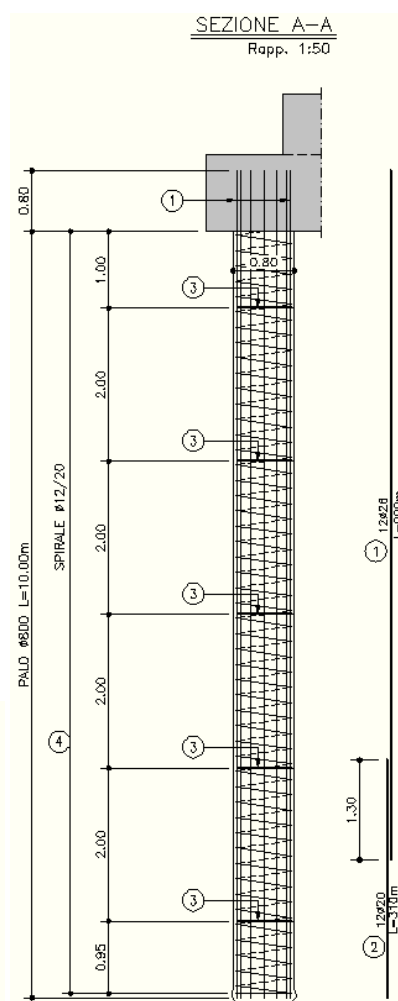
Le componenti di sollecitazione, agenti sul palo maggiormente sollecitato ad inviluppo delle analisi effettuate, sono riassunte nella tabella seguente:

Palo	S.L.U. STR			S.L.V.			S.L.E. Rara			S.L.E. Frequente		
	N [kN]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]	M [kNm]	V [kN]
1	178	122	45	265	80	21	128	88	30	40	70	18
2	95	57	11	215	45	18	-47	31	6	15	35	7
3	213	138	45	164	97	41	127	88	30	37	31	17
4	698	154	72	498	113	41	506	108	48	412	79	27
5	642	89	45	548	79	34	455	59	30	411	44	18
6	673	166	71	597	130	60	464	108	48	410	34	29

Si esplicita nel seguito la verifica effettuata agli SLU per effetto delle combinazioni più gravose:



**Figura 41: Verifica SLU**



**DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.****NOME SEZIONE: Palo****(Percorso File: D:\Lavoro\560602 - PORTALE\Palo.sez)**

Descrizione Sezione:  
 Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi  
 Normativa di riferimento: N.T.C.  
 Tipologia sezione: Sezione predefinita  
 Forma della sezione: Circolare  
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante  
 Condizioni Ambientali: Poco aggressive  
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inertia  
 Riferimento alla sismicità: Zona non sismica  
 Posizione sezione nell'asta: In zona critica

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CONGLOMERATO - Classe: C28/35  
 Resis. compr. di calcolo fcd : 158.60 daN/cm<sup>2</sup>  
 Resis. compr. ridotta fcd': 79.30 daN/cm<sup>2</sup>  
 Def.unit. max resistenza ec2 : 0.0020  
 Def.unit. ultima ecu : 0.0035  
 Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo  
 Modulo Elastico Normale Ec : 323080 daN/cm<sup>2</sup>  
 Coeff. di Poisson : 0.20  
 Resis. media a trazione fctm: 28.80 daN/cm<sup>2</sup>  
 Coeff. Omogen. S.L.E. : 15.0  
 Combinazioni Rare in Esercizio  
     Sc Limite : 168.00 daN/cm<sup>2</sup>  
     Apert.Fess.Limite : Non prevista  
 Combinazioni Frequenti in Esercizio  
     Sc Limite : 168.00 daN/cm<sup>2</sup>  
     Apert.Fess.Limite : 0.400 mm

ACCIAIO - Tipo: B450C  
 Resist. caratt. snervam. fyk: 4500.0 daN/cm<sup>2</sup>  
 Resist. caratt. rottura ftk: 4500.0 daN/cm<sup>2</sup>  
 Resist. snerv. di calcolo fyd: 3913.0 daN/cm<sup>2</sup>  
 Resist. ultima di calcolo ftd: 3913.0 daN/cm<sup>2</sup>  
 Deform. ultima di calcolo Epu: 0.068  
 Modulo Elastico Ef : 2000000 daN/cm<sup>2</sup>  
 Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito  
 Coeff. Aderenza ist.  $\beta_1 \cdot \beta_2$  : 1.00 daN/cm<sup>2</sup>  
 Coeff. Aderenza diff.  $\beta_1 \cdot \beta_2$  : 0.50 daN/cm<sup>2</sup>  
 Comb.Rare Sf Limite : 3600.0 daN/cm<sup>2</sup>

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE**

Diametro sezione (cm): 80.0 cm  
 Barre circonfer.: 12Ø26 (63.7 cm<sup>2</sup>)  
 Copriferro (dal baric. barre): 4.0 cm

**ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
Vy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione			
N.Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	67300	16600	7100	0
2	59700	13000	6000	0

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
My	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione	
N.Comb.	N	Mx
1	50600	10800

**COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
My	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione	
N.Comb.	N	Mx
1	41200	2700
2	41000	2900

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 2.7 cm  
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 16.0 cm  
 Copriferro netto minimo staffe: 1.9 cm

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata								
N	Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)								
Mx	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico								
N ult	Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)								
Mx ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico								
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$								
Yneutro	Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.								
x/d	Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)								
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue Area efficace barre inf. (per presenza di torsione)= 63.7 cm <sup>2</sup>								
N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	67300	16600	67297	90558	5.455	16.6		
2	S	59700	13000	59729	89051	6.850	17.2		

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione							
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace							
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)							
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)							
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)							
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)							
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)							
N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max	
1	0.00350	-0.00162	40.0	0.00290	36.0	-0.00785	-36.0	
2	0.00350	-0.00176	40.0	0.00289	36.0	-0.00816	-36.0	

**ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE**

Diametro staffe:	8 mm	
Passo staffe:	24.9 cm	[Passo massimo di normativa = 25.0 cm]
N.Bracci staffe:	2	
Area staffe/m :	4.0 cm <sup>2</sup> /m	[Area Staffe Minima normativa = 2.3 cm <sup>2</sup> /m]

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO**

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata								
Vsdu	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)								
Vrd	Taglio resistente [daN] in assenza di staffe								
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato								
Vwd	Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe								
bw	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro								
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato								
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione								
Afst	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm <sup>2</sup> /m]								
N.Comb.	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	7100	25497	121713	23290	69.6	21.80	1.084	1.2
2	S	6000	24463	120643	23290	69.6	21.80	1.075	1.0

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm <sup>2</sup> ]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm <sup>2</sup> ]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm <sup>2</sup> ]
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
Af eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess.)

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	24.9	-40.0	-8.0	-40.0	-95	36.0	0.0	0	0.0	0.0

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
ScImax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm <sup>2</sup> ]
ScI_min	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm <sup>2</sup> ]
Sc_Eff	Tensione al limite dello spessore efficace nello STATO I [daN/cm <sup>2</sup> ]
K3	Coeff. di normativa = 0,25 (Scmin + ScEff)/(2 Scmin)
Beta12	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
Eps	Deformazione unitaria media tra le fessure
Srm	Distanza media in mm tra le fessure
Ap.fess.	Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm

N.Comb.	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	0.0	0.0	0.0		0.0	0.000000	0	0.000

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	11.0	-40.0	2.8	-40.0	48	36.0	0.0	0	0.0	0.0
2	S	11.3	-40.0	2.4	-40.0	43	36.0	0.0	0	0.0	0.0

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE**

1	S	0.0	0.0	0.0		0.0	0.000000	0	0.000
2	S	0.0	0.0	0.0		0.0	0.000000	0	0.000

### 6.2.3 Verifica del plinto di fondazione

Per la verifica del plinto di fondazione, solidale col sistema di fondazioni profonde costituito dai sei pali trivellato o elica  $\varnothing=0.8$  m, si identifica un meccanismo resistente del tipo "tirante-puntone".

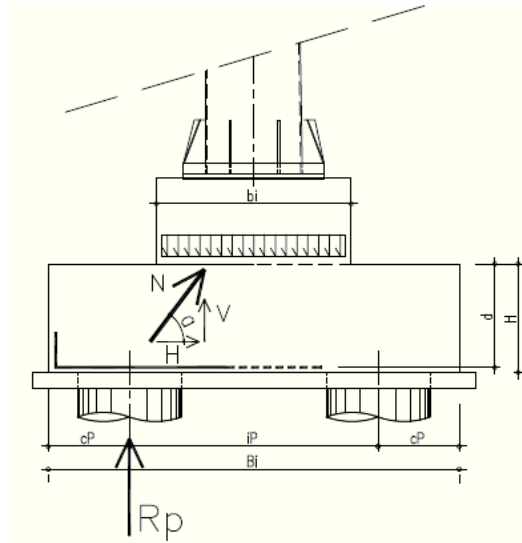


Figura 42: Meccanismo resistente a Tirante-puntone

Si assumono le seguenti ipotesi:

- $R_p$  massima azione assiale nel palo, derivante dall'analisi di interazione suolo-struttura
- $\alpha$  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.

Le grandezze in gioco sono le seguenti:

B	=	1.2	m	$T_{Ed}$	=	673	kN	$T_{Rd}$	=	1352	kN
H	=	1.2	m	$A_s$	=	11	$\varnothing 20$	C.S.	=	1.56	
$\alpha$	=	45	°	$f_{yk}$	=	450					
$R_p$	=	673	kN	$\gamma_{M0}$	=	1.15					

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

$$H = R_p / \tan(\alpha) = 673/1 = 673 \text{ kN}$$

$$N = R_p / \sin(\alpha) = 673/0.71 = 948 \text{ kN}$$

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

$$A_{s,min} = \frac{H}{f_{yk}/\gamma_s} = \frac{673000}{450/1.15} = 1720 \text{ mm}^2 < A_{s,eff} = 3456 \text{ mm}^2$$

Si è assunta la direzione della risultante orizzontale delle trazioni parallela a quella delle armature resistenti. Si evidenzia che, ove la citata condizione non fosse rispettata, si avrebbe la scomposizione della risultante di trazione nelle due direzioni principali delle armature; quest'ultimo scenario risulta meno severo di quello verificato.

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

$$P_{C,Rd} = 0.2 \cdot d \cdot b^* \cdot f_{cd} \cdot \sin \alpha = 0.2 \cdot 1.15 \cdot 1 \cdot \left( \frac{0.83 \cdot 35 \cdot 0.85}{1.5} \right) \cdot 0.71 = 2688 \text{ kN} \leq N = 1226 \text{ kN}$$

con:

$$f_{cd} = \frac{0.83 \cdot R_{ck} \cdot \alpha}{\gamma_c} = \frac{0.83 \cdot 35 \cdot 0.85}{1.5} = 16.46 \text{ MPa}$$

La verifica è abbondantemente soddisfatta.