

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

AMPLIAMENTO ALLA TERZA CORSIA
DEL TRATTO RIMINI NORD-PEDASO

TRATTO: CATTOLICA - FANO

OPERE COMPENSATIVE COMUNE DI PESARO

PROGETTO DEFINITIVO

NUOVO SVINCOLO DI PESARO SUD

OPERE COMPLEMENTARI
SEGNALETICA

PORTALE PMV IN ITINERE A BANDIERA

RELAZIONE DI CALCOLO

**IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE
SPECIALISTICA**

Ing. Lucio Ferretti Torricelli
O.l. Brescia N. 2188

RESPONSABILE UFFICIO STR

**IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE**

Ing. Michele Angelo Parrella
Ord. Ingg. Avellino N.933

CAPO COMMESSA/PROJECT ENGINEER

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Maurizio Torresi
Ord. Ingg. Milano N. 16492

RESPONSABILE DIREZIONE OPERATIVA
TECNICA E PROGETTAZIONE

WBS	RIFERIMENTO ELABORATO							DATA: MARZO 2015	REVISIONE	
	DIRETTORIO			FILE					n.	data
-	codice commessa	N.Prog.	unita'	ufficio	n. progressivo	Rev.				
-	11143101		---	STR0707	---		SCALA: -			

 Ingegneria europea	PIANIFICAZIONE COMMESSE Ing. Massimiliano Giacobbi Ord. Ingg. Milano N. 20746	ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI :	-
		ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI :	Ing. Lucio Ferretti Torricelli - O.l. Brescia n° 2188
CONSULENZA A CURA DI :	-	IL RESPONSABILE UNITA' :	Ing. Lucio Ferretti Torricelli Ord. Ingg. Brescia N. 2188

	VISTO DEL COMMITTENTE  Geom. Mauro MORETTI	VISTO DEL CONCEDENTE  Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti <small>DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI</small>
--	--	--

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 membrature	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 (membrature)	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 (lamiere 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

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.

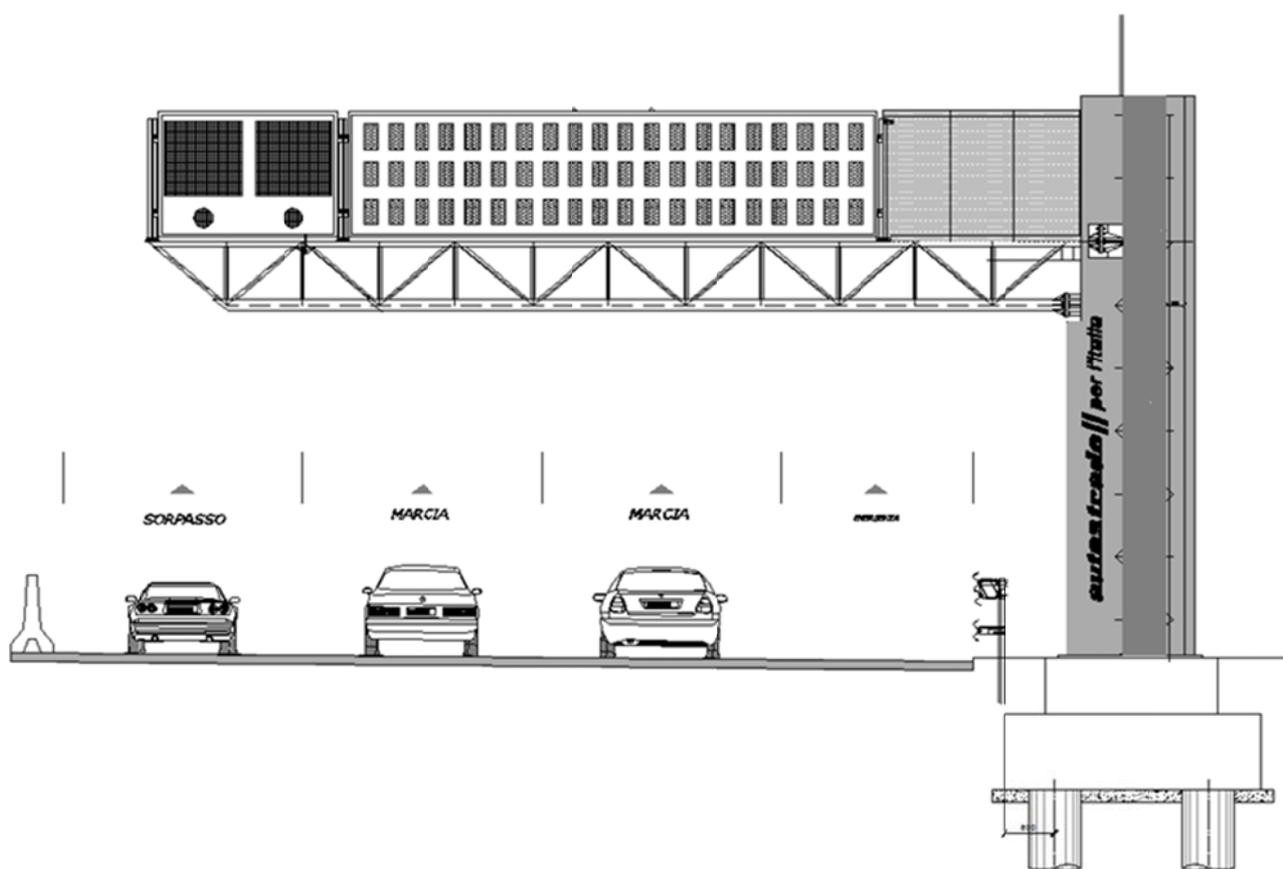


Fig. 1 – Prospetto frontale

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.

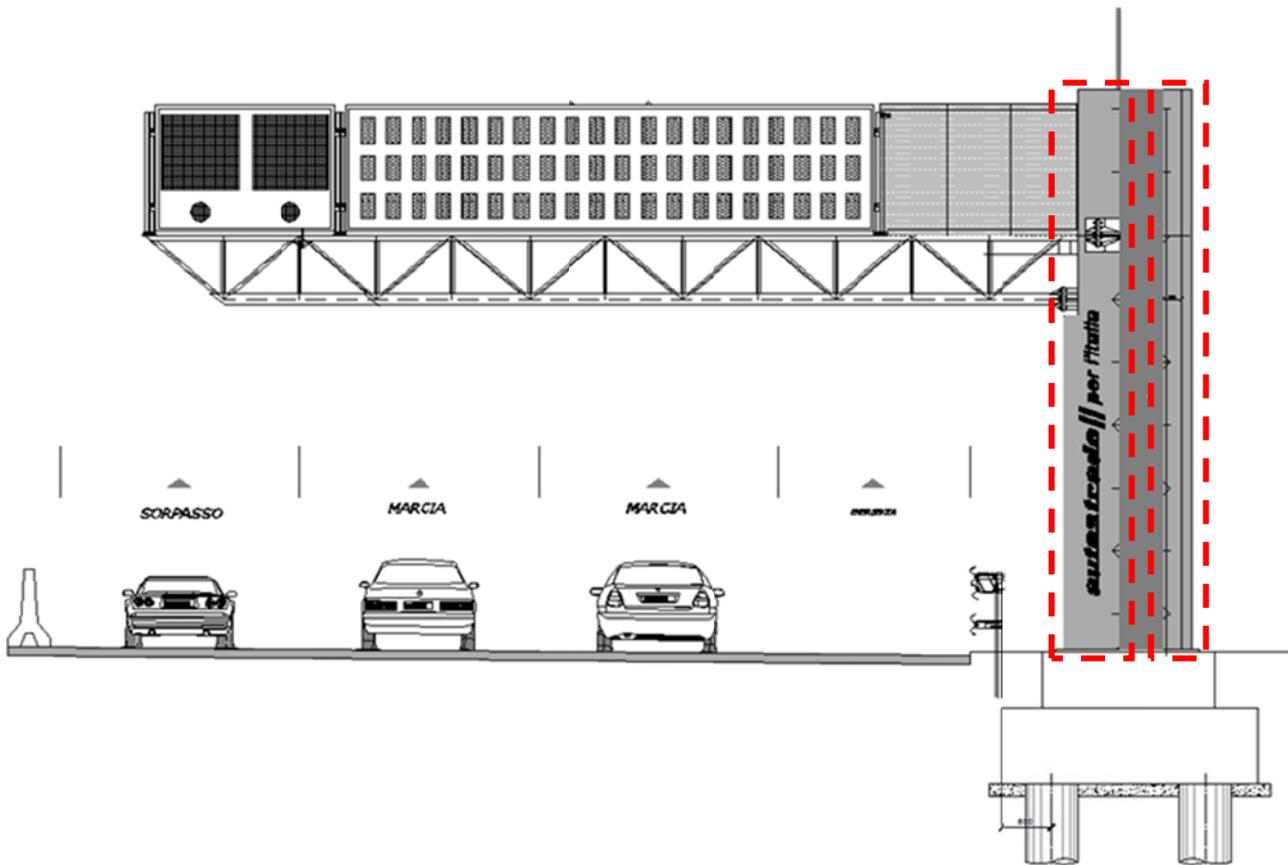


Fig. 2 – Prospetto frontale

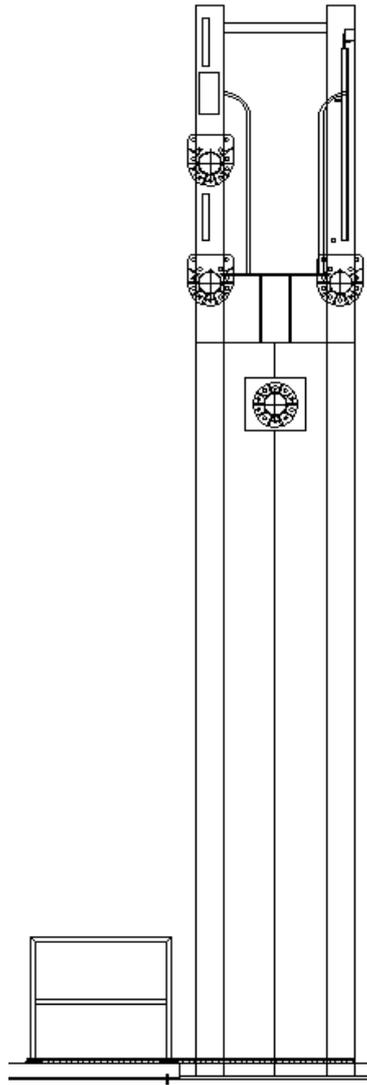


Fig. 3 - Prospetto laterale

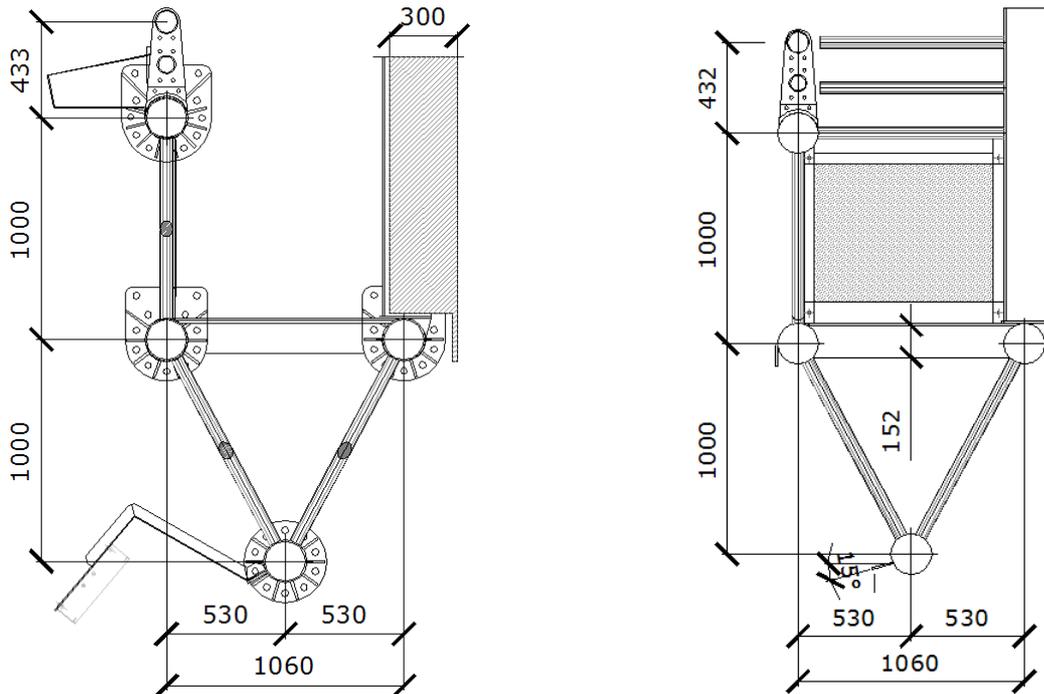


Fig. 4 - Prospetto frontale della traversa

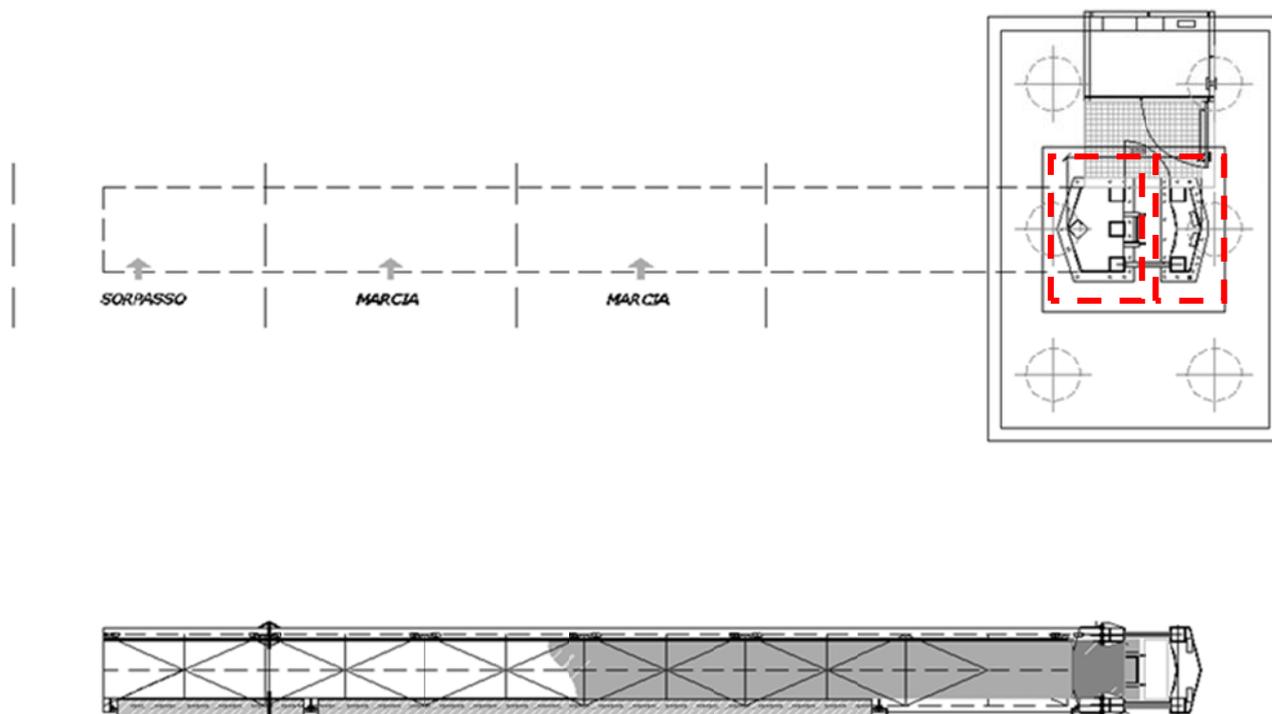


Fig. 5 – Vista in pianta e pianta del sistema di fondazione.

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.

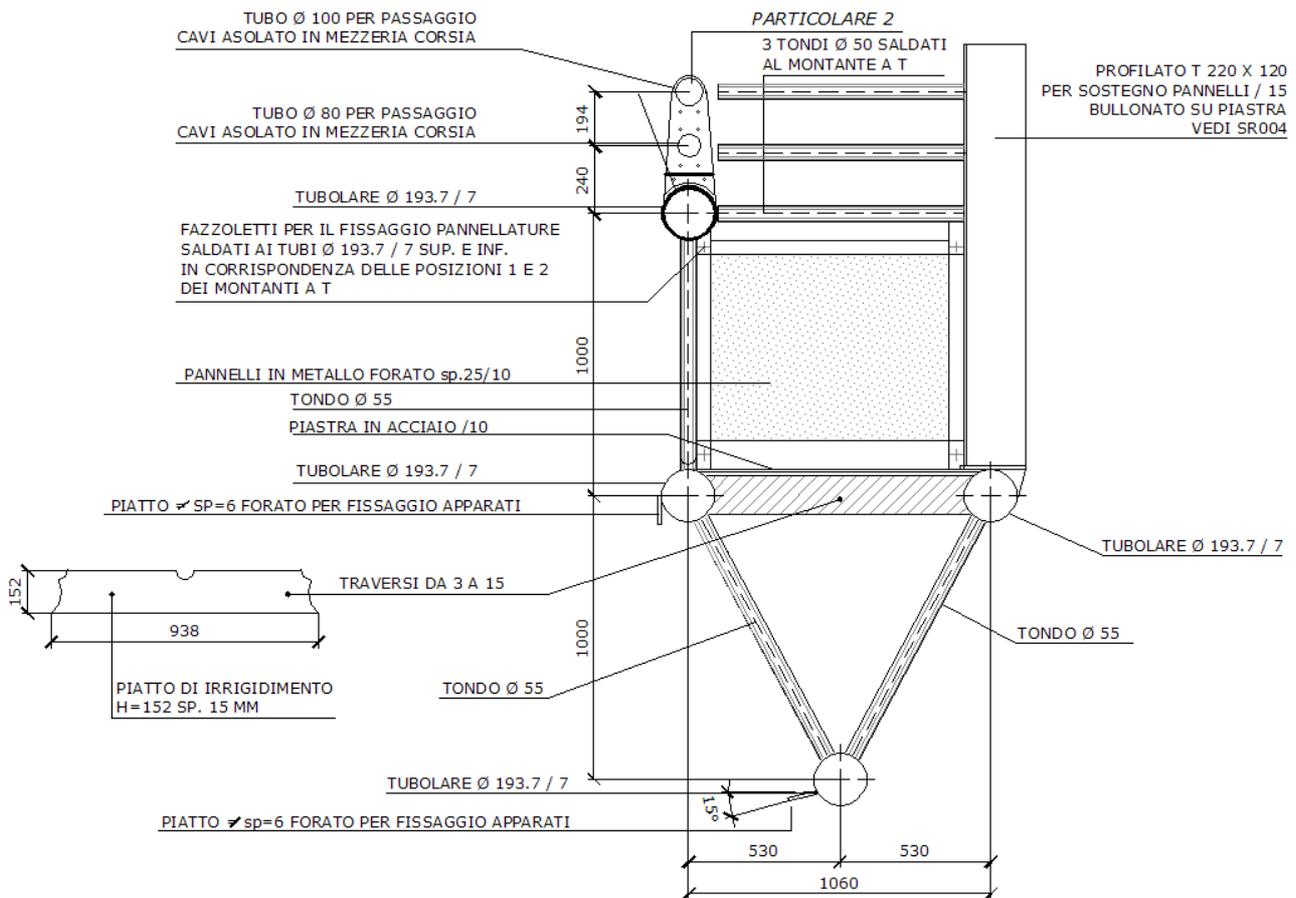


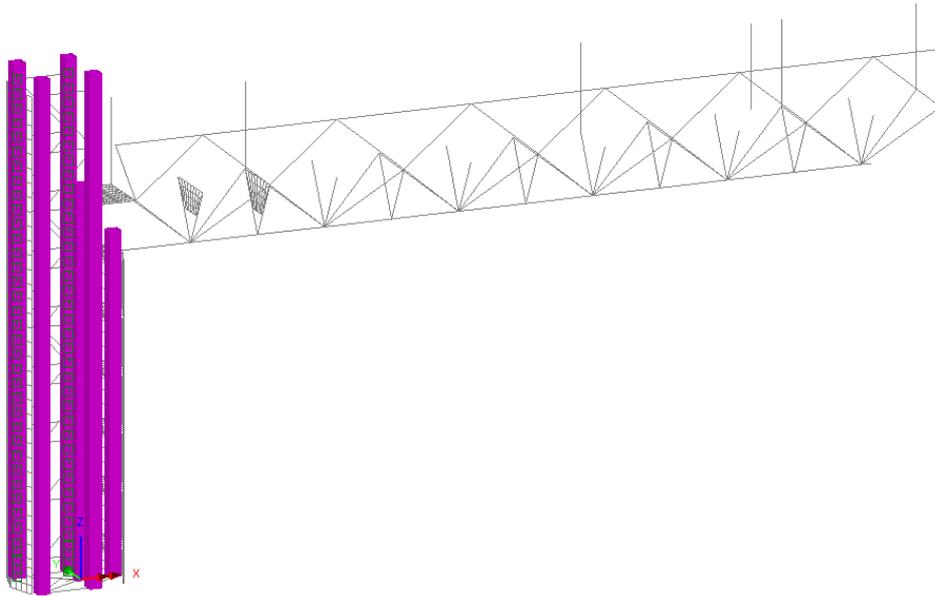
Fig. 7 – Dettaglio della traversa – Prospetto laterale

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:

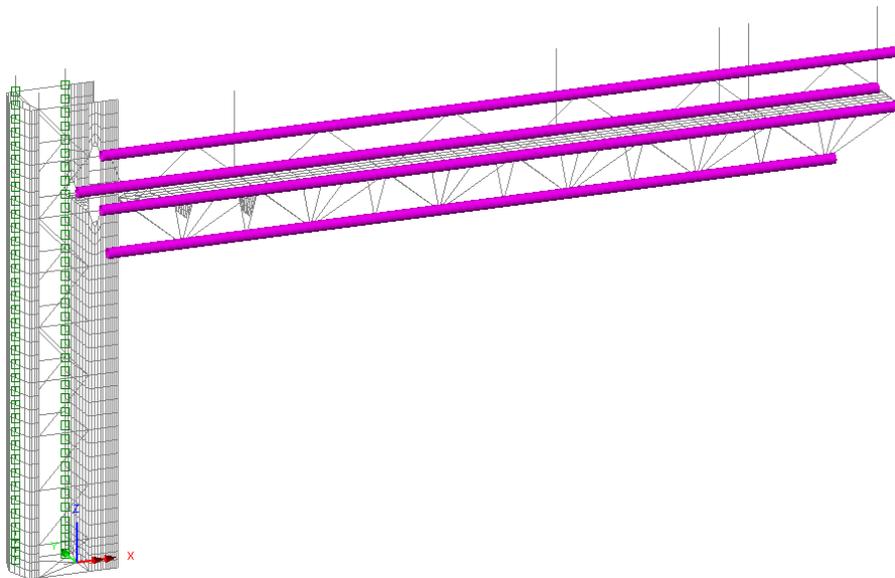
- Colonne montanti: profili quadri 220×220×10 mm
- Aste di parete montante: tondi Ø 80 mm
- Lamiera guscio: spessore 10 mm
- Correnti traversa: tubolare Ø 193.7 sp. 7 mm (incluso mancorrente)
- Aste di parete traversa: tondi Ø 55 mm
- Lamiera di parete traversa: spessore 10 mm

Tubi scatolari 220x220x10 mm

impiegati per i montanti del ritto.

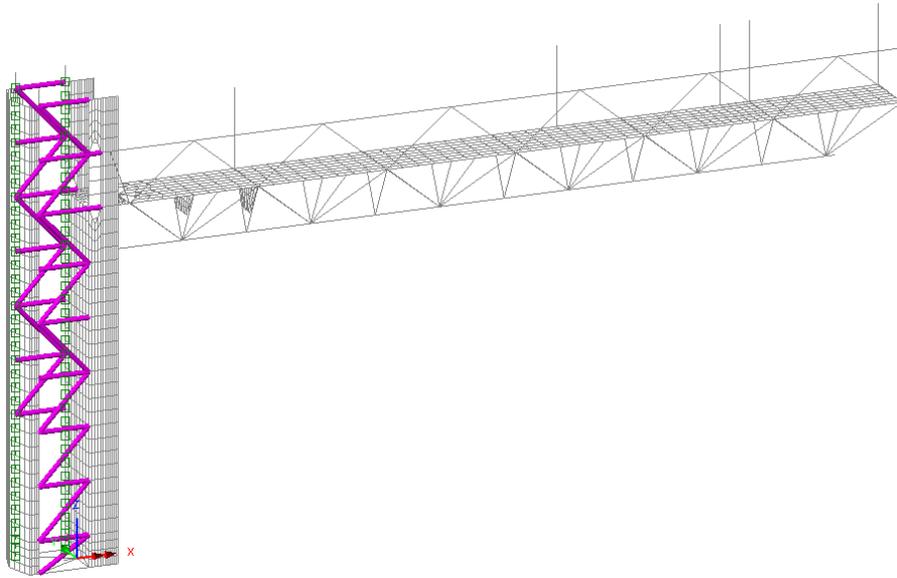
**tubolare \varnothing 193.7 sp.7 mm**

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



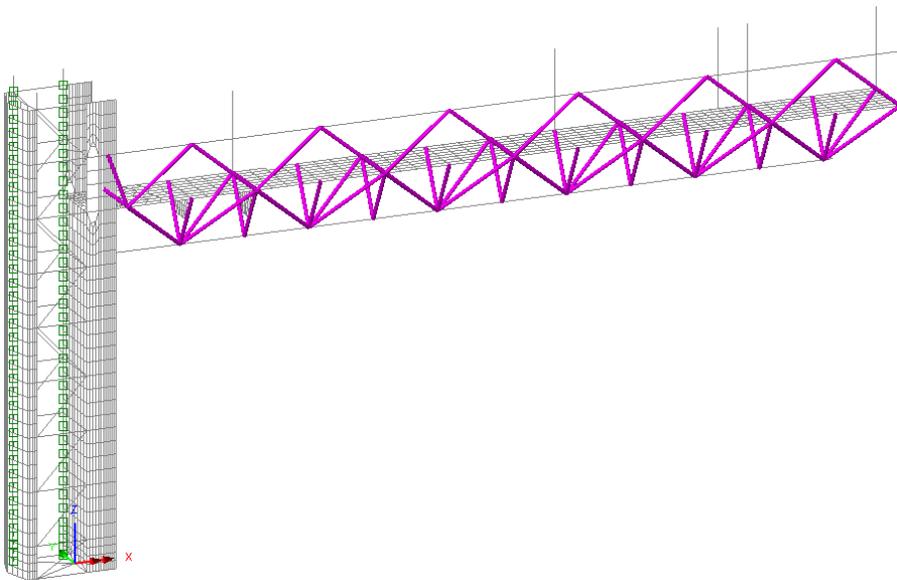
tubi \varnothing 80 mm

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



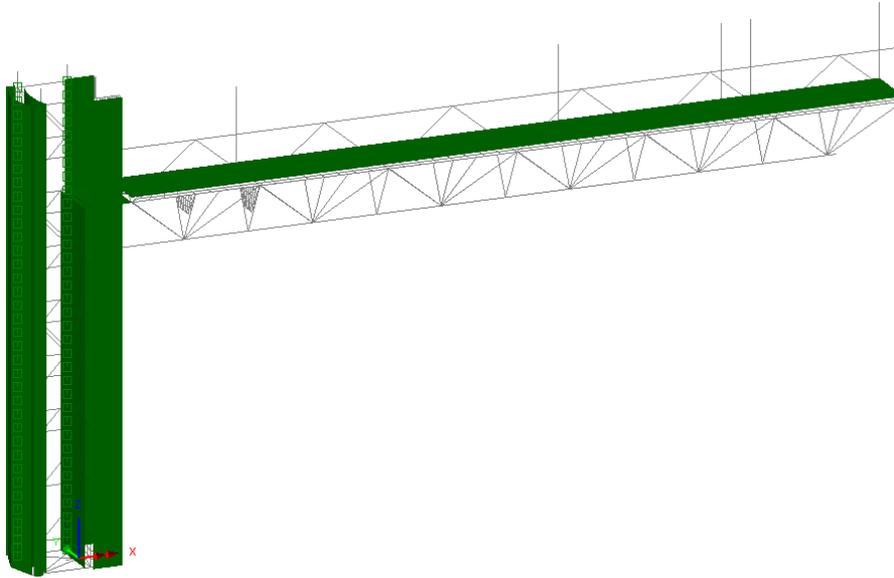
tubolare \varnothing 55 mm

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

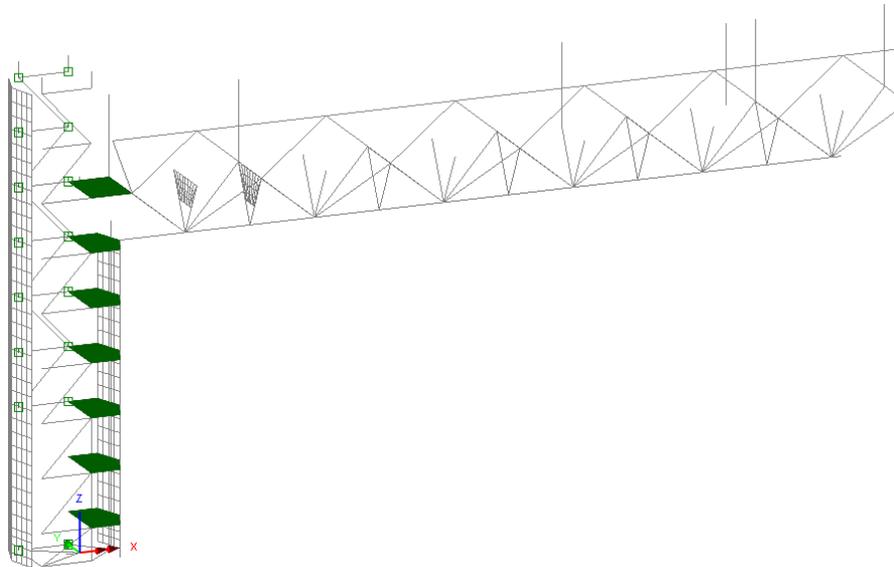


Lamiere di sp.10mm

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

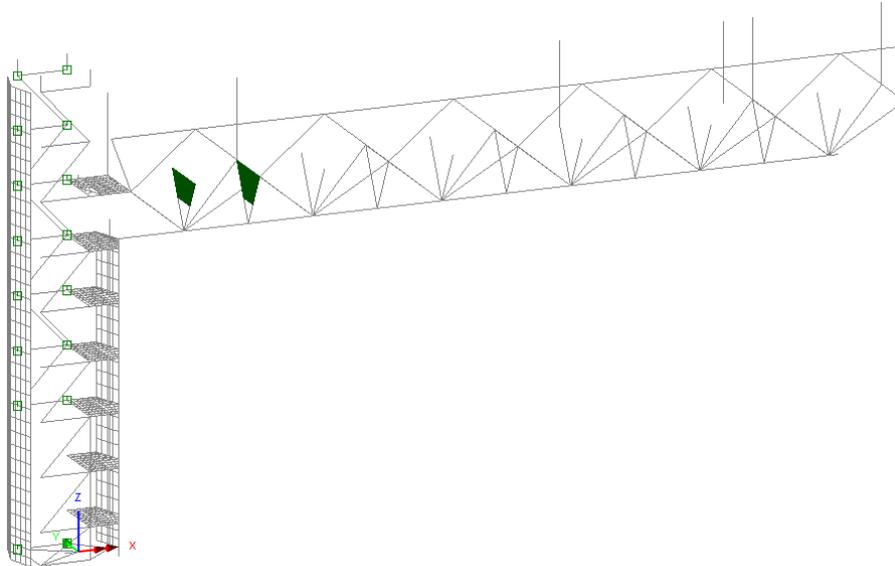
**Lamiere di sp.10mm**

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



Lamiere di sp.15mm

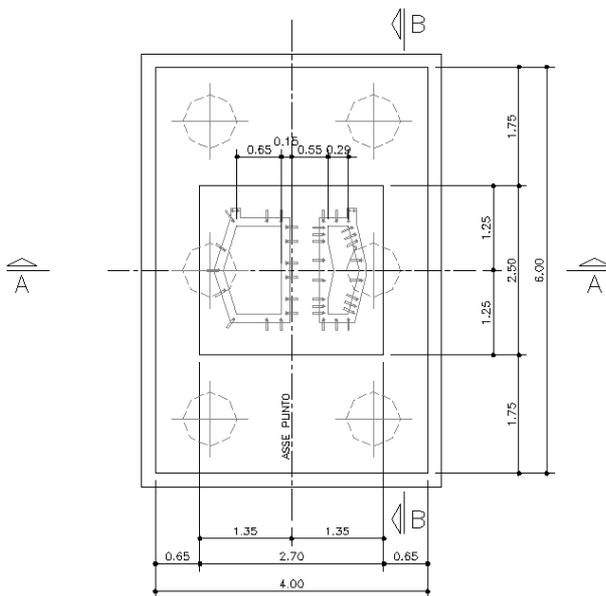
impiegate per l'irrigidimento della lamiera della passerella nella zona prossima al collegamento travata ritto.



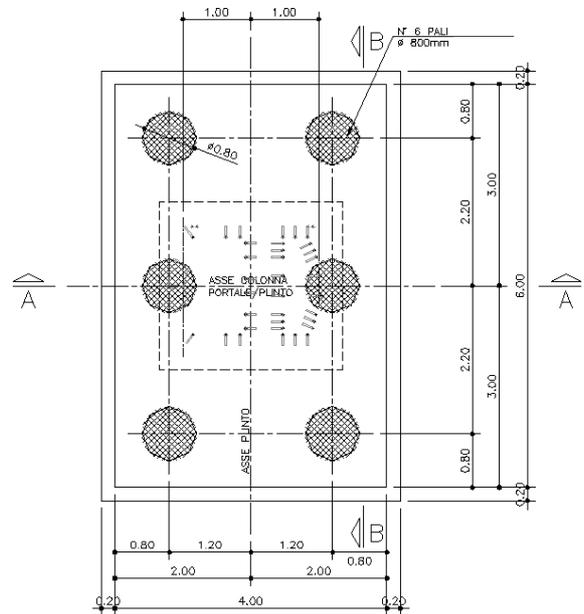
Il montante è alloggiato su di una struttura in c.a. composta da un torrino 2.70x2.40x0.90 m su cui è alloggiato il montante, e da un dado 4.0x6.0x1.2, che collega la palificata.

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

PIANTA PLINTO scala (1:50)



PIANTA TRACCIAMENTO PALI scala (1:50)



1.3 Fasi realizzative (montaggio e regolazione)

Il plinto viene realizzato alla progressiva stabilita 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 appositi 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. Berthelley
- **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 ($R_{ck} \geq 15$ MPa)
- pali C25/30 ($R_{ck} \geq 30$ MPa)
- fondazioni C28/35 ($R_{ck} \geq 35$ MPa)

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

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

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

NOTA. Le armature da porre in opera non dovranno presentare tracce di ossidazione, corrosione e di qualsiasi altra sostanza che possa 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 $t \leq 40$ mm

- tensione di rottura a trazione $f_{tk} \geq 510$ MPa
- tensione di snervamento $f_{yk} \geq 355$ MPa

Coefficiente di espansione termica lineare $\alpha = 1.2 \times 10^{-5}$ 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 $f_t \geq 100$ MPa
- tensione di snervamento $f_y \geq 900$ 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 $f_t \geq 1000$ MPa
- tensione di snervamento $f_y \geq 900$ 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 Province 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/m²).

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., u 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.

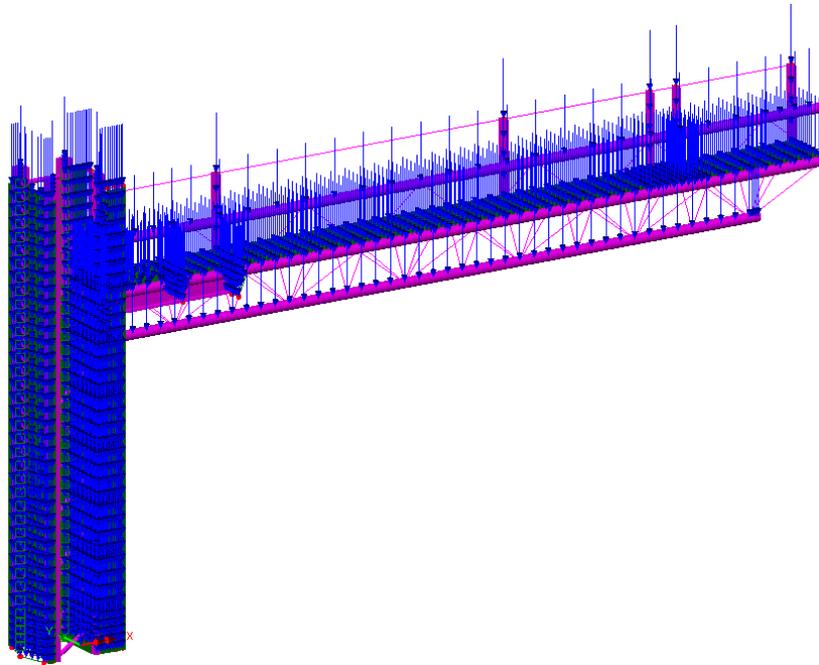
Essi sono valutati moltiplicando il volume calcolato geometricamente per i pesi specifici dei materiali.

Pesi specifici dei materiali

Peso specifico acciaio 78.5 kN/m³

Peso specifico calcestruzzo 25.0 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 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.

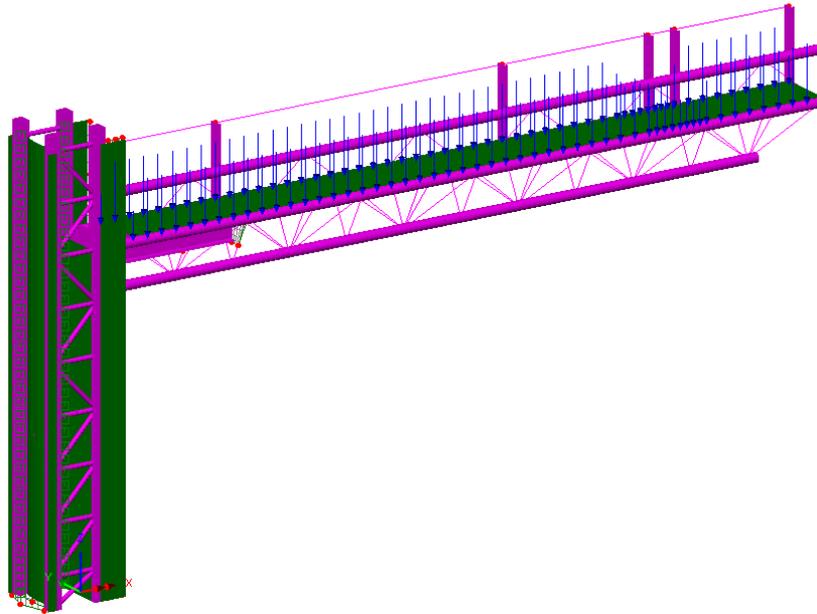


Fig. 8 – Disposizione dei carichi permanenti portati

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)	α	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 ²)
1	25	1000	0.01	1680	31.8	1.21	38.39	II	1	0.19	0.05	4	7.5	5.01	4.38	36.6	1.25	1729	1.73
2	25	750	0.015	1200	31.75	1.21	38.37	II	1	0.19	0.05	4	7.5	5.01	4.38	36.4	1.25	1723	1.72
3	27	500	0.02	740	31.8	1.21	38.39	II	1	0.19	0.05	4	7.5	5.01	4.38	36.6	1.25	1729	1.73
7	28	1000	0.015	1250	31.75	1.21	38.38	II	1	0.19	0.05	4	7.5	5.01	4.38	36.5	1.25	1723	1.72

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	II	I-II-III-IV-V (categorie secondo NAD EN 1991-1-4)
Zona	1	1-2-3-4-5-6-7-8-9
a_s	1680	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}	1.00	4.2.(2) P - nota 2
c_{season}	1.00	4.2.(2) P - nota 3
$c_r(z)$	0.95	Coeff. Rugosità terreno (EN 1991-1-4 §4.3.2)
k_1	1.00	fattore di turbolenza (valore raccomandato da N.A.D.)
c_o	1.00	coeff. orografia EN 1991-1-4 §4.3.1 e Annex A3
k_1	0.138	
n	1	
α_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
σ_v	6.80	scarto comp. turbolenta vel. vento EN 1991-1-4 §4.4 (4.6)
ρ	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	14.4	Larghezza complessiva pannello
h	2.4	Altezza complessiva pannello
z_e	7.50	(m) Quota baricentro pannello
A _{ref}	34.56	Area di riferimento
C_f	1	coefficiente di forza (EN 1991-1-4 - 7.4.3(1) - (7.7))
η_{1x}	1.428	Frequenza struttura
m_e	800	kg/m massa generalizzata (app. F4)
δ_s	0.03	decr. Logaritmico dello smorzamento strutturale (app. F5)
δ _a	0.02	decr. Logaritmico dello smorzamento aerodin. (app. F5)
δ_d	0	decr. Log. Dovuto a dispositivi aggiuntivi (app. F5)
δ	0.05	Lunghezza di scala di rif. (EN 1991-1-4 annex B.1)
L _t	300	Altezza di riferimento
Z _t	200	EN 1991-1-4 Annex B (1)
α	0.52	
L(z _s)	54.36	
B ²	0.70	Frequenza adimensionale EN 1991-1-4 B.2 (B2)
f _L (z,n)	2.28	
SL(zn)	7.63E-02	
η _h	0.46	
η _b	2.78	
R _h	0.75	
R _b	0.30	
R ²	1.72	
v	1.20	EN 1991-1-4 (B.5)
T	600	(s) intervallo misurazione v _m
k _p	3.00	
c _s	0.84	
c _d	1.32	
C_sC_d	1.19	

 parametri per calcolo dettagliato di c_sc_d; altrimenti inserire valore tabellare manuale

q_w	1738
----------------------	-------------

Il coefficiente c_sc_d, è stato valutato sulla base della prima frequenza significativa in direzione del vento, pari a: f_p = 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.

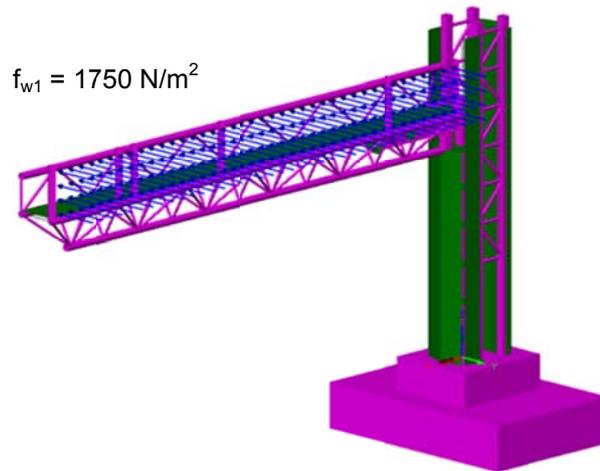


Fig. 9 – 100% dell'azione del vento sulla trave.

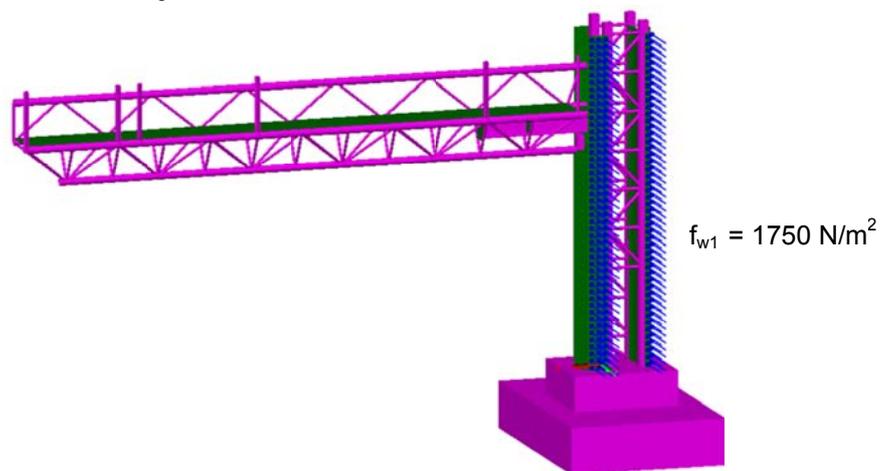


Fig. 10 – 100% dell'azione del vento sul guscio del ritto.

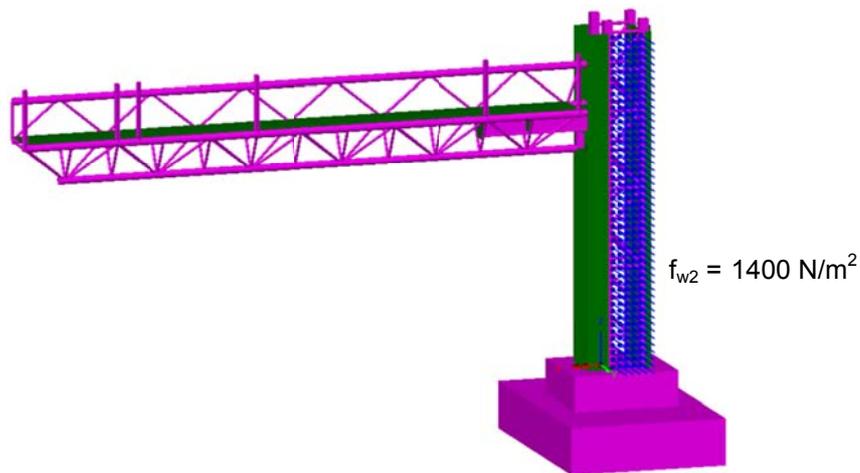


Fig. 11 – 80% dell'azione del vento sulla parte tralicciata del ritto.

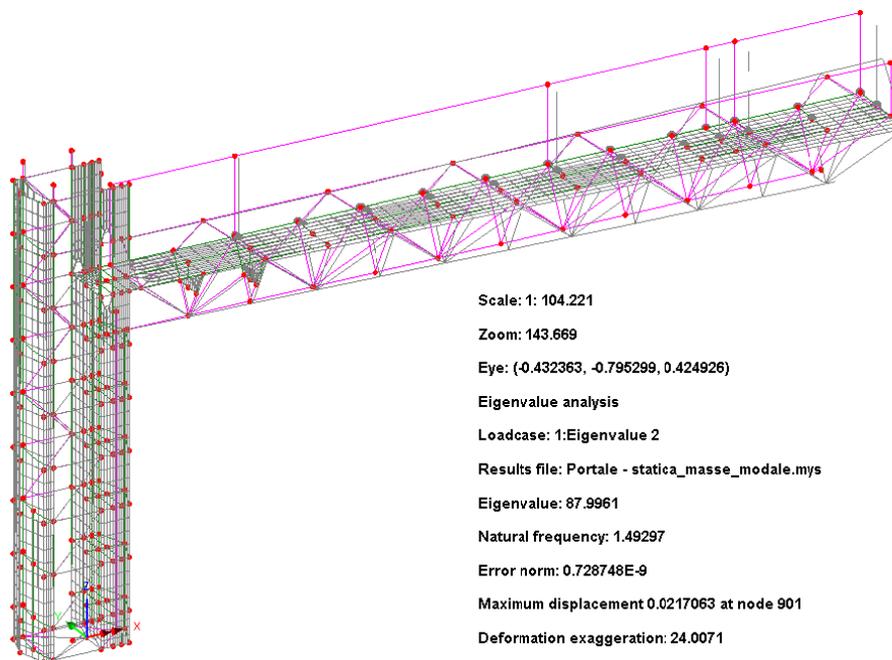


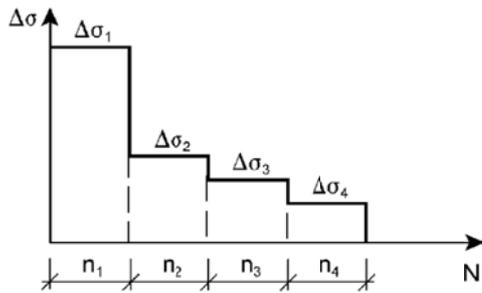
Fig. 12 – Analisi modale della struttura.

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.

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

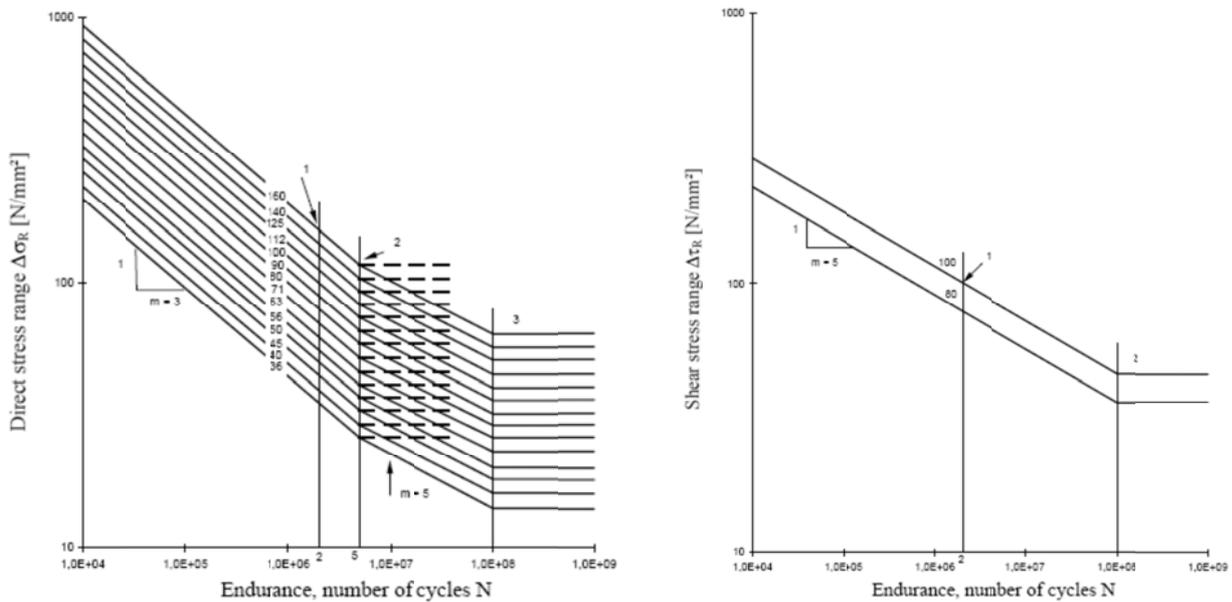
ampiezza dell'escursione delle tensioni, valutata per una determinata azione esterna agente ed associata ad un numero di cicli di ripetizione



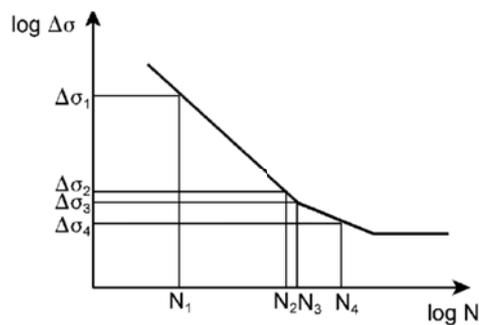
Spettro dell'intervallo di variazione delle tensioni

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

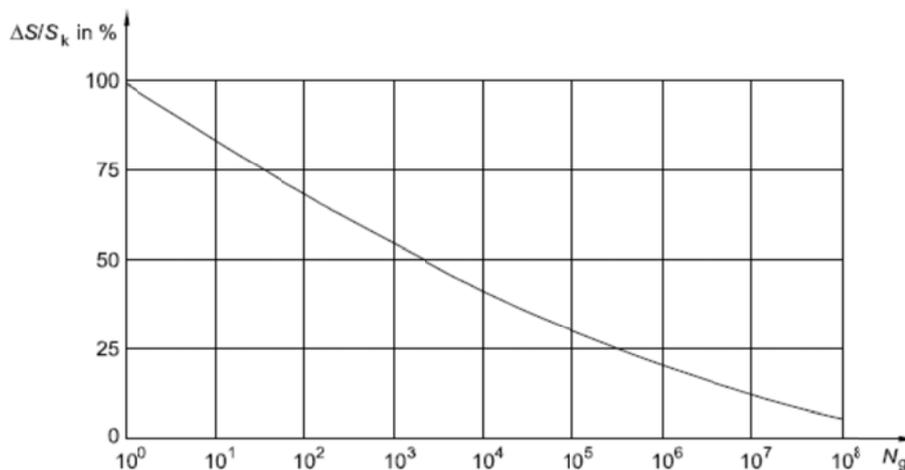
$\gamma_{Mf} = 1.15$ bassa conseguenza a seguito della rottura del dettaglio

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

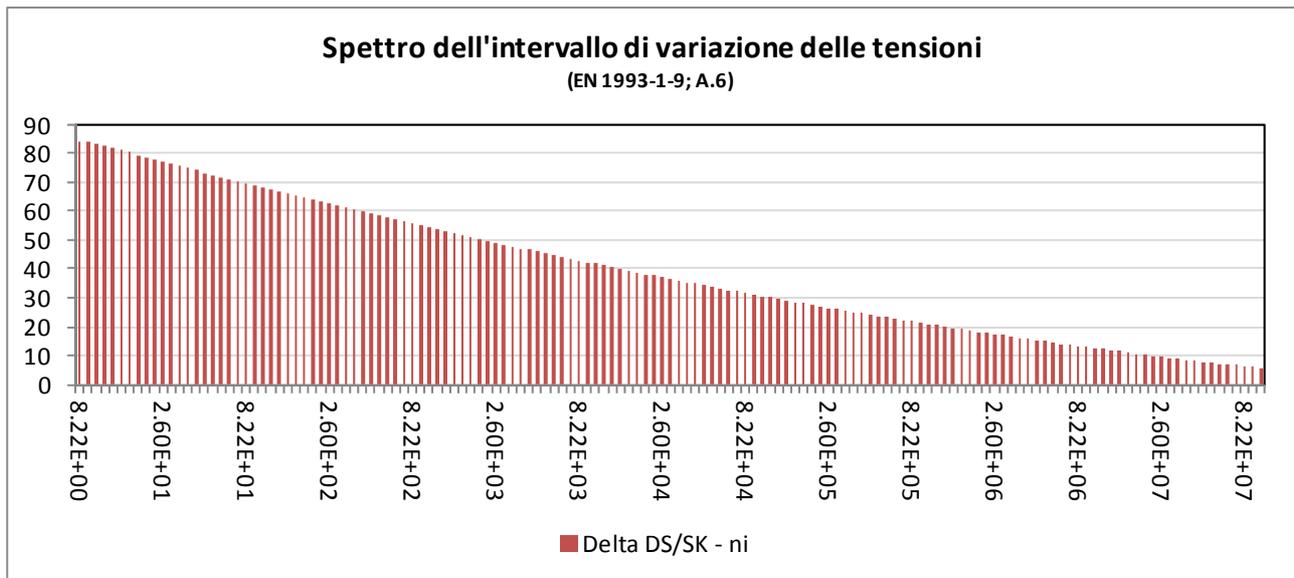
$$\sum \frac{n_i \times \gamma_{Mf} \times \gamma_{Ff}}{N_i} \leq D_d = 1.0 \quad (\text{Verifica del danno cumulato})$$

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 ΔS 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 N/m²) e si annulla in corrispondenza alla quota H = 9.26 m dal piano viabile, coincidente alla distanza h = 5.06 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:

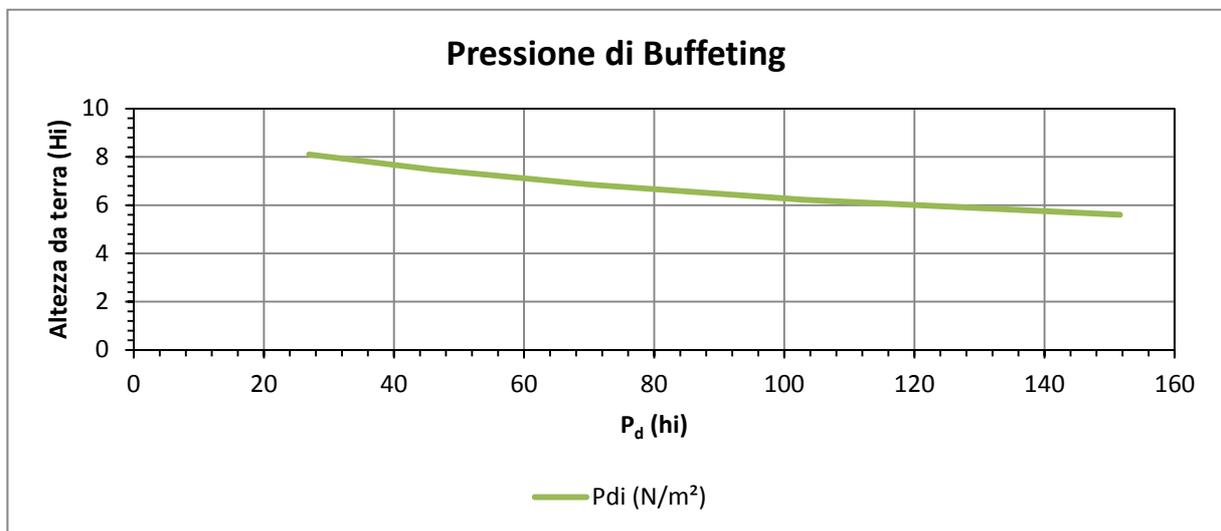


Figura 2: Variazione della pressione di buffeting con la quota

Pressione verticale di buffeting sulla mensola:

Hi (m)	hi (m)	Pdi (N/m ²)
6.6	2.4	82

Pressione di buffeting sulla segnaletica:

	Hi (m)	hi (m)	Pdi (N/m ²)	Bi (m)
H _{MIN}	5.60	1.40	152	7.4
h ₁	6.23	2.03	103	
h ₂	6.85	2.65	70	
h ₃	7.48	3.28	46	
H _{MAX_D}	8.10	3.90	27	
H _{MAX_BUFF}	9.26	5.06	0.00	

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 ϕ_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

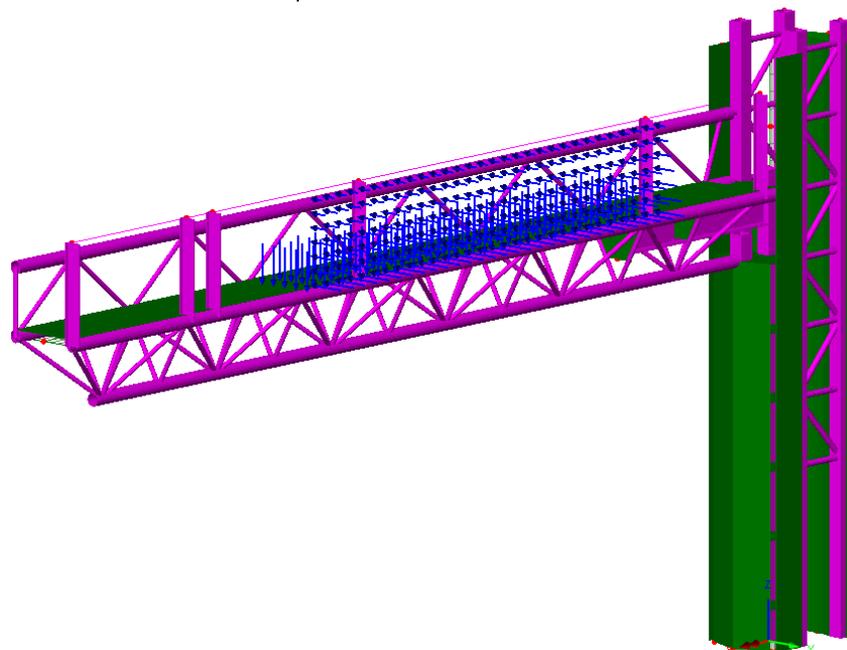


Fig. 13 – Modello di carico per l'azione di buffeting disposta in corrispondenza della 1° corsia

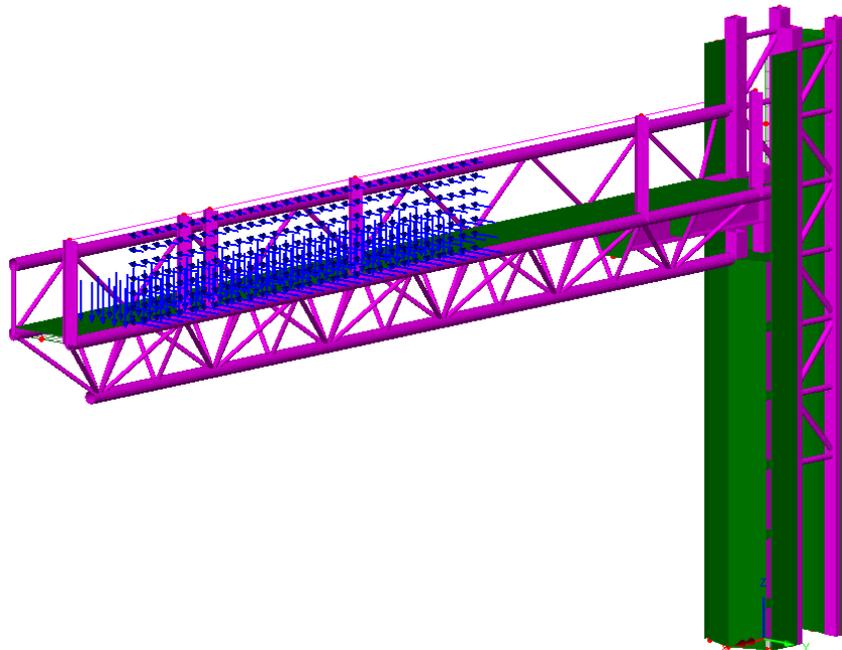


Fig. 14 – Modello di carico per l'azione di buffeting disposta in corrispondenza della 2° corsia

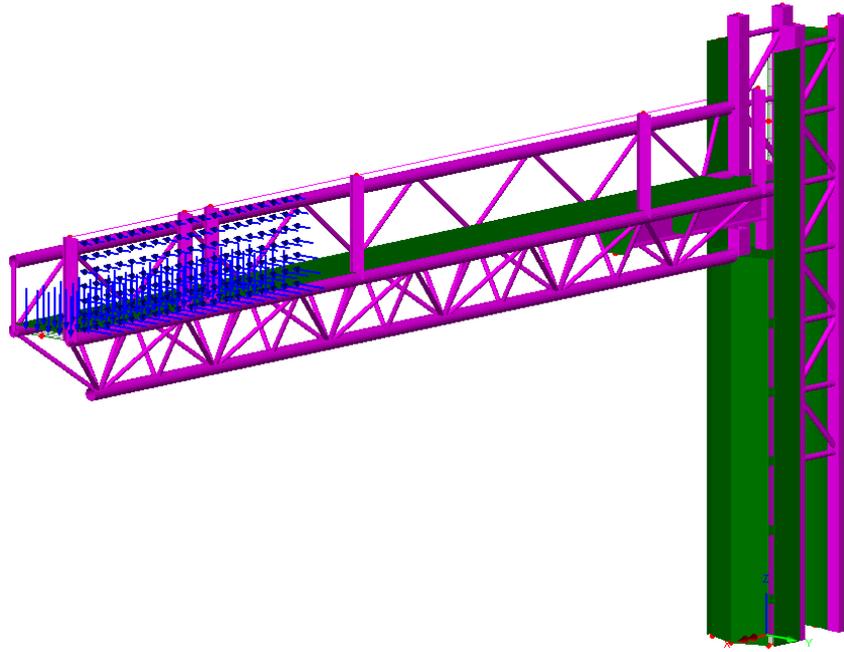


Fig. 15 – Modello di carico per l'azione di buffeting disposta in corrispondenza della 3° corsia

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 esposte 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

η parametro che modifica lo spettro elastico per coeff. di smorzamento ξ 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 γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾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	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 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 ≤ 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:

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

Per i coefficienti di combinazione si ha quanto segue:

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

La presenza del valore “0” relativa al γ_{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:

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

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

impiegando i seguenti coefficienti di combinazione:

γ_{G1}	1.00 ÷ 1.00	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso proprio/permanente
γ_{Q1}	0.00 ÷ 1.30	coefficiente moltiplicativo per i carichi da accidentali.
γ_{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 rigidità 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

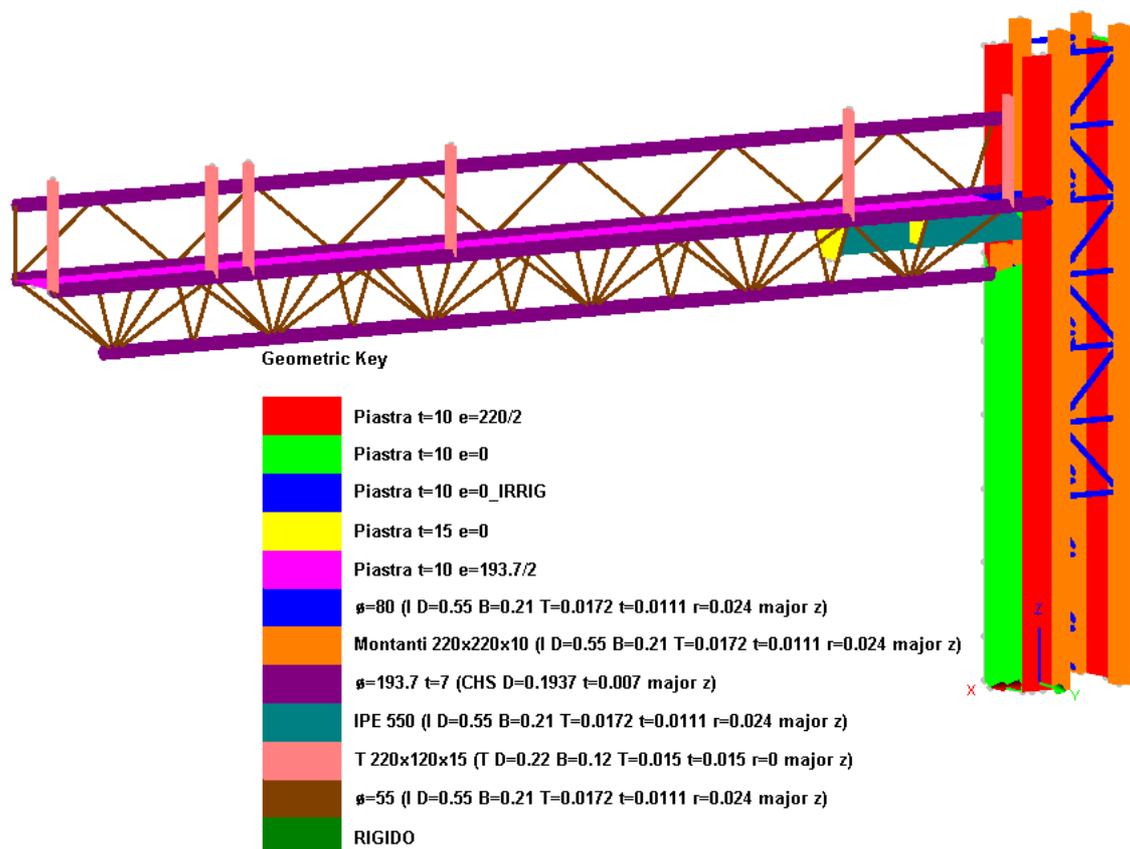


Figura 3: Modello di calcolo FEM – Assegnazione della geometria

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:

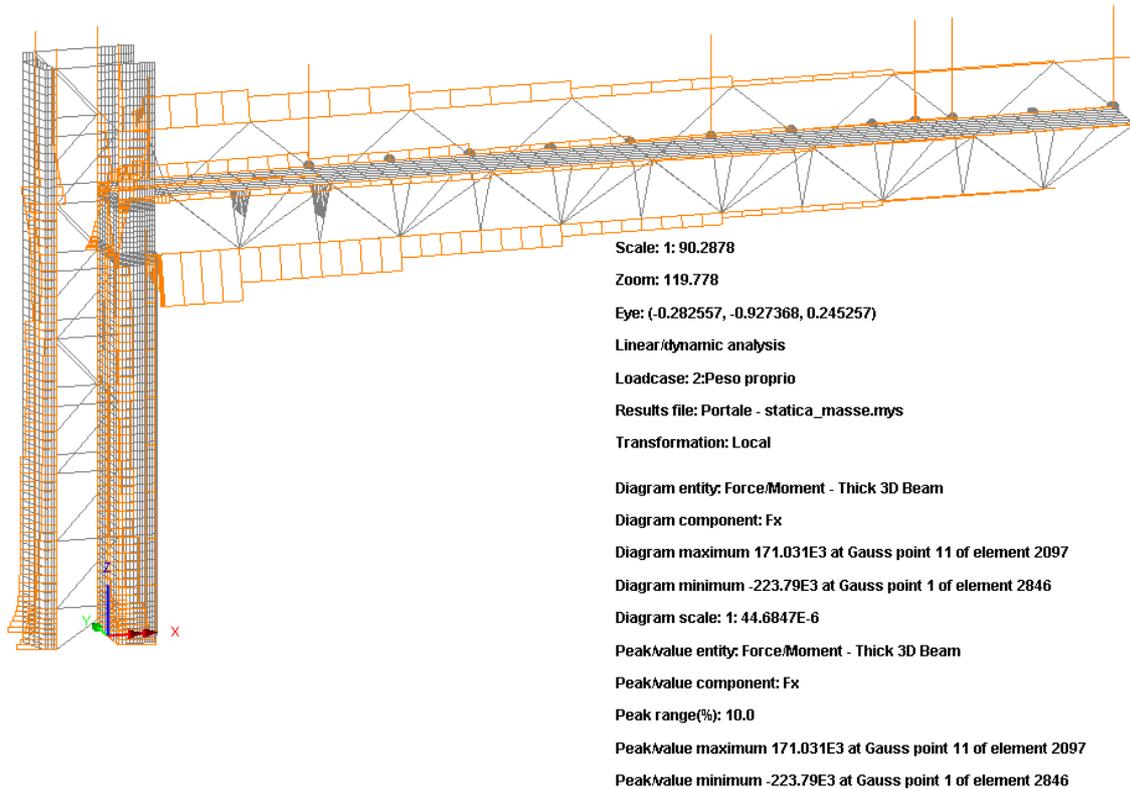


Figura 4: Fx (Local) - Pesi propri – BEAM

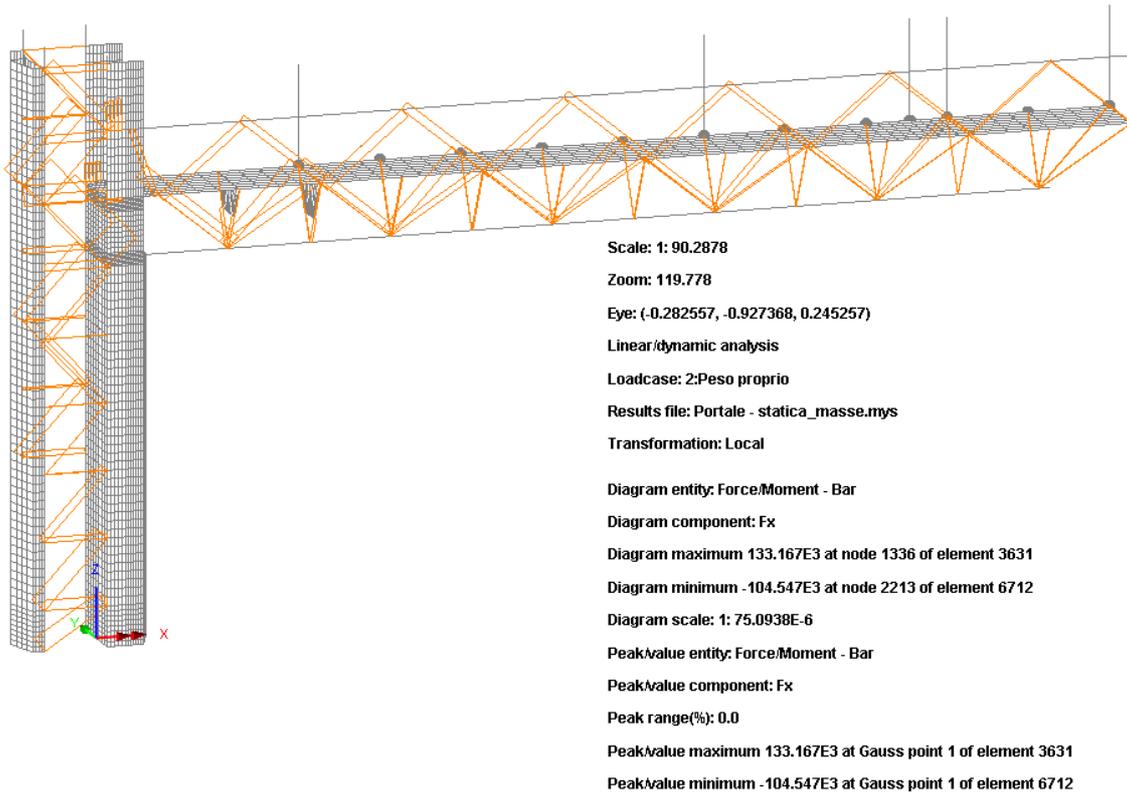


Figura 5: Fx (Local) - Pesì propri - BAR

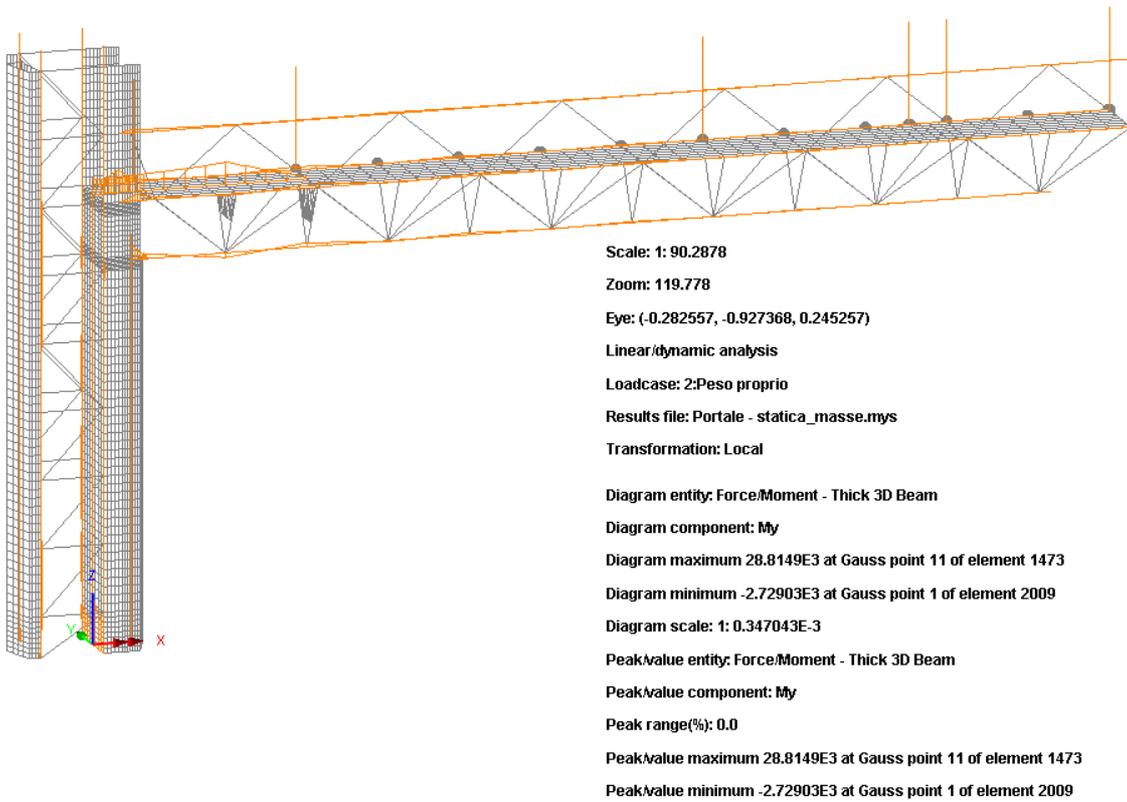


Figura 6: My (Local) - Pesì propri - BEAM

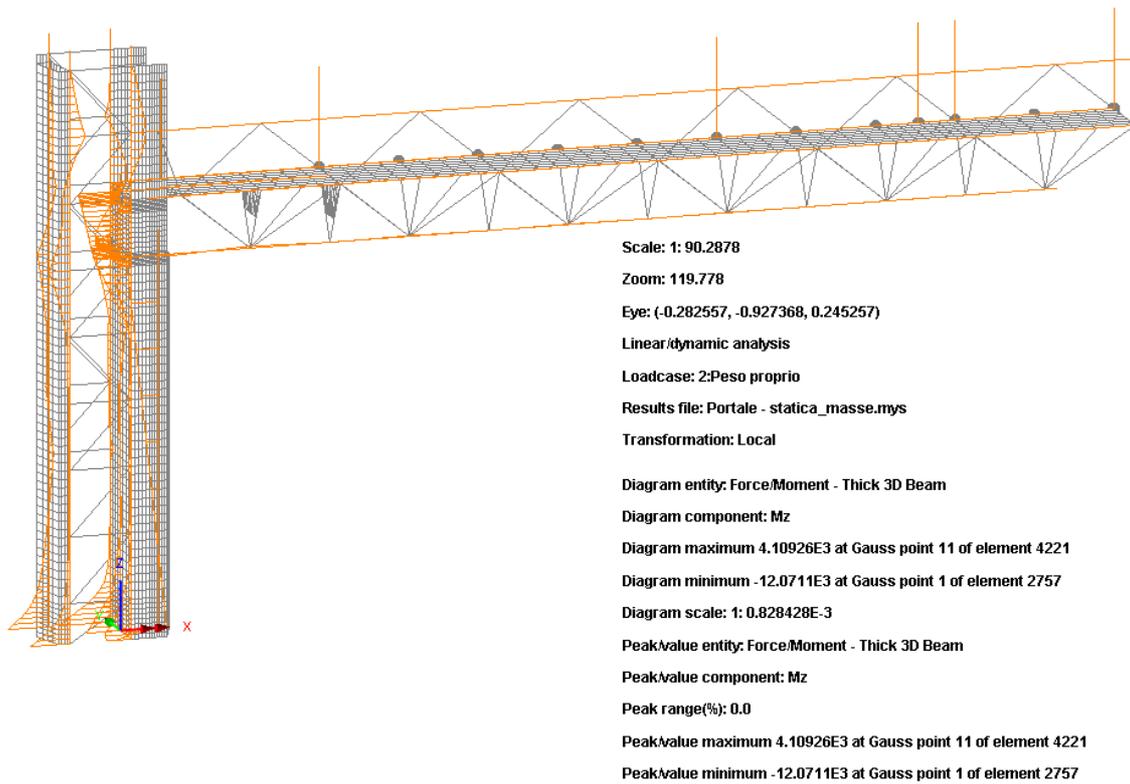


Figura 7: Mz (Local) - Pesì propri – BEAM

Peso permanenti portati:

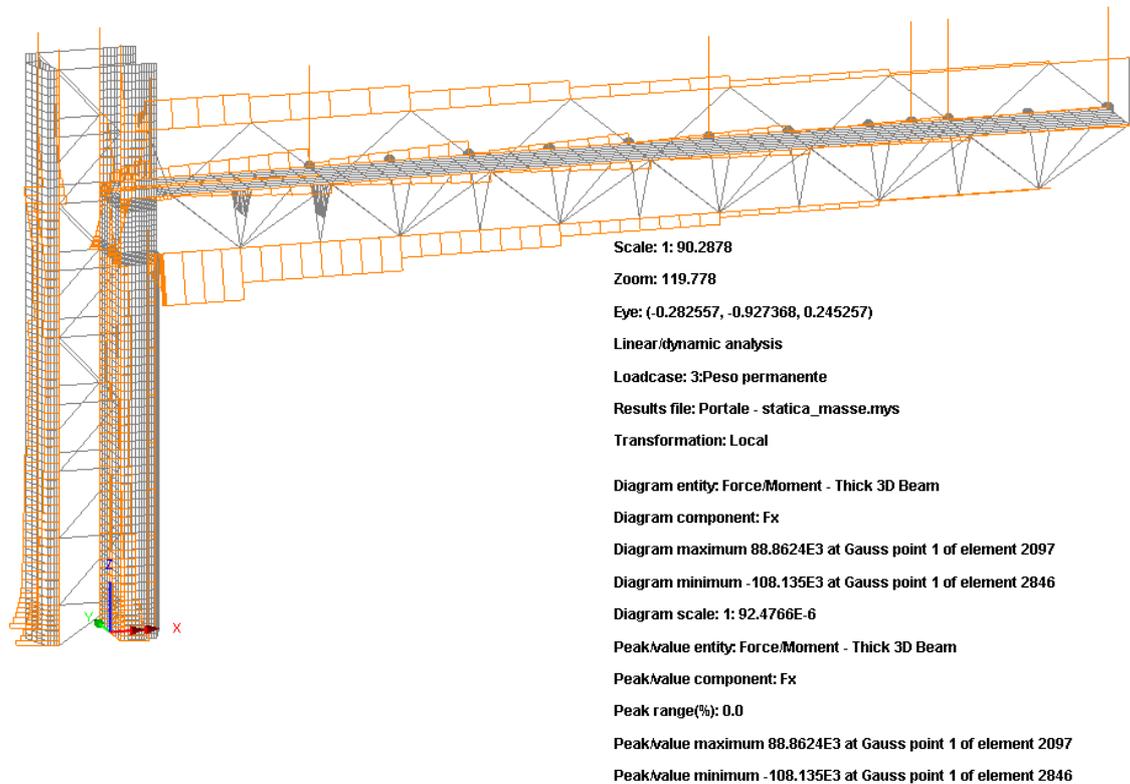


Figura 8: Fx (Local) - Permanenti portati - BEAM

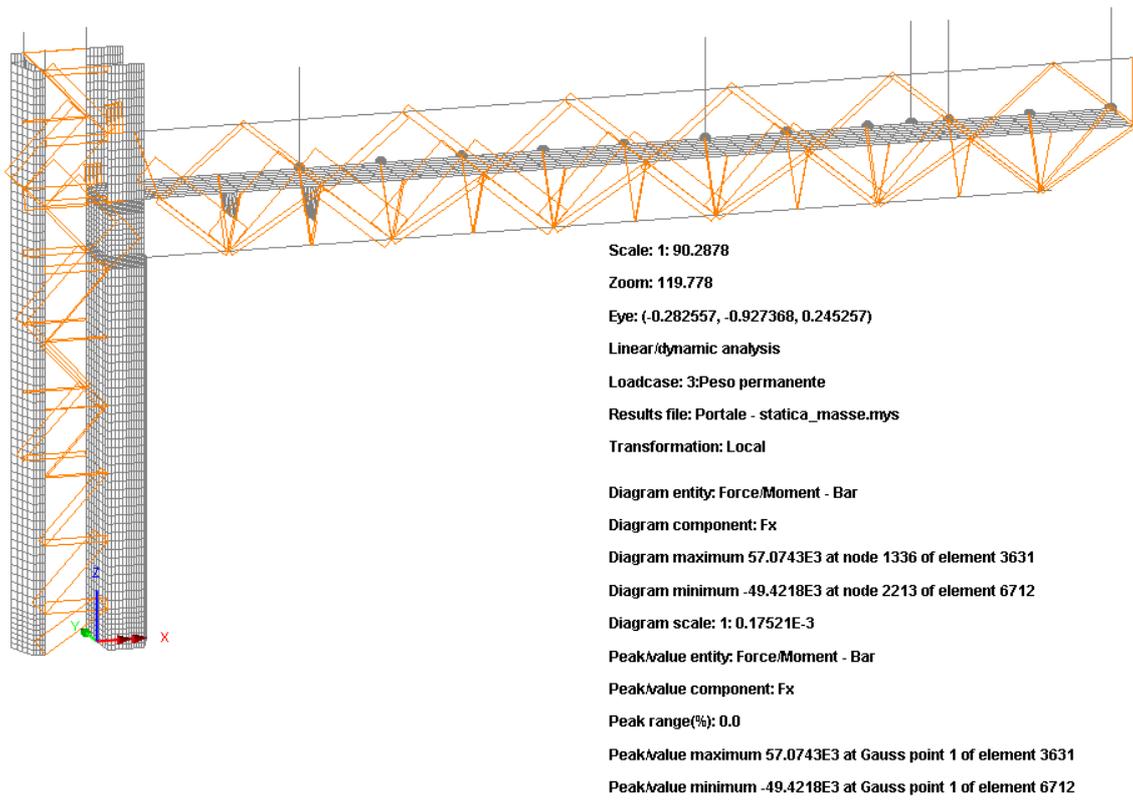


Figura 9: Fx (Local) - Permanenti portati - BAR

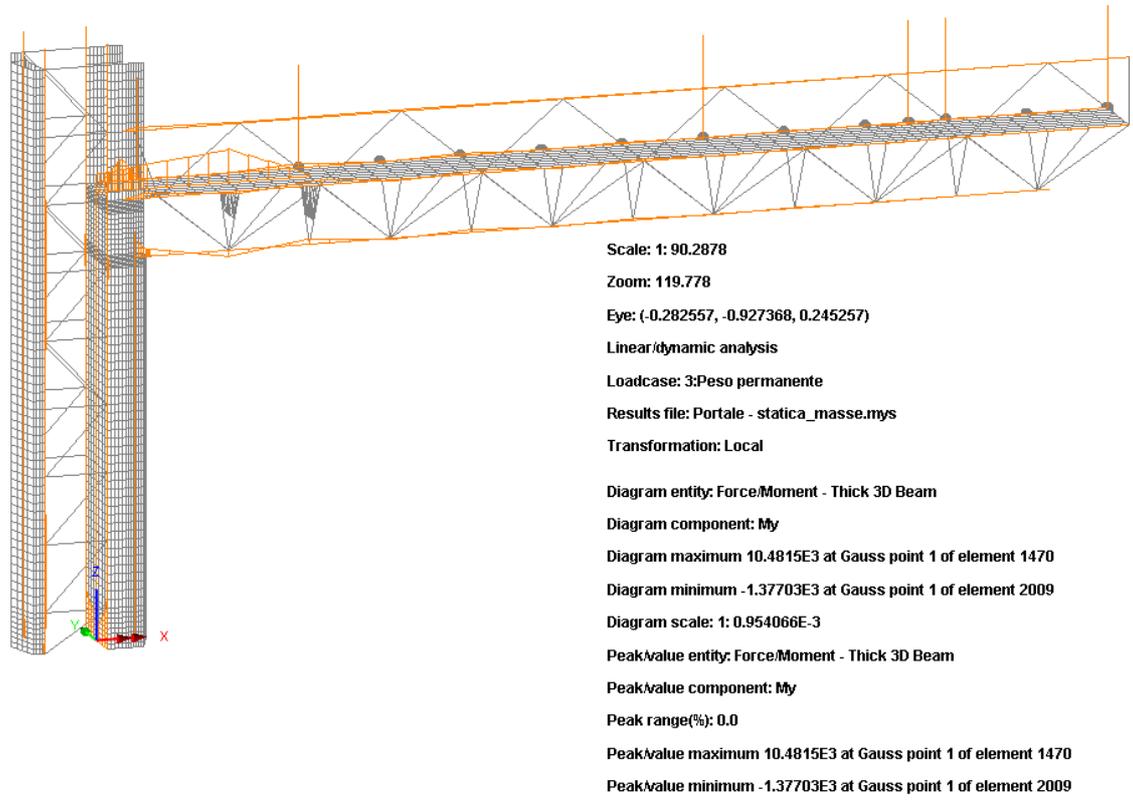


Figura 10: My (Local) - Permanenti portati - BEAM

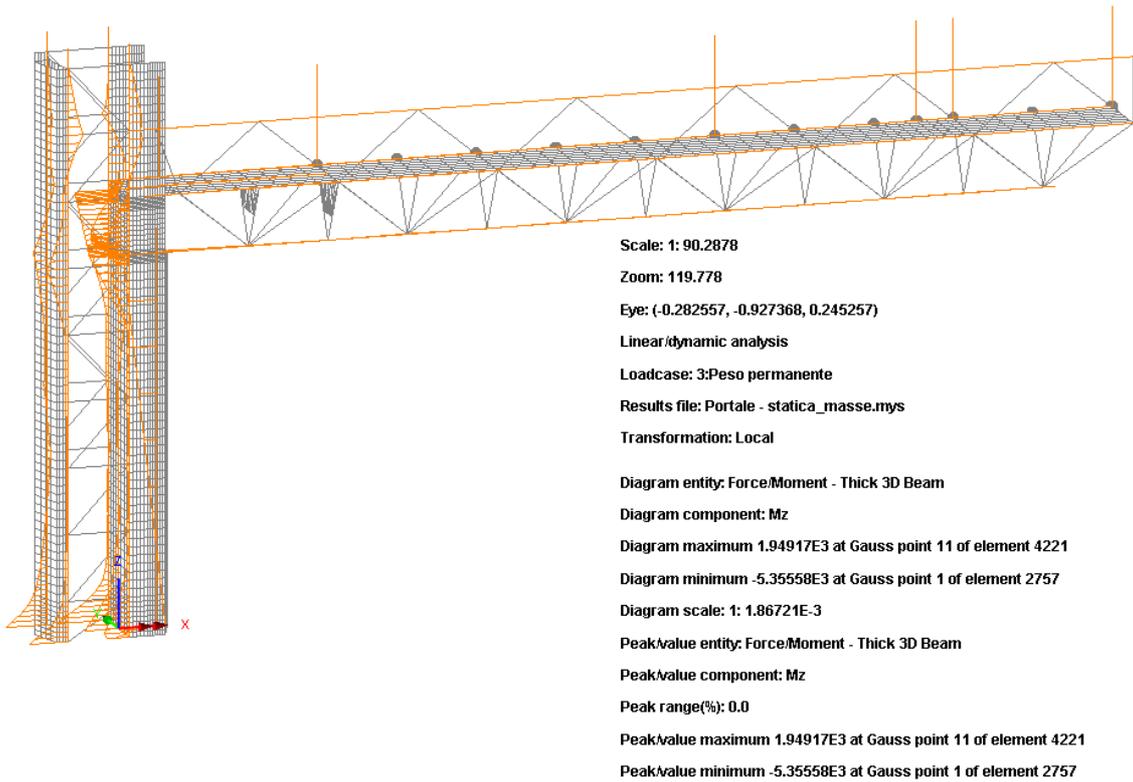


Figura 11: Mz (Local) - Permanenti portati – BEAM

Vento:

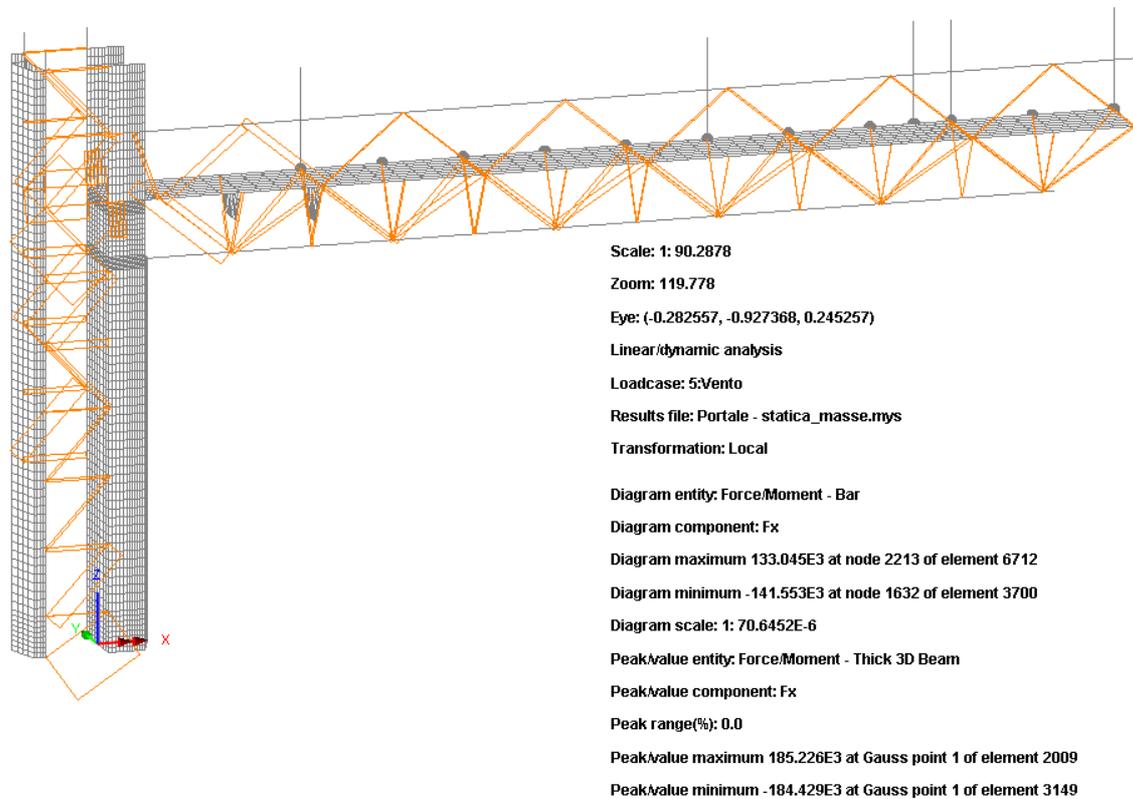


Figura 12: Fx (Local) – Vento – BAR

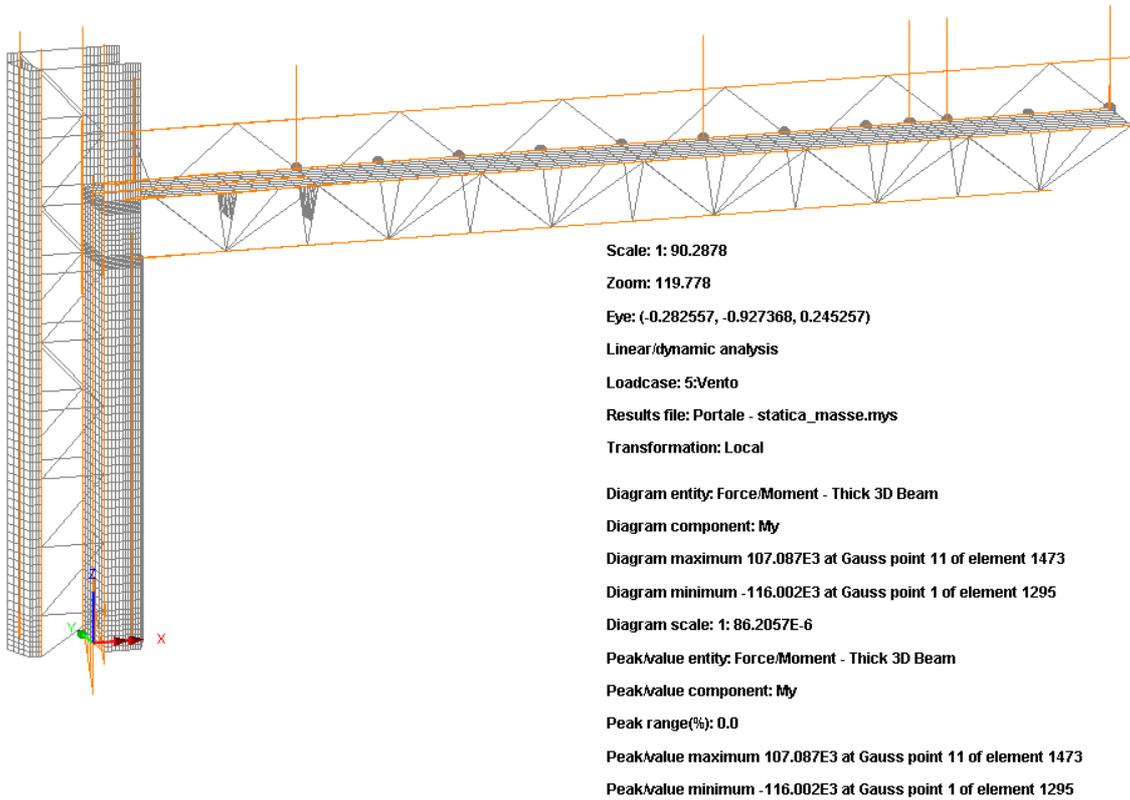


Figura 13: My (Local) – Vento – BEAM

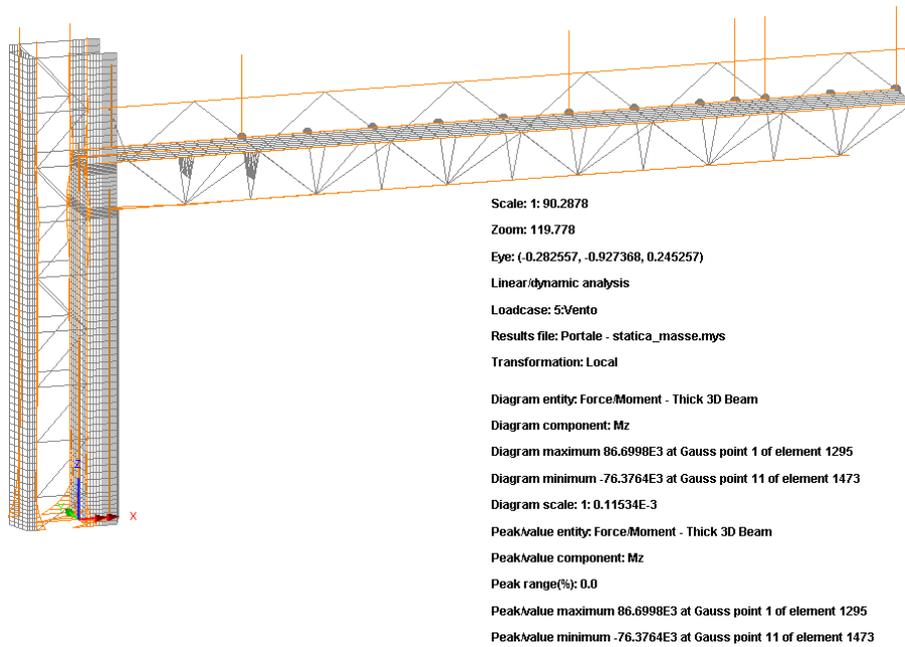


Figura 14: Mz (Local) – Vento – BEAM

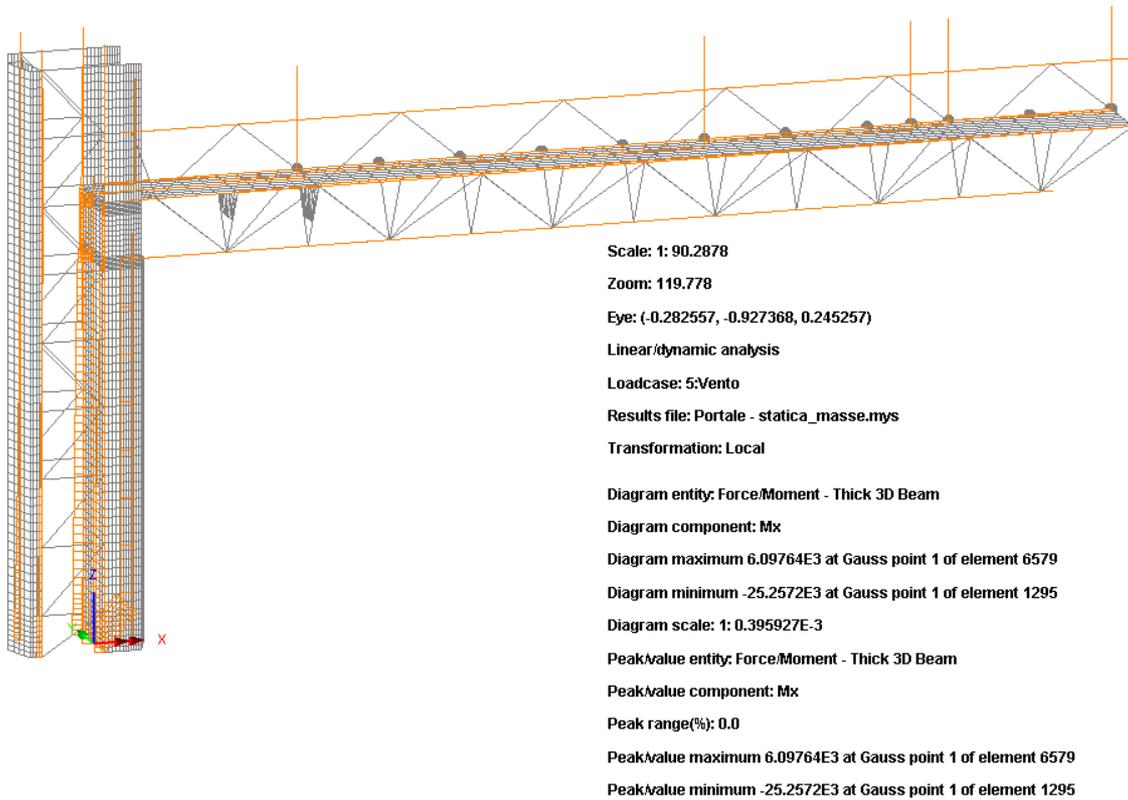


Figura 15: Mx - Torcente (Local) - Vento

Carico accidentale:

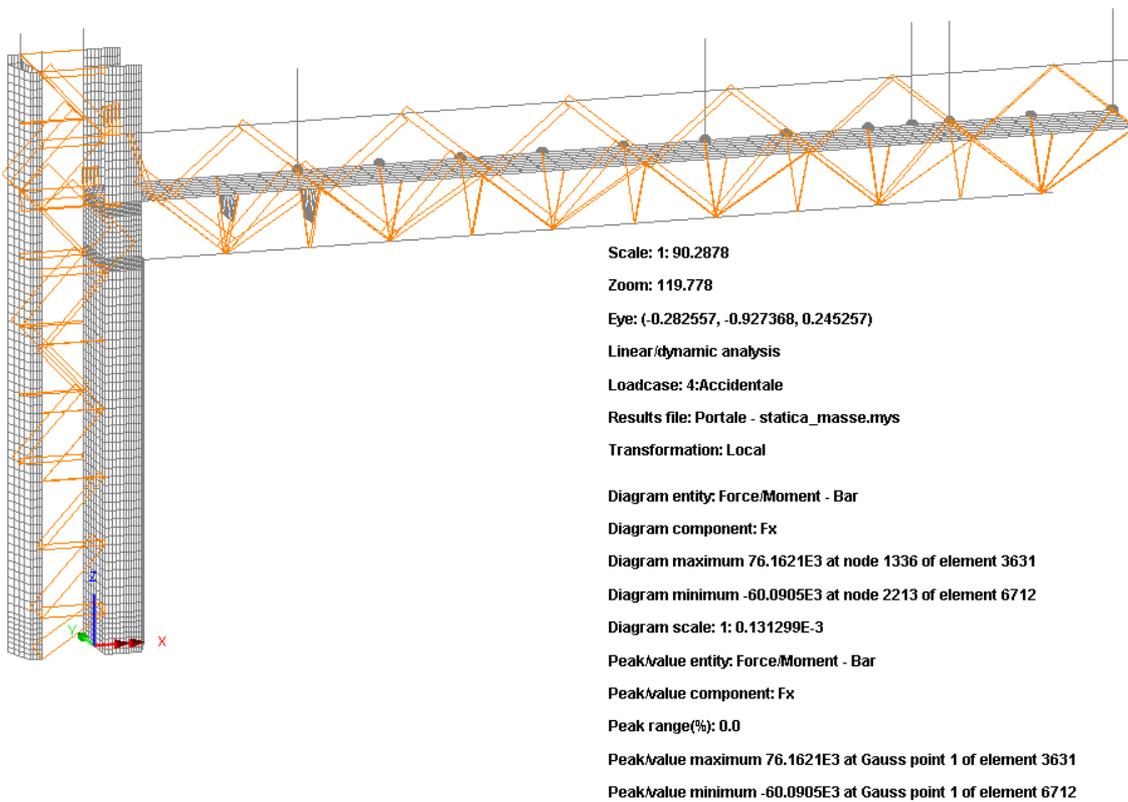


Figura 16: Fx (Local) – Carico accidentale - BAR

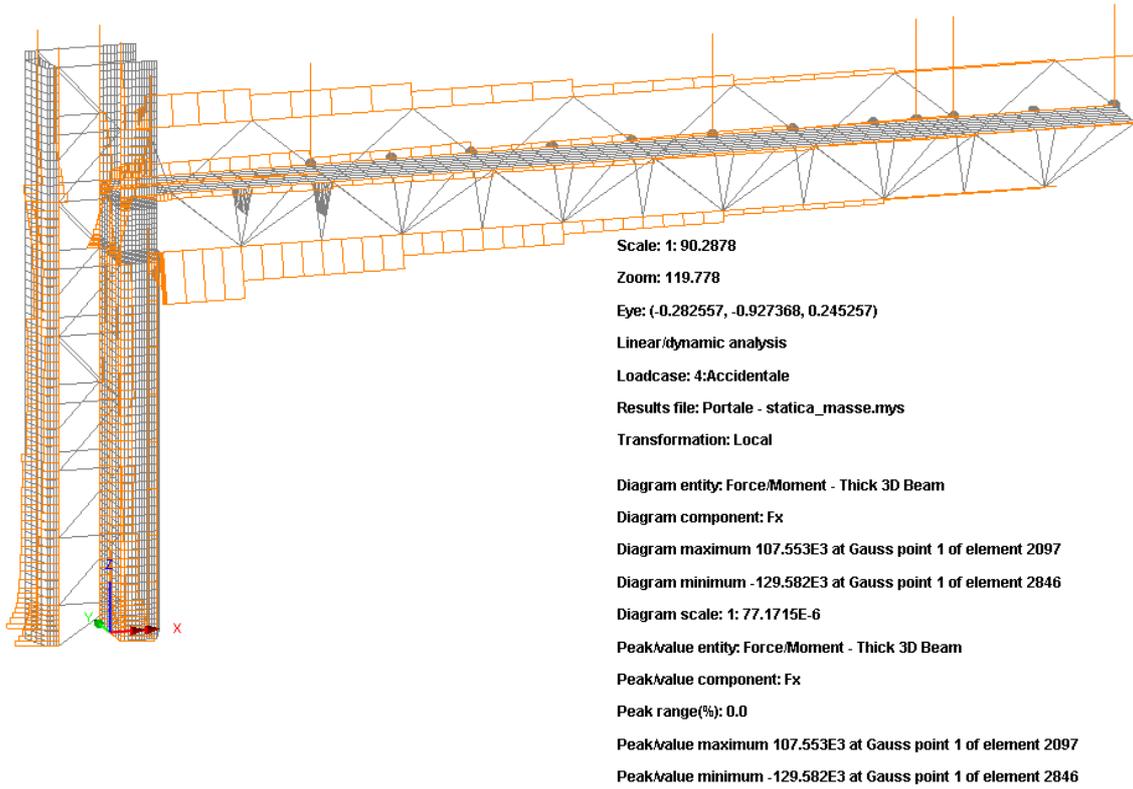


Figura 17: Fx (Local) – Carico accidentale – BEAM

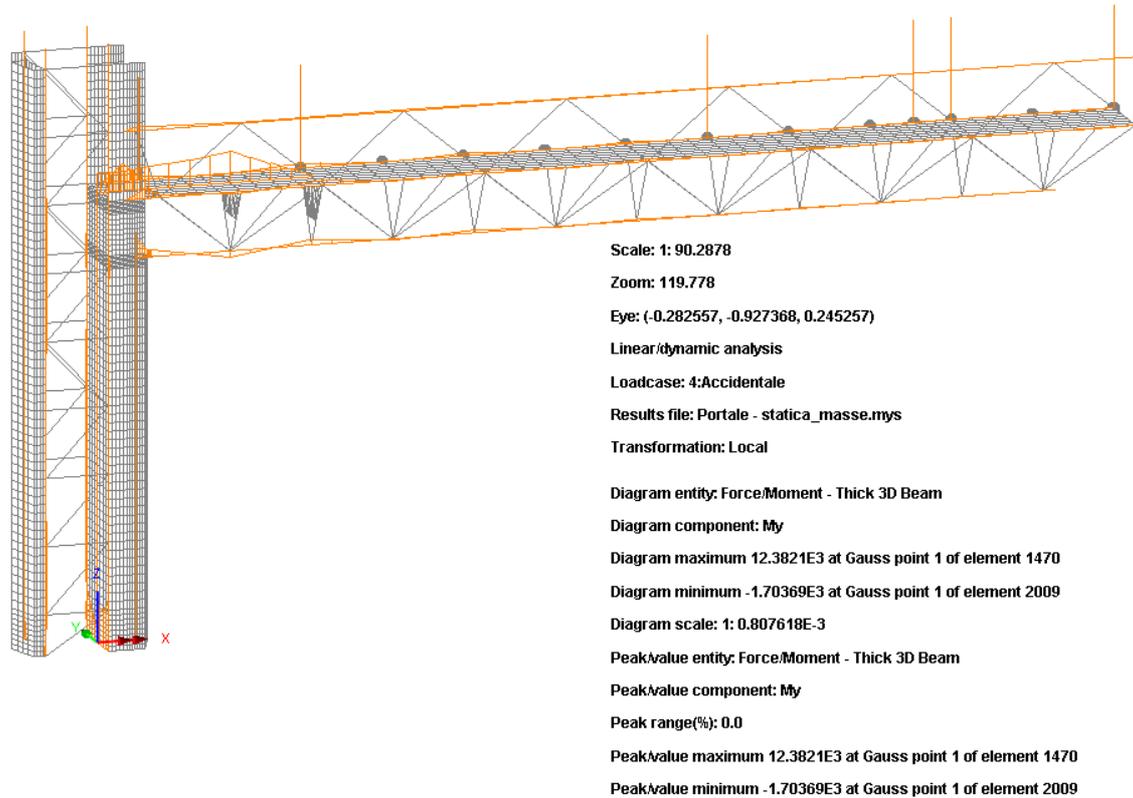


Figura 18: My (Local) – Carico accidentale

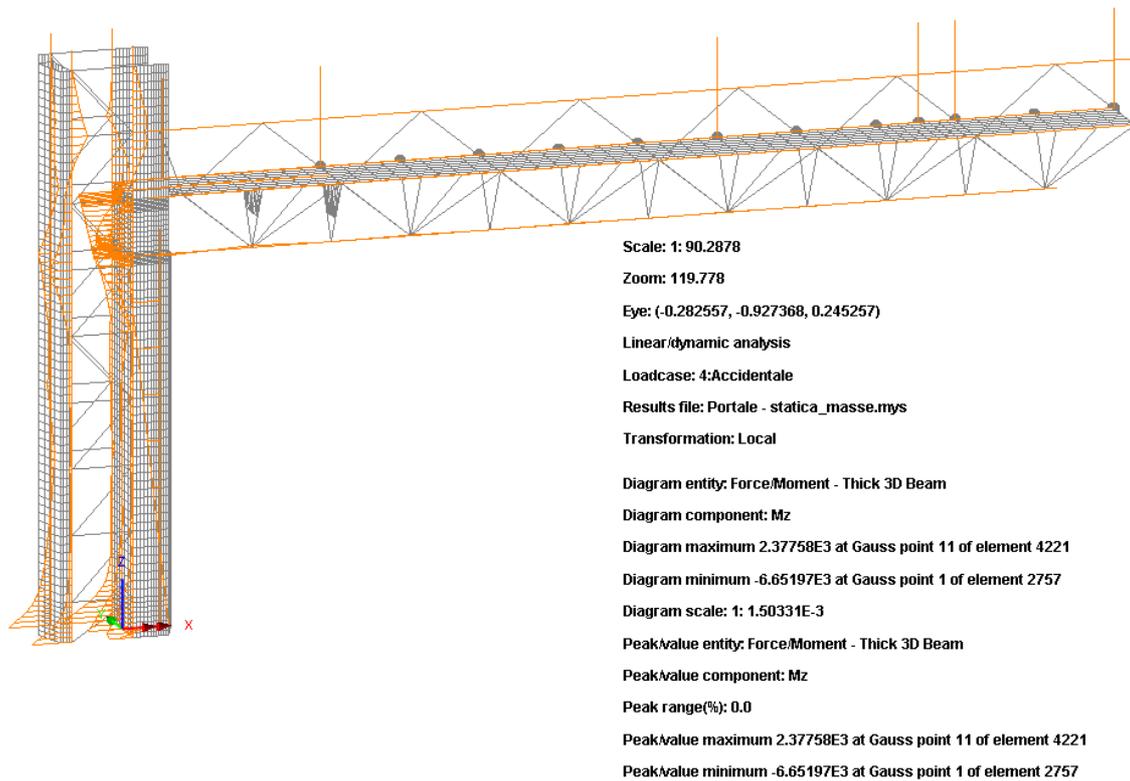
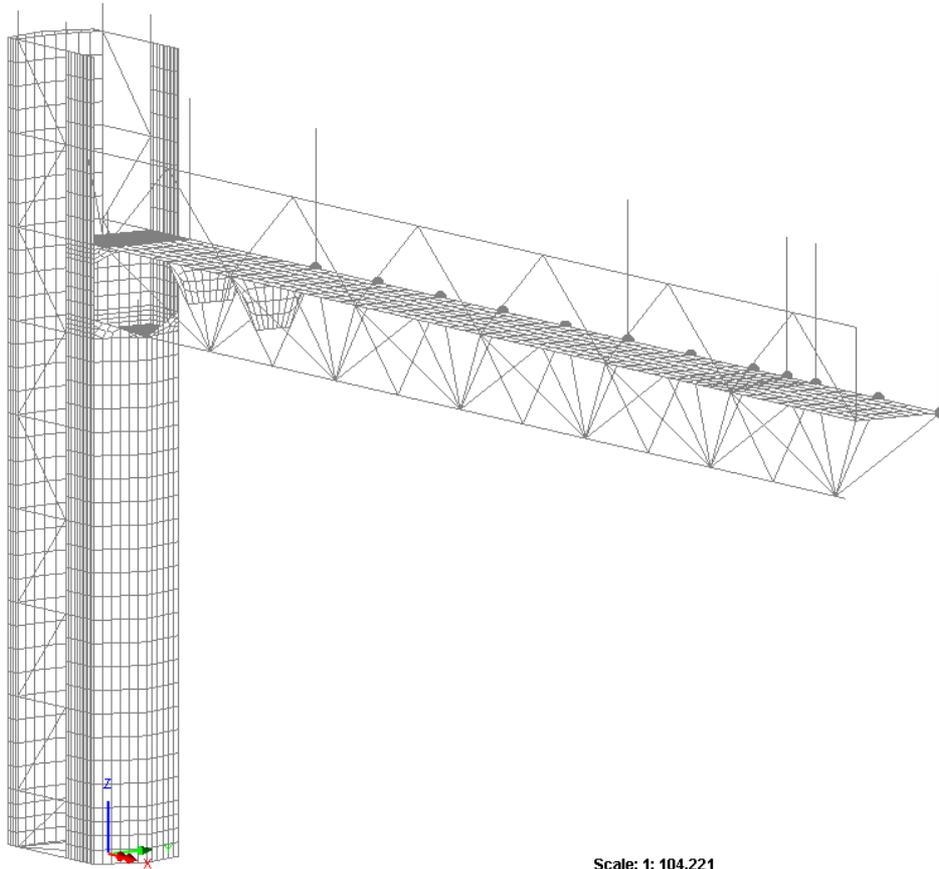


Figura 19: Mz (Local) - Carico accidentale

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.



Scale: 1: 104.221

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	0.321	0.362	0.000	0.002
3	2.64	0.38	0.023	0.023	0.000	0.362	0.308	0.310
5	8.25	0.12	0.772	0.802	0.009	0.382	0.001	0.330
7	10.21	0.10	0.006	0.818	0.041	0.656	0.001	0.331

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

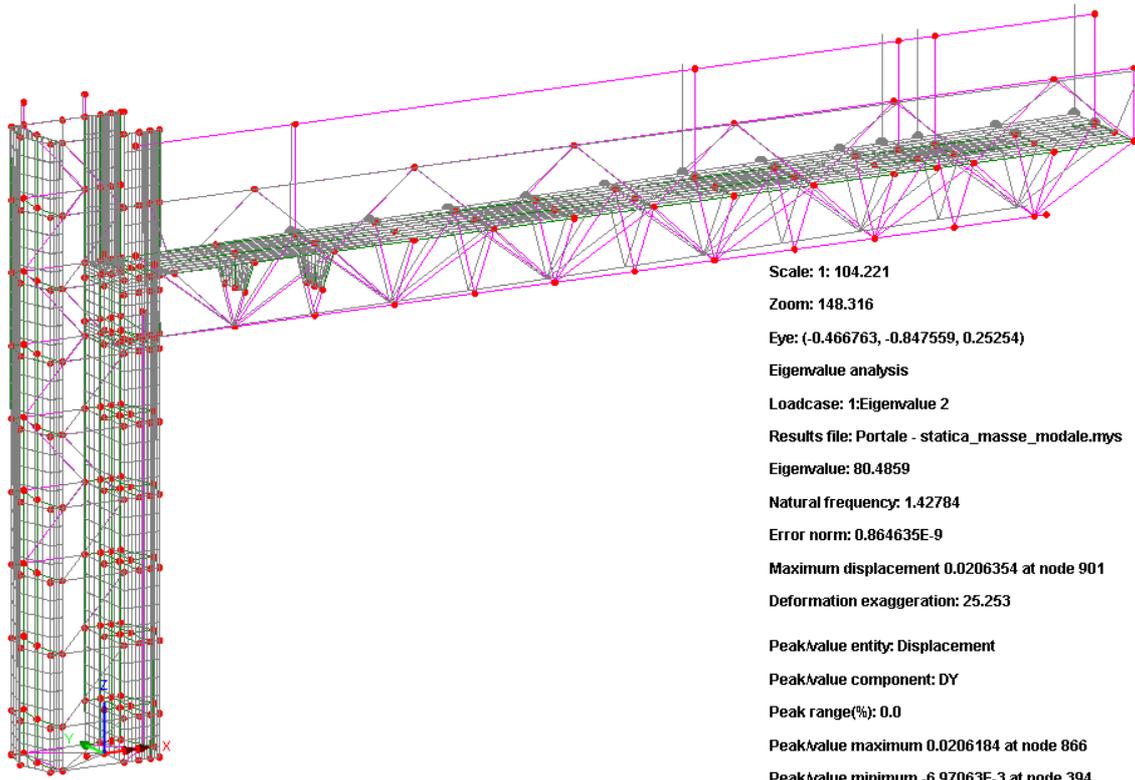


Figura 20: Primo modo di vibrare – Frequenza 1 = 1.43 Hz

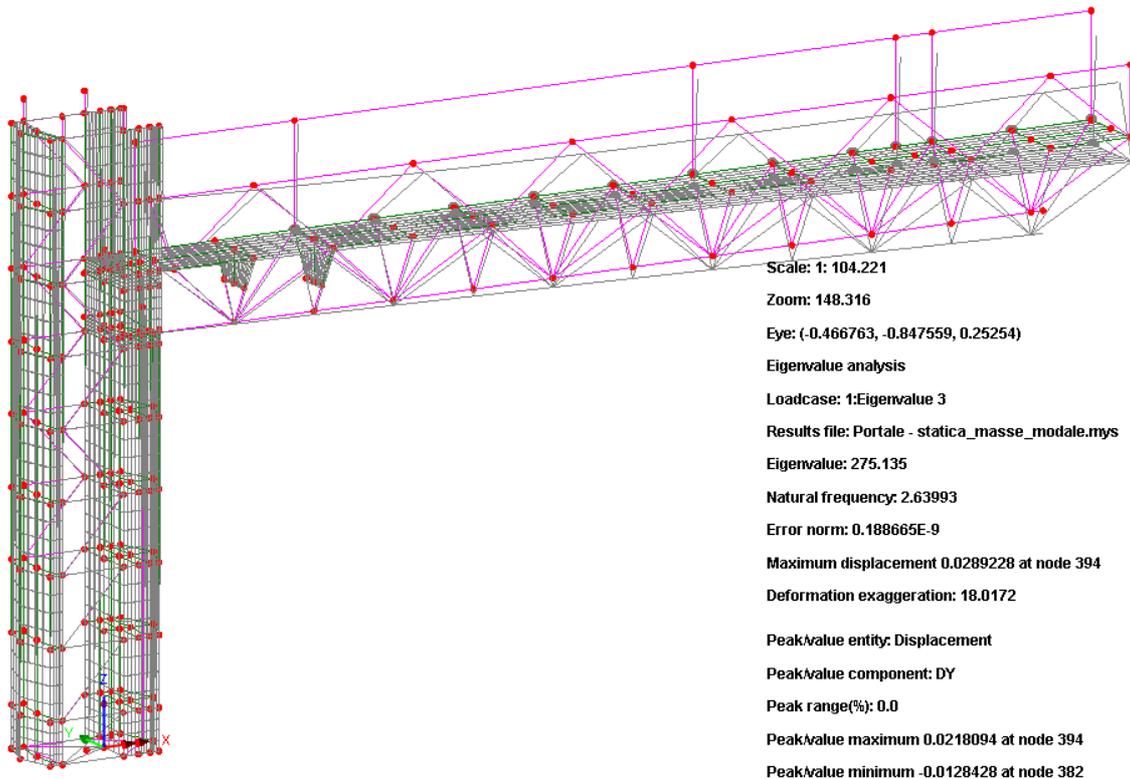


Figura 21: Secondo modo di vibrare – Frequenza 2 = 2.64 Hz

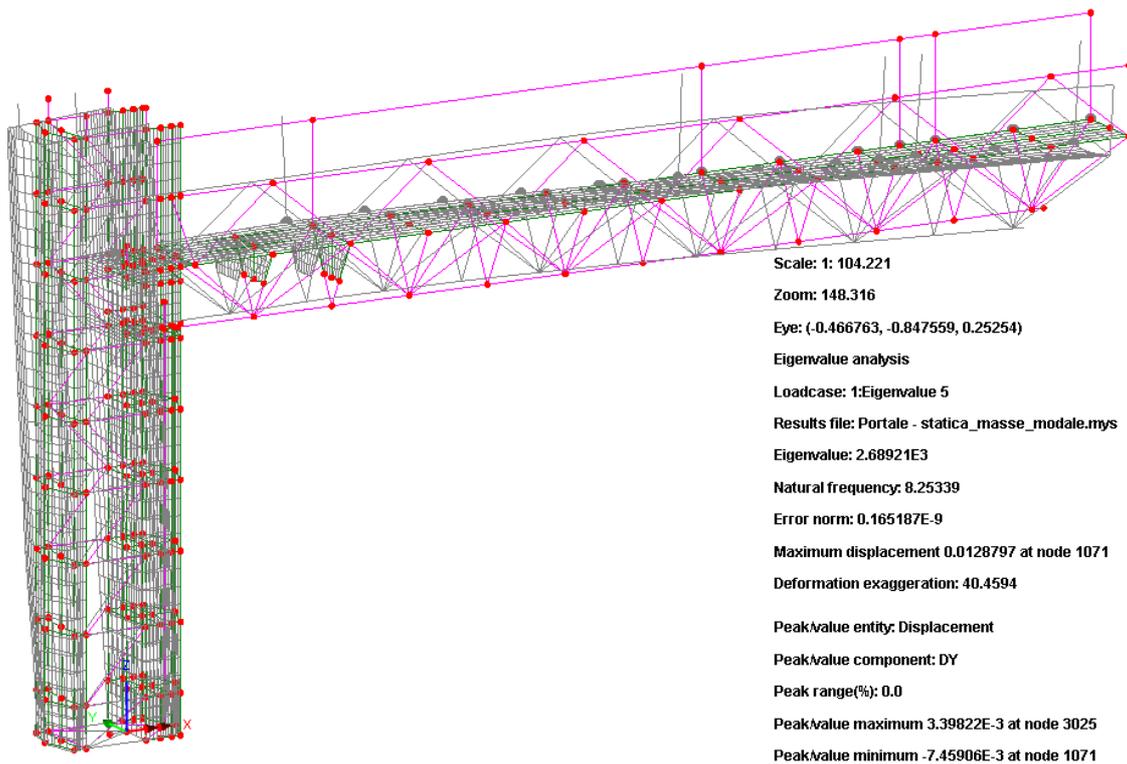
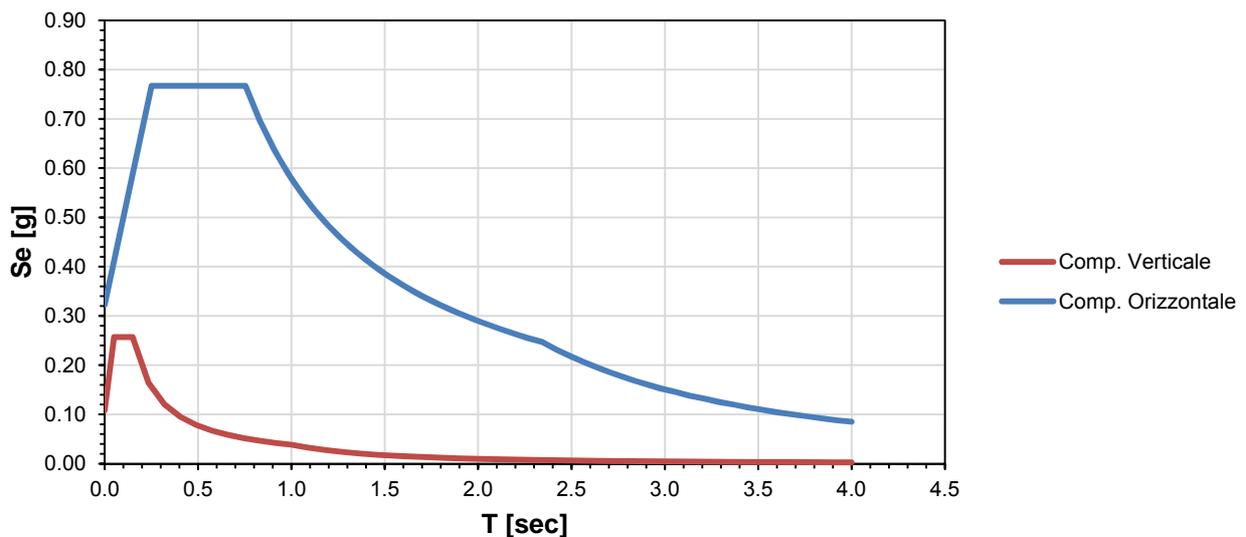


Figura 22: Terzo modo di vibrare – Frequenza 3 = 8.25 Hz

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)



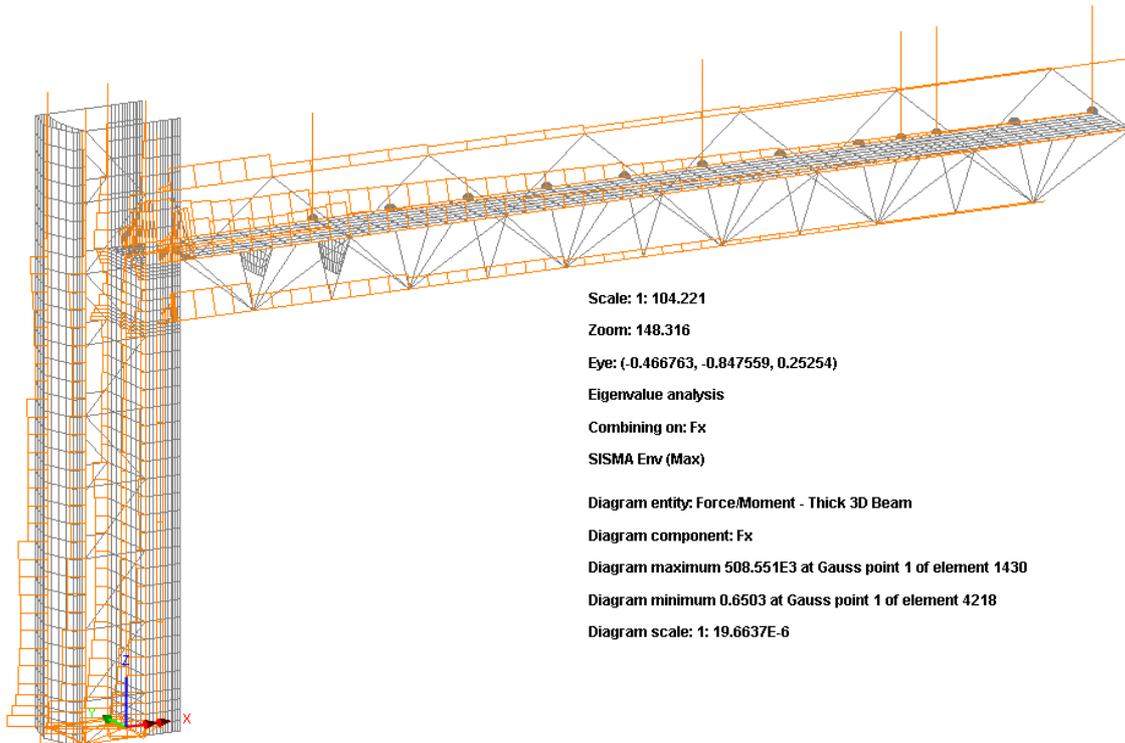
La combinazione delle risposte nelle due direzioni viene effettuata mediante:

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

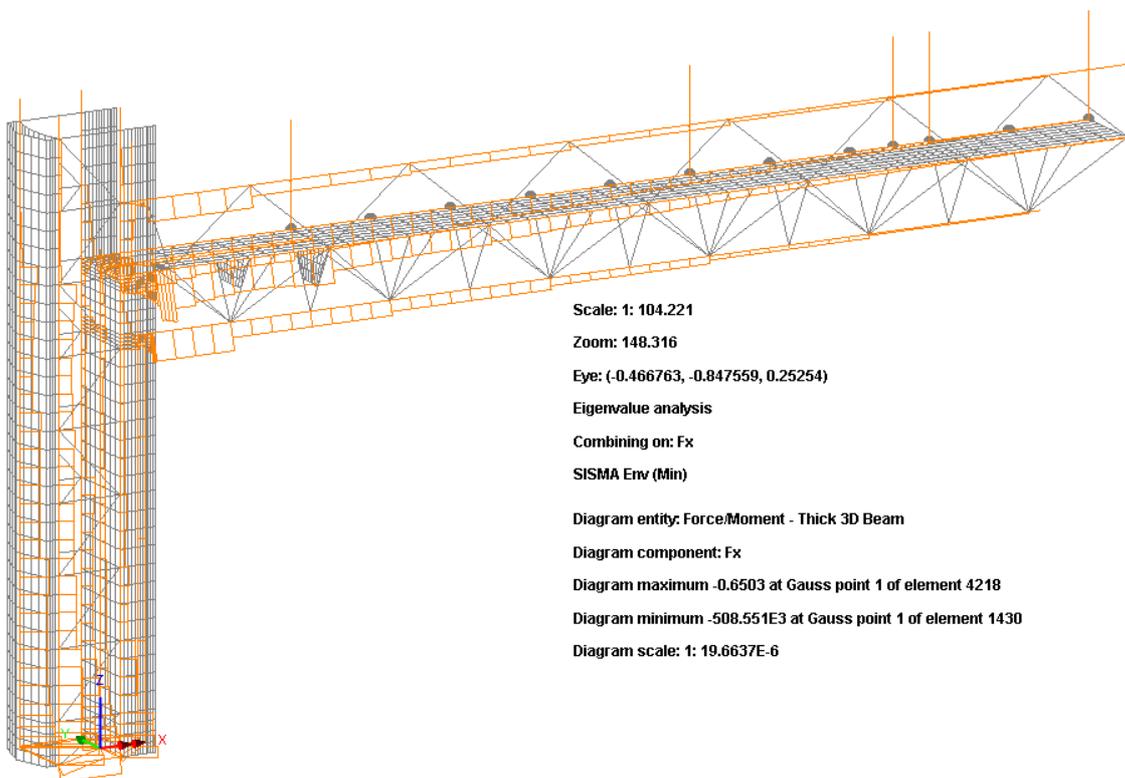
Le sollecitazioni sismiche verranno combinate con i valori caratteristici di peso proprio.

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.

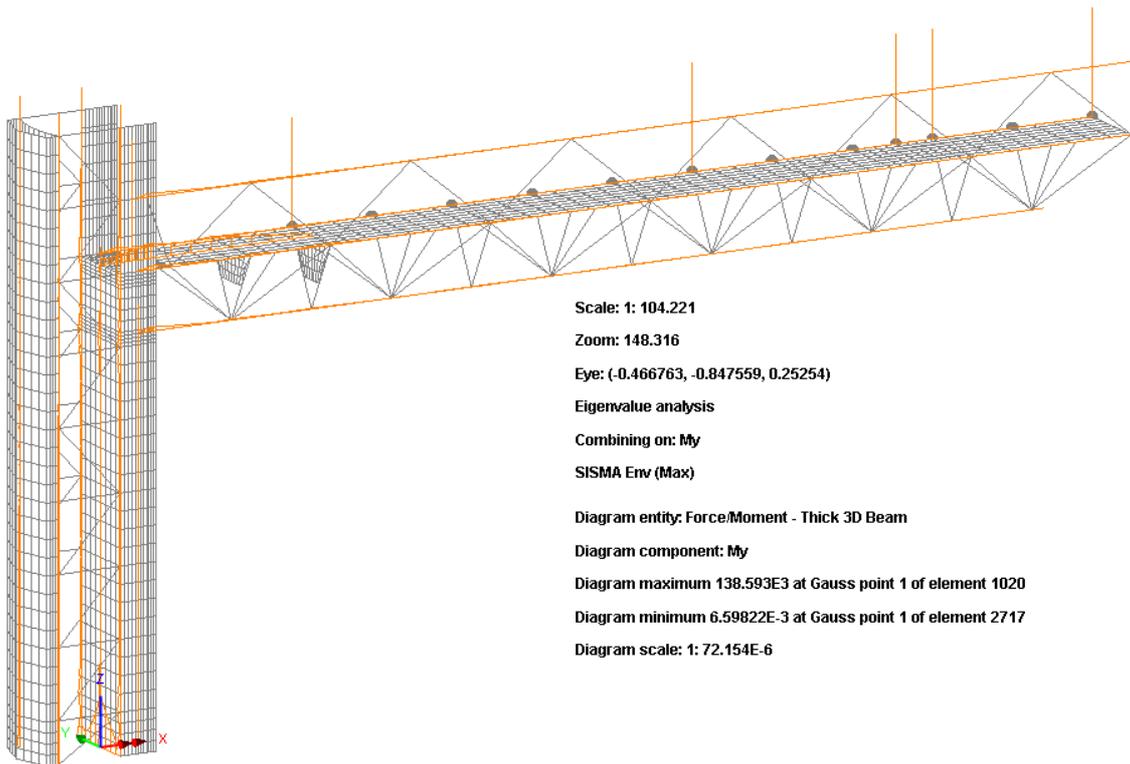
Elementi beam – Azione assiale N_{max}



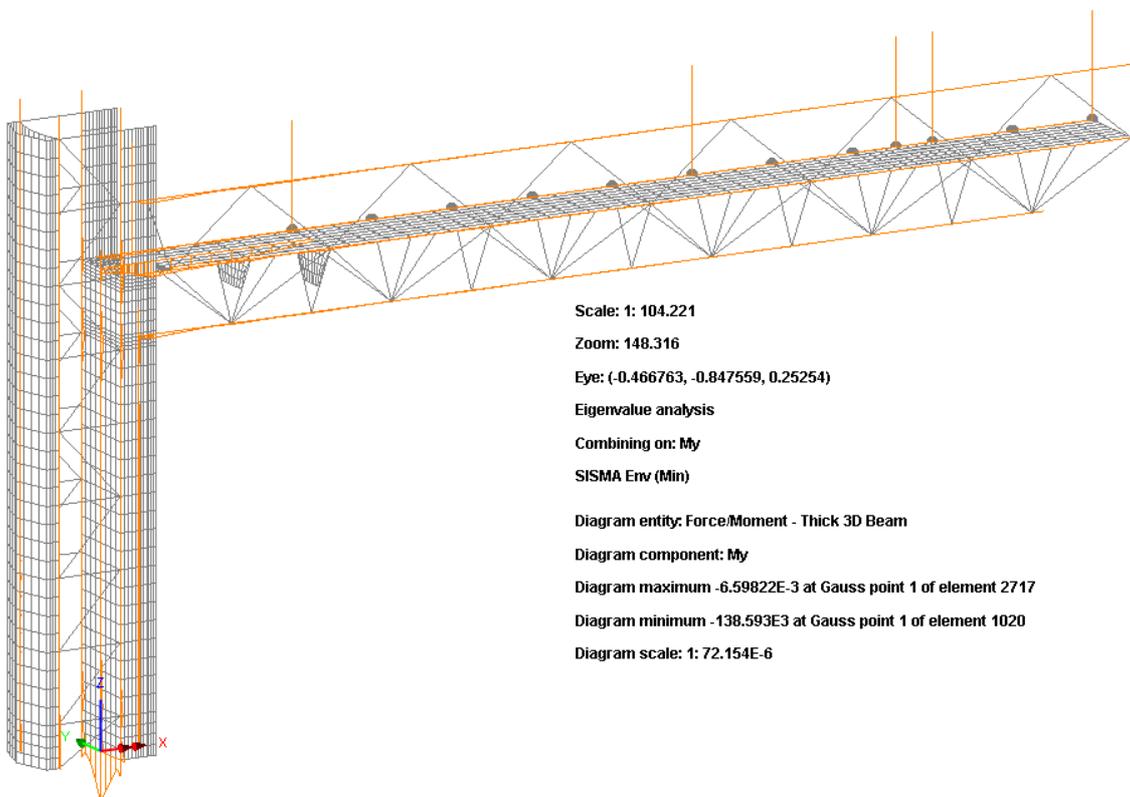
Elementi beam – Azione assiale N_{min}



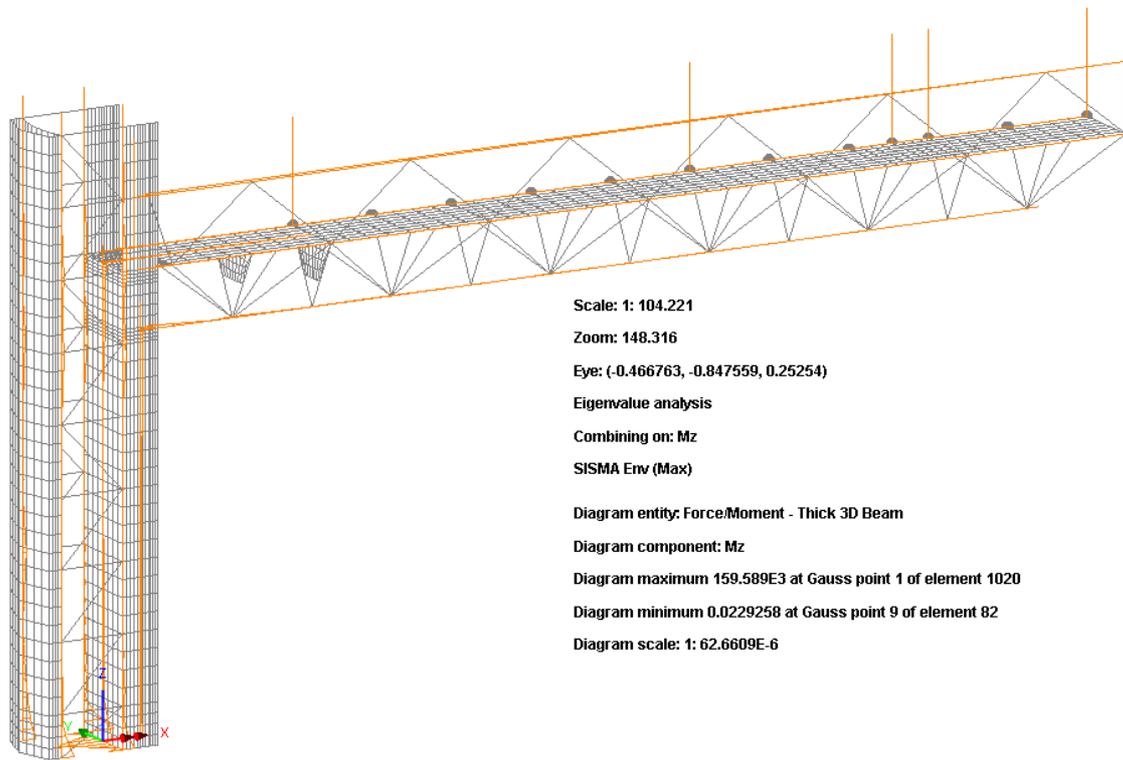
Elementi beam – Momento flettente $M_{y,max}$



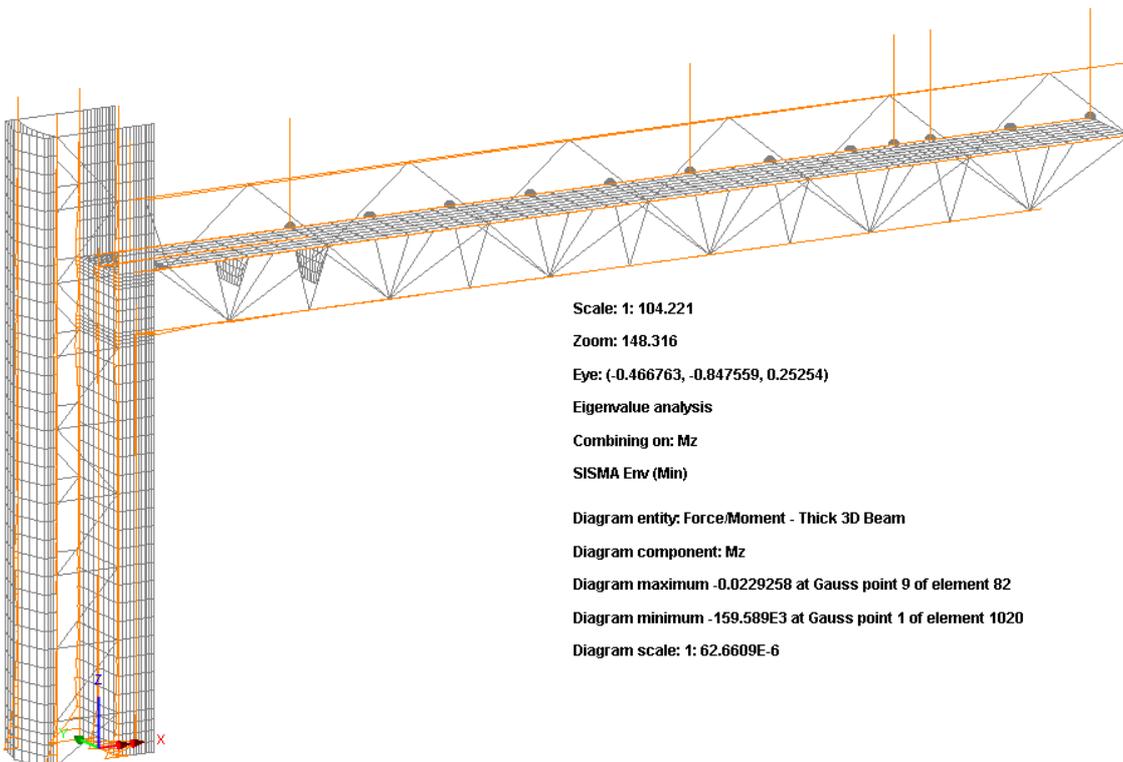
Elementi beam – Momento flettente $M_{y,min}$



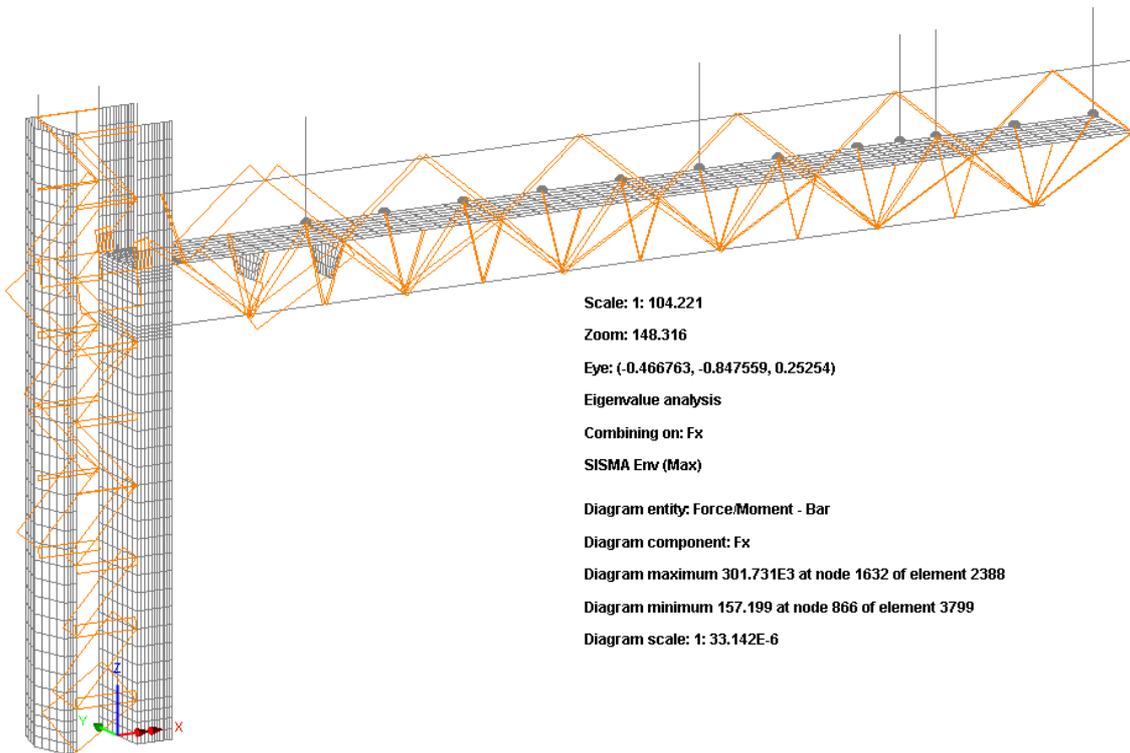
Elementi beam – Momento flettente $M_{z,max}$



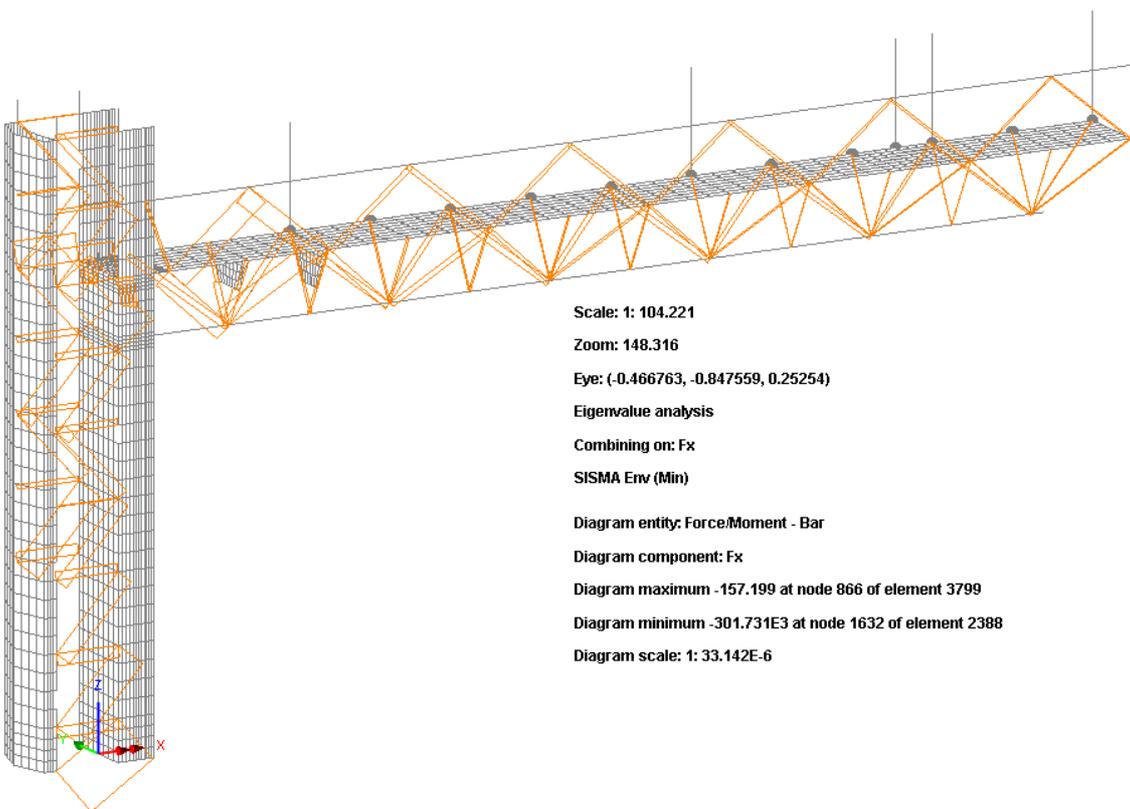
Elementi beam – Momento flettente $M_{z,max}$



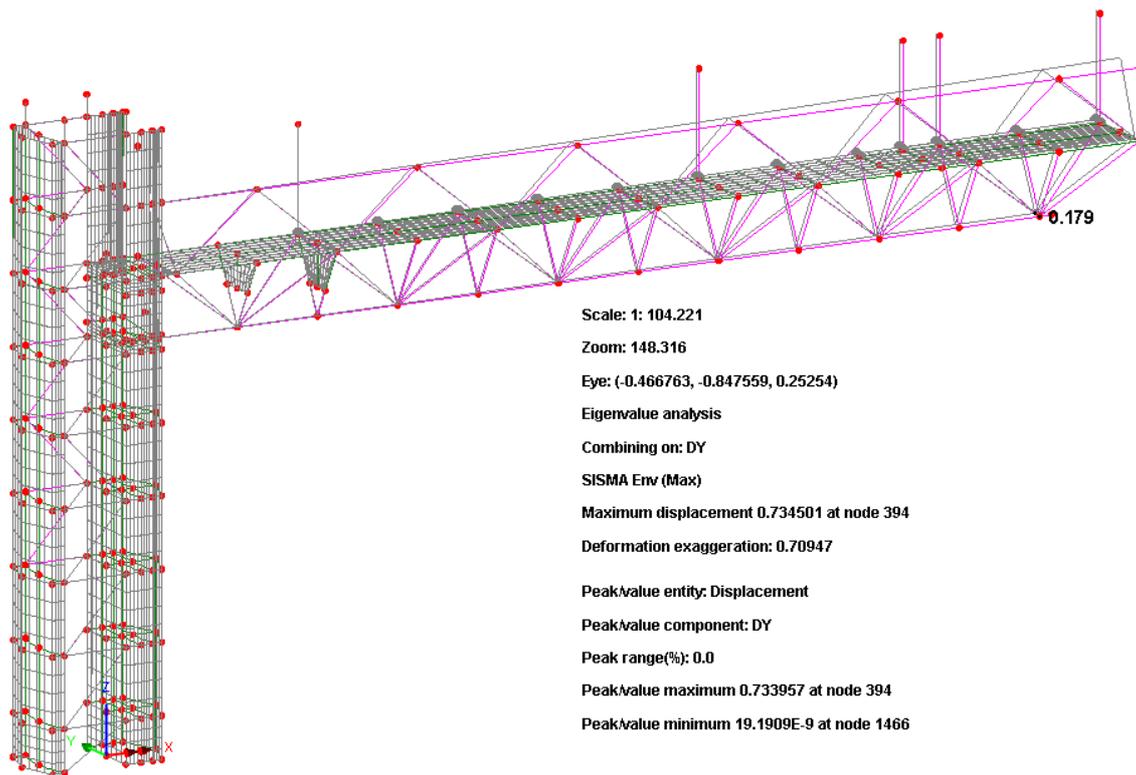
Elementi bar – Azione assiale N_{max}



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:

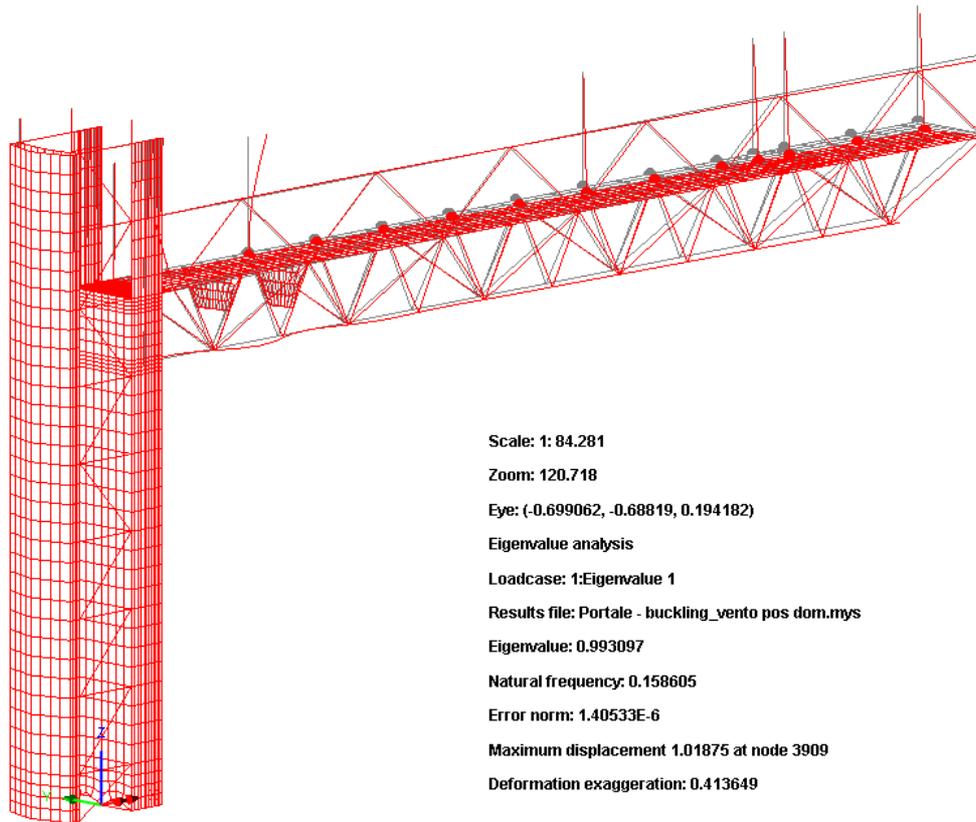
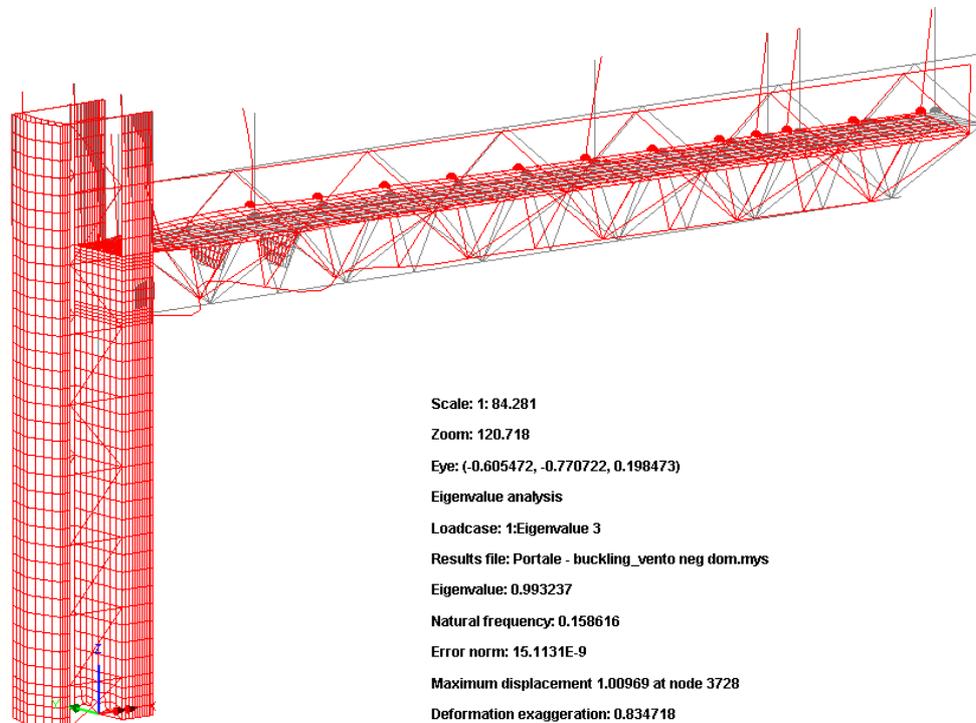
- scenario 1: S.L.U. – Vento dominante
- scenario 2: S.L.U. – Carichi accidentali dominanti

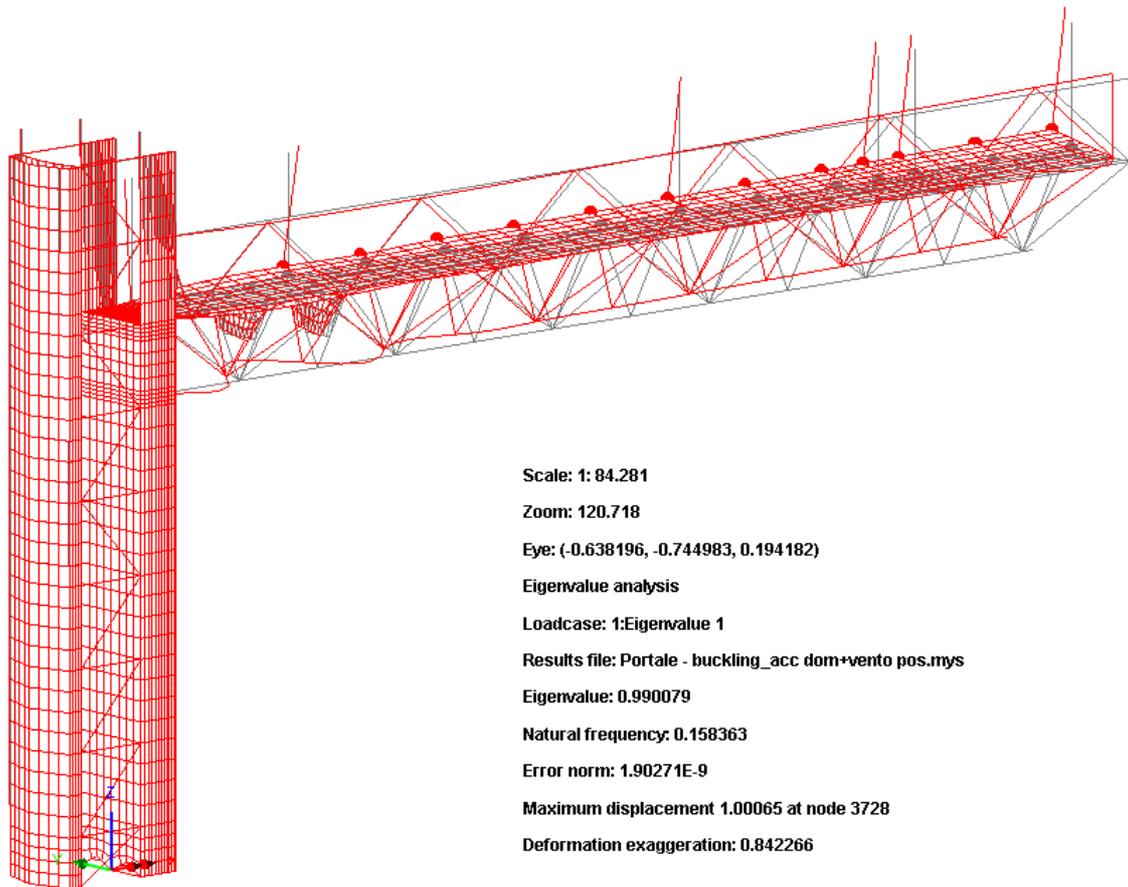
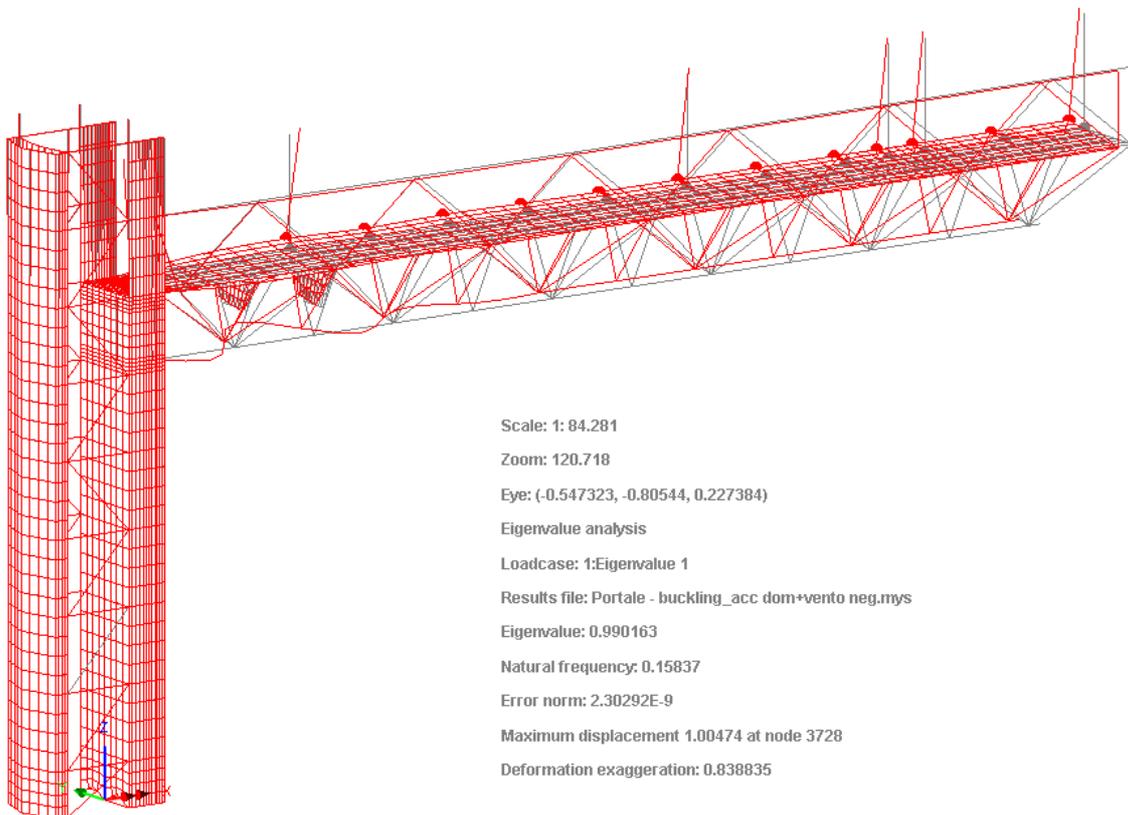
Nell'ambito dei due scenari, si considera rispettivamente l'eventualità di vento "positivo" e "negativo".

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 λ 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		$d/(t \cdot \varepsilon^2) \leq 50$	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).

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

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 involuppo agenti sugli elementi finiti e pertanto non necessariamente concomitanti. Tale modo di procedere risulta ad ogni modo conservativo.

Verifica per le sollecitazioni taglianti

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

Il taglio plastico resistente viene valutato mediante:

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

In cui si pone, per sezioni tubolari:

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

La verifica è condotta controllando il soddisfacimento della seguente disequazione:

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

Interazione flessione/taglio

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

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 σ_{id} in corrispondenza del piano medio della lastra.

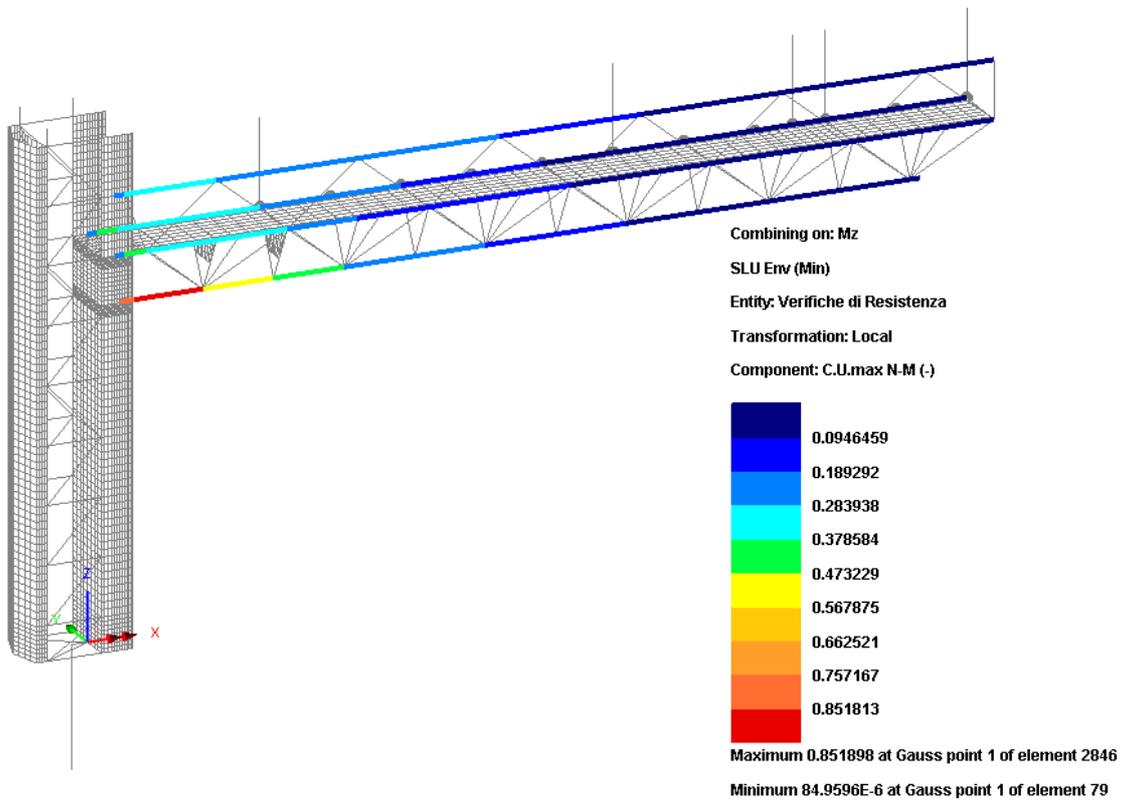
4.1.1 Verifiche di resistenza

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

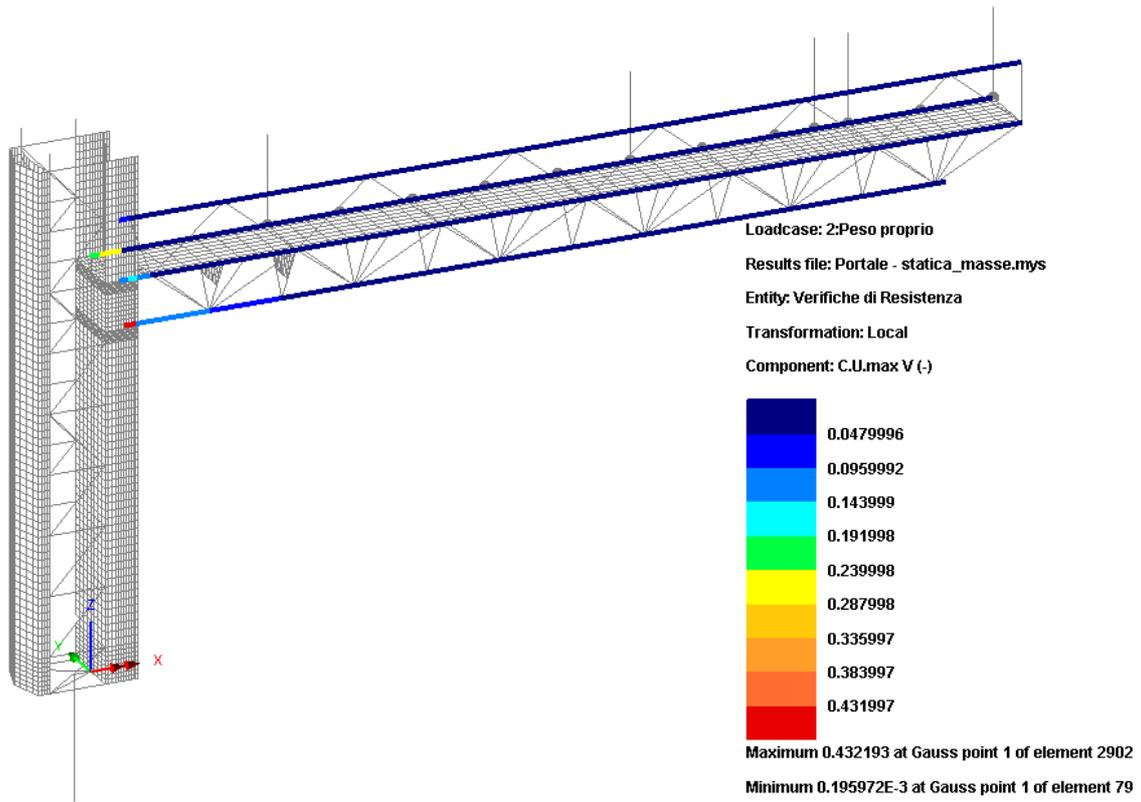
4.1.1.1 Correnti orizzontali

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.
Fx max	-328044	-26863	-4700	0	-3354	25182	0.58
Fx min	-628205	22790	-14970	0	9394	-17484	0.78
My max	-628205	32437	-14970	0	9394	-17484	0.78
My min	-628205	-26863	-14547	0	-7762	25182	0.85
Mz max	-628205	32437	-14573	0	-5663	25182	0.83
Mz min	-435385	32437	-11829	0	7830	-26913	0.73



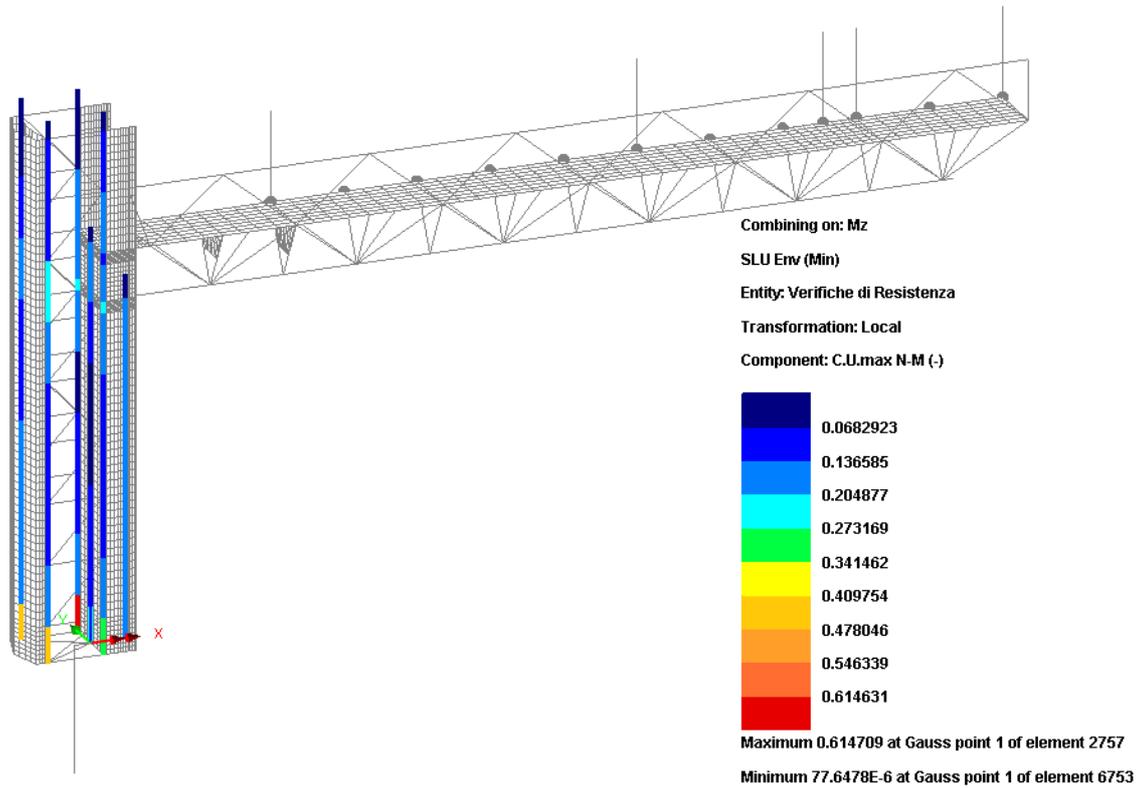
Il diagramma seguente riporta l'andamento del rapporto di sfruttamento a taglio.



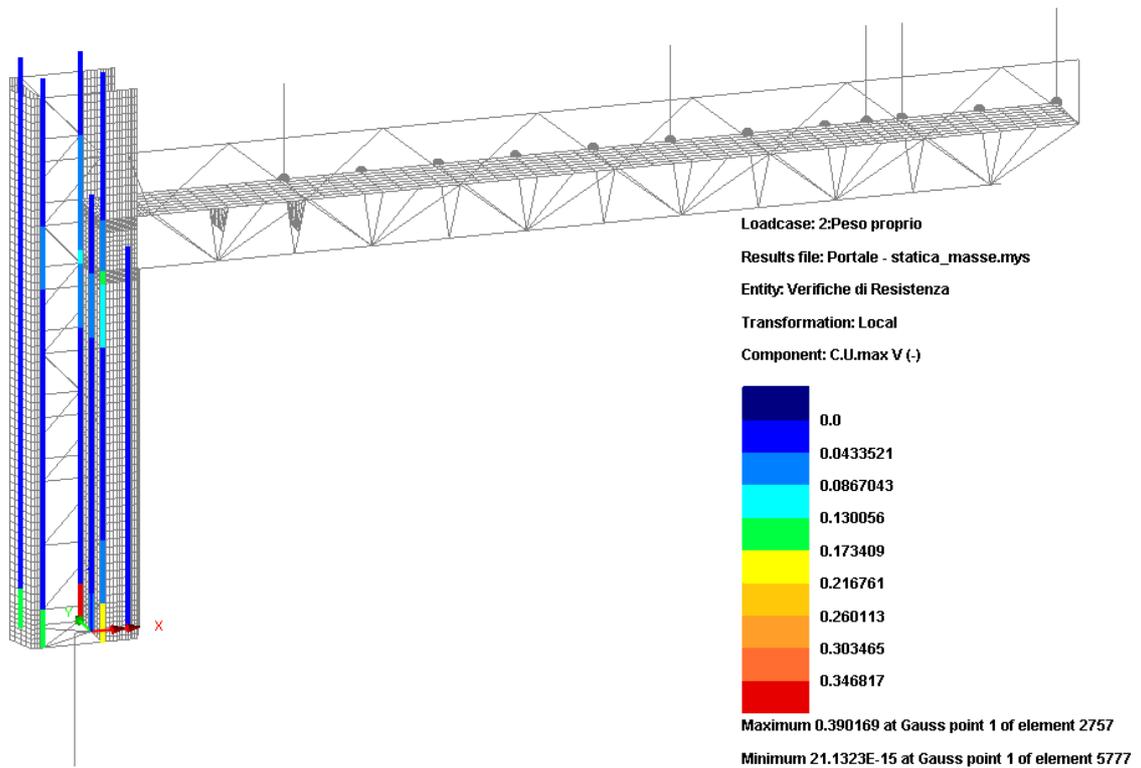
4.1.1.2 Correnti di montante

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.
Fx max	-86466	309131	-19200	7683	8040	-105805	0.548
Fx min	-307141	-131300	18183	4768	-4773	20395	0.223
My max	-274504	309131	18447	7683	8043	-105805	0.615
My min	-294920	266833	-21636	7592	-8022	65724	0.439
Mz max	-257312	-265305	-21636	7396	-8022	70952	0.450
Mz min	-177551	315705	-19403	7764	8043	-111033	0.604



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

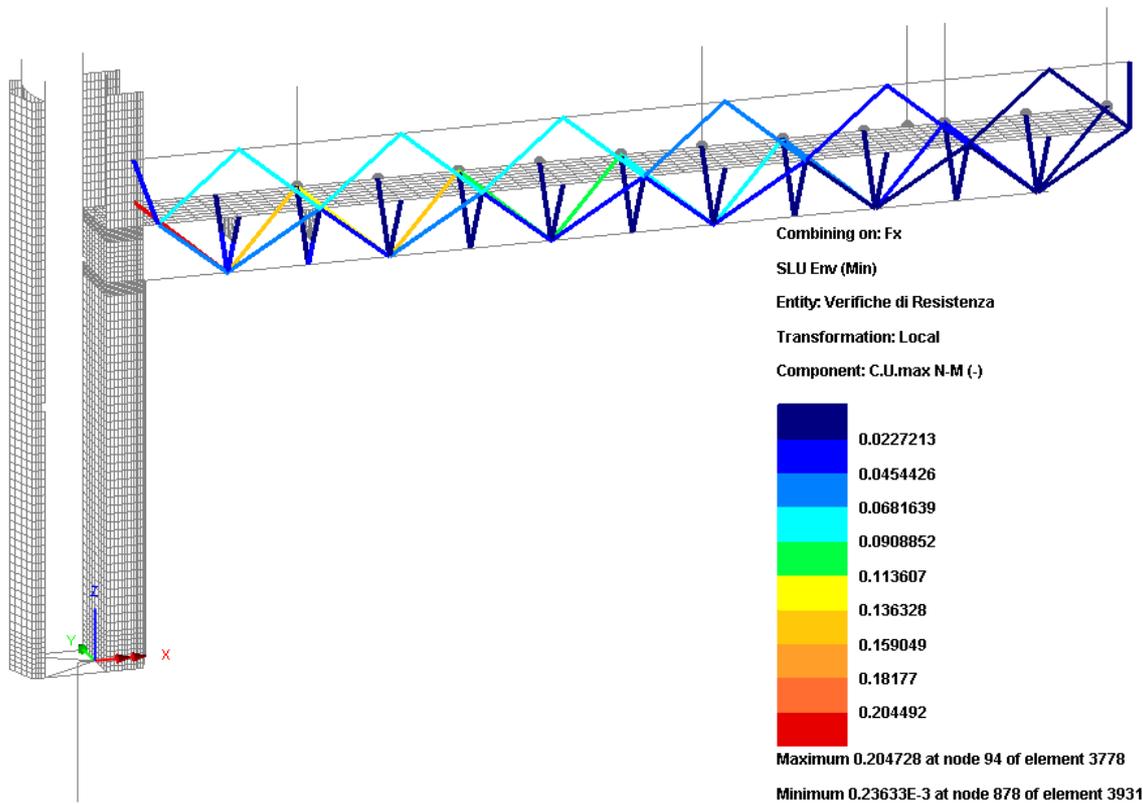


4.1.1.3 Aste di parete

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

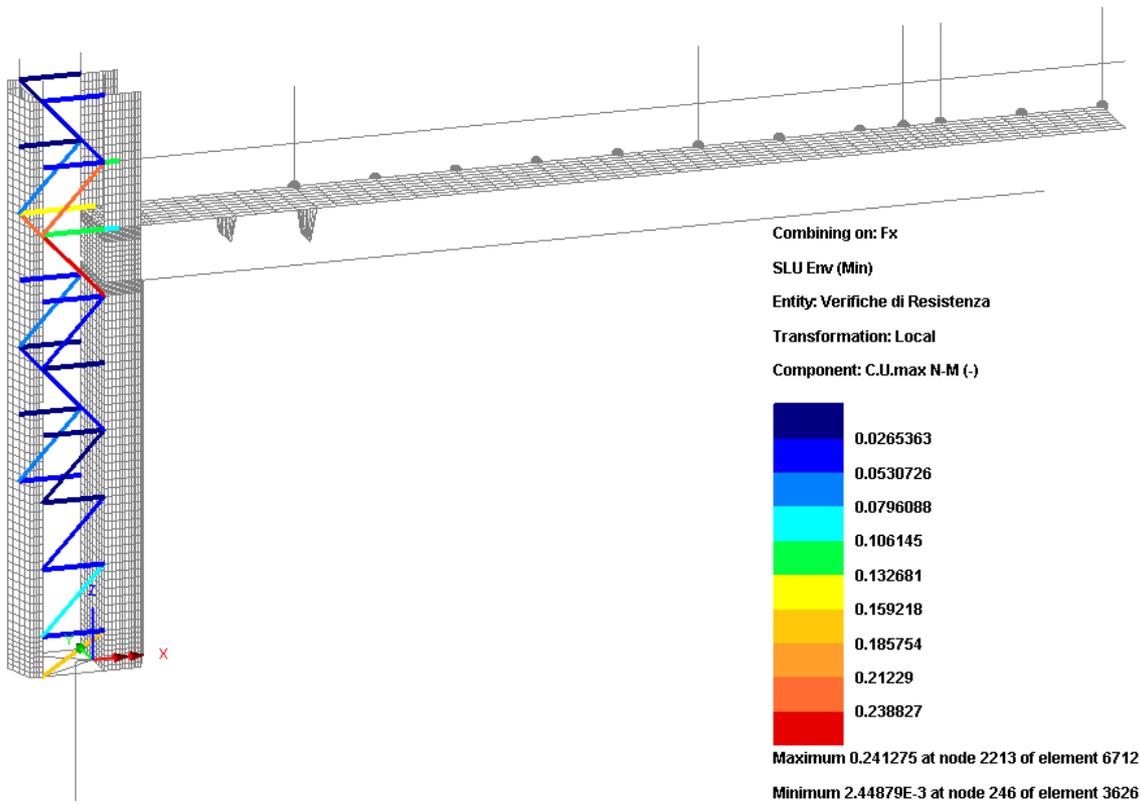
Elemento più sollecitato è il diagonale inferiore inclinato in prossimità della giunzione flangiata (elemento 3778 al Gauss Point 1).

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).

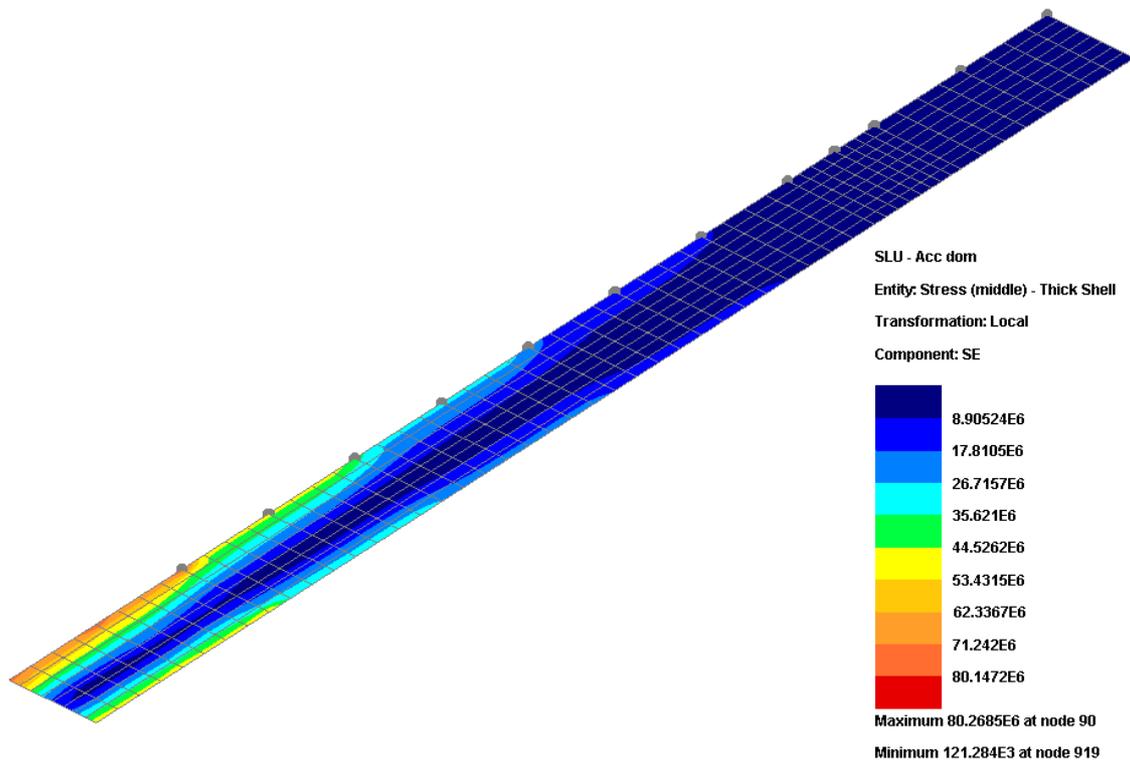


Comb	F_x [N]	C.S.
Fx max	45599	0.027
Fx min	-410036	0.241

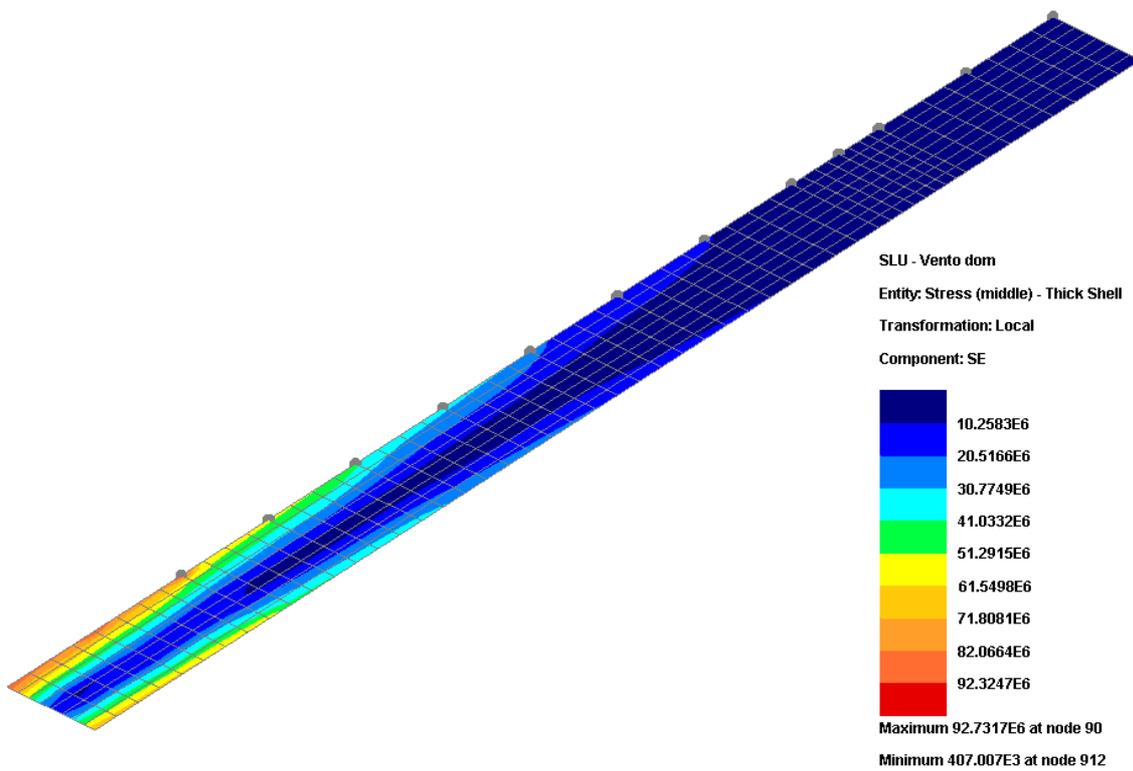
4.1.1.4 Lastre in acciaio

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.

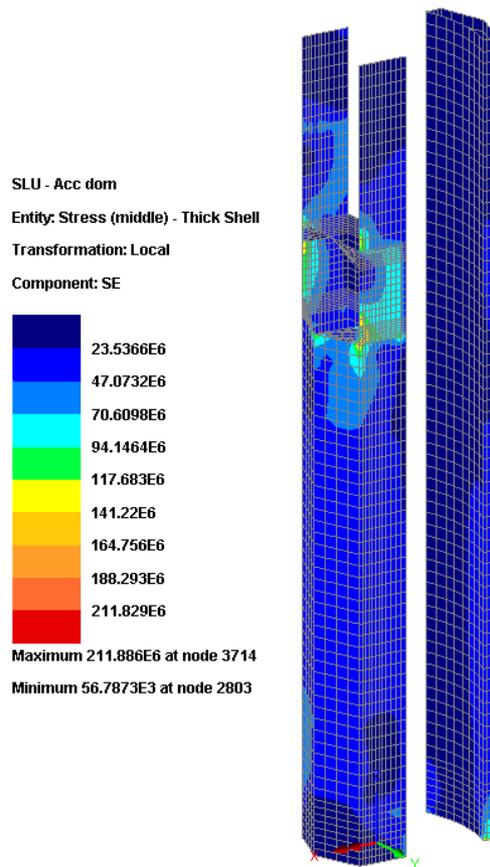
Passerella sulla traversa – Combinazione con carichi accidentali dominanti



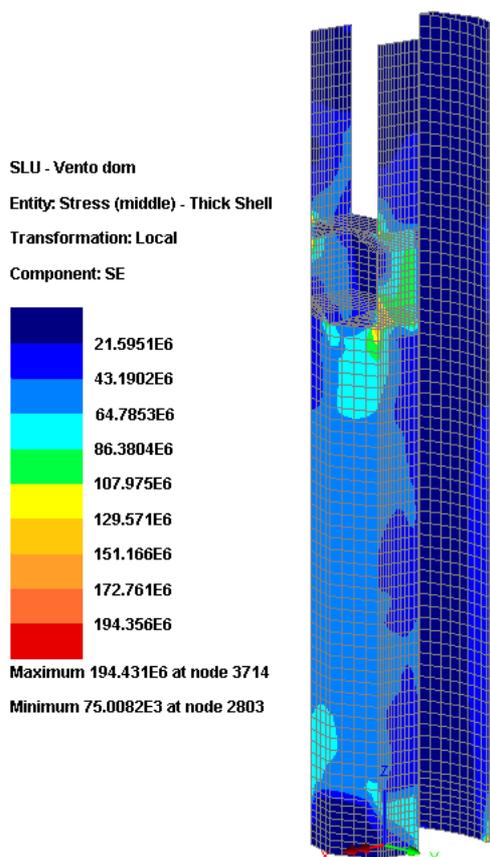
Passerella sulla traversa – Combinazione con carichi da vento dominanti



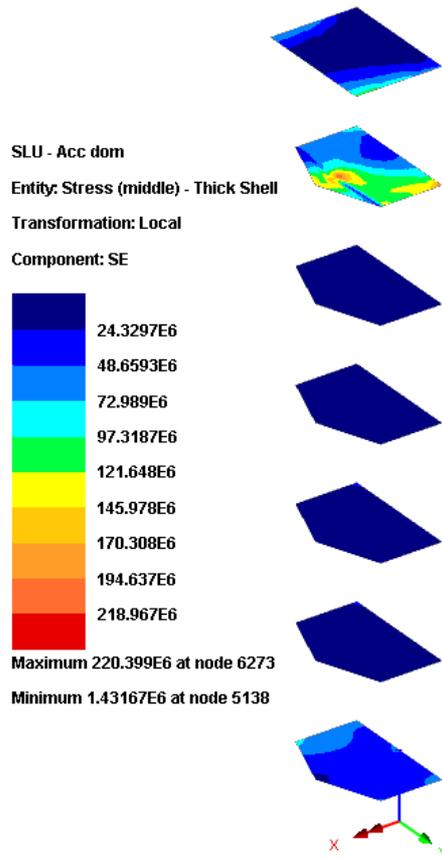
Macrotubi costituenti il ritto – Combinazione con carichi accidentali dominanti



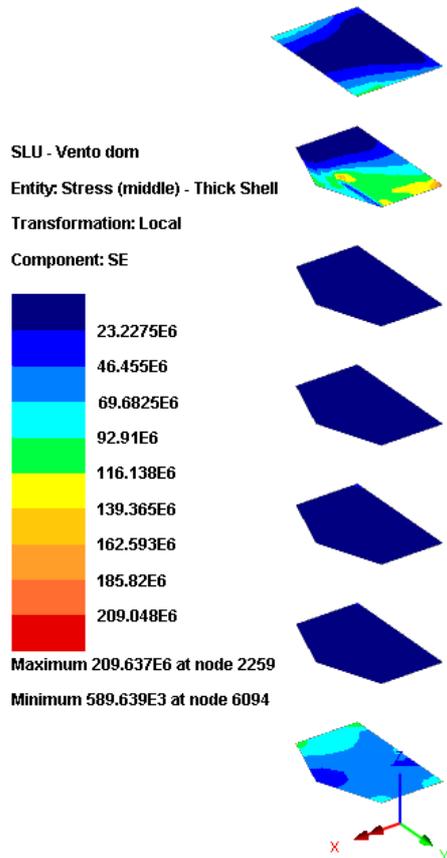
Macrotubi costituenti il ritto – Combinazione con carichi da vento dominanti



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 $\sigma_{max} = 355/1.15 = 309 \text{ MPa}$

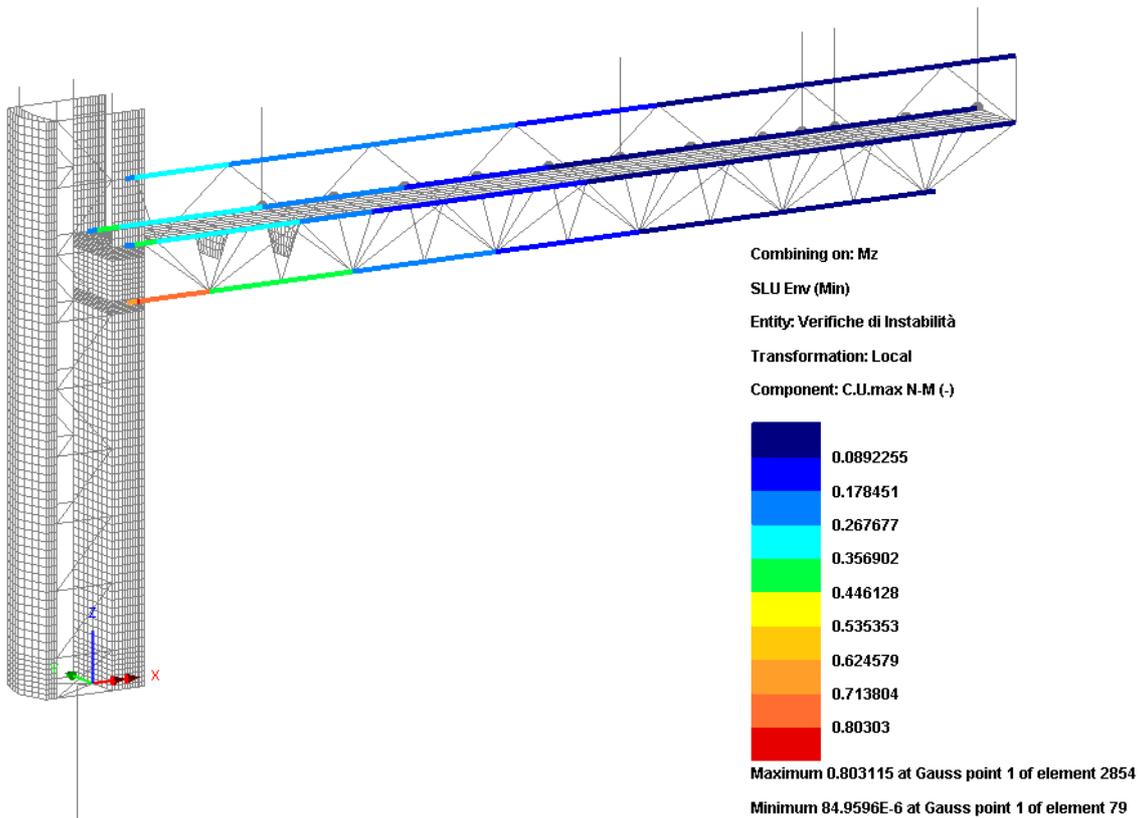
4.1.2 Verifiche di stabilità locale (membrature)

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]	l_0 [m]	λ	Φ	χ	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	0.803
$M_{z,max}$	-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

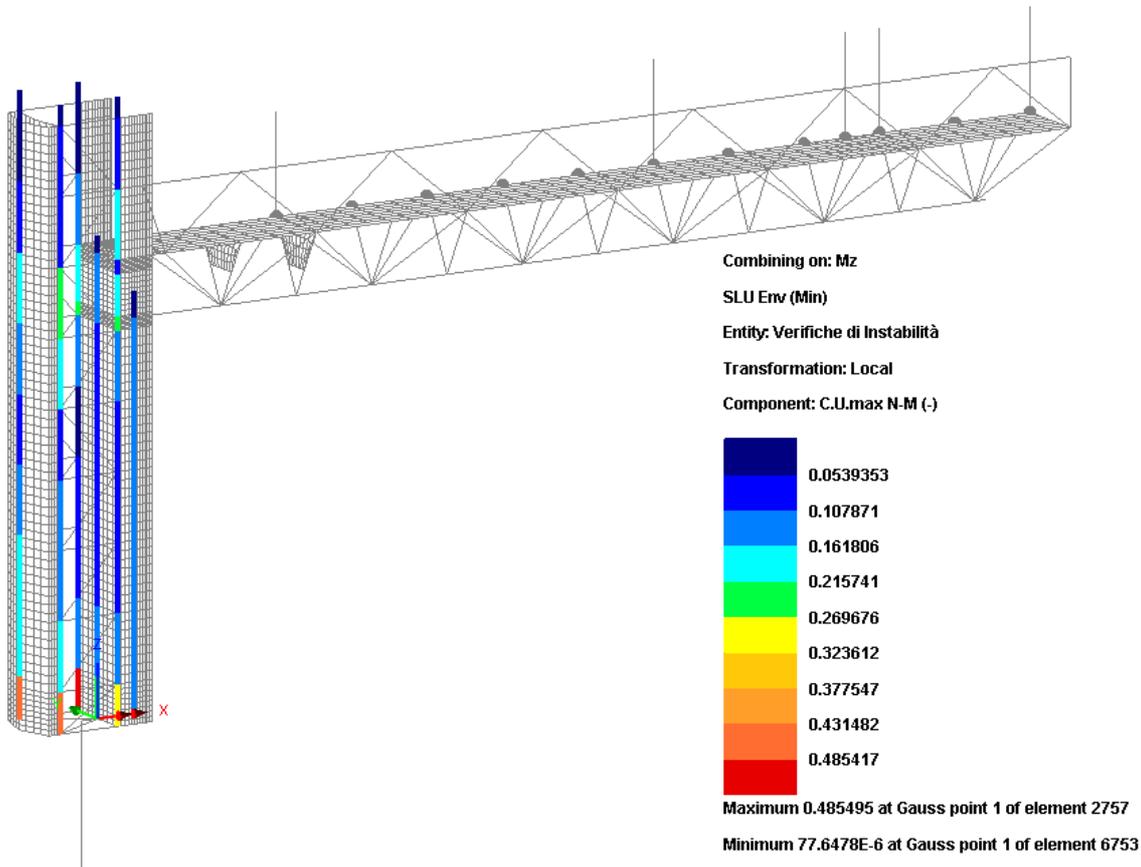


4.1.2.2 Correnti di montante

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]	l_0 [m]	λ	Φ	χ	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]	λ	Φ	χ	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

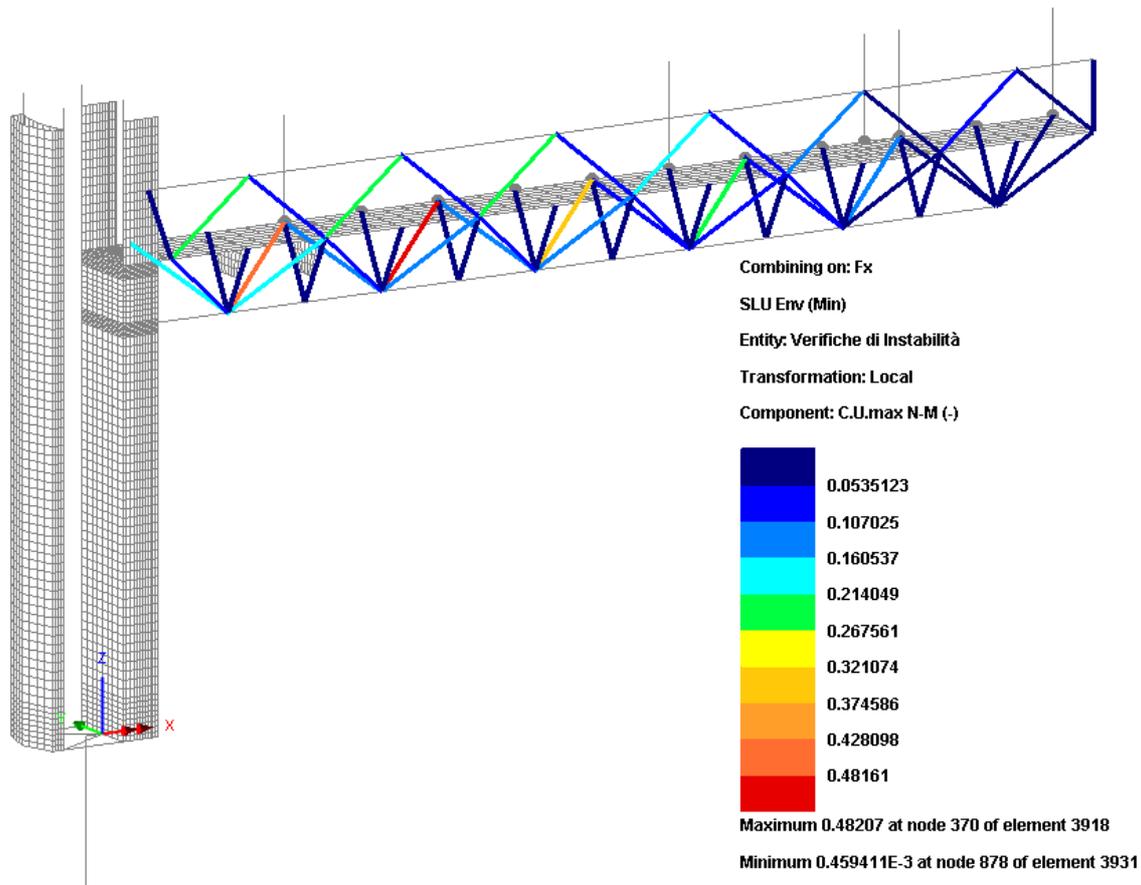


4.1.2.3 Aste di parete

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).

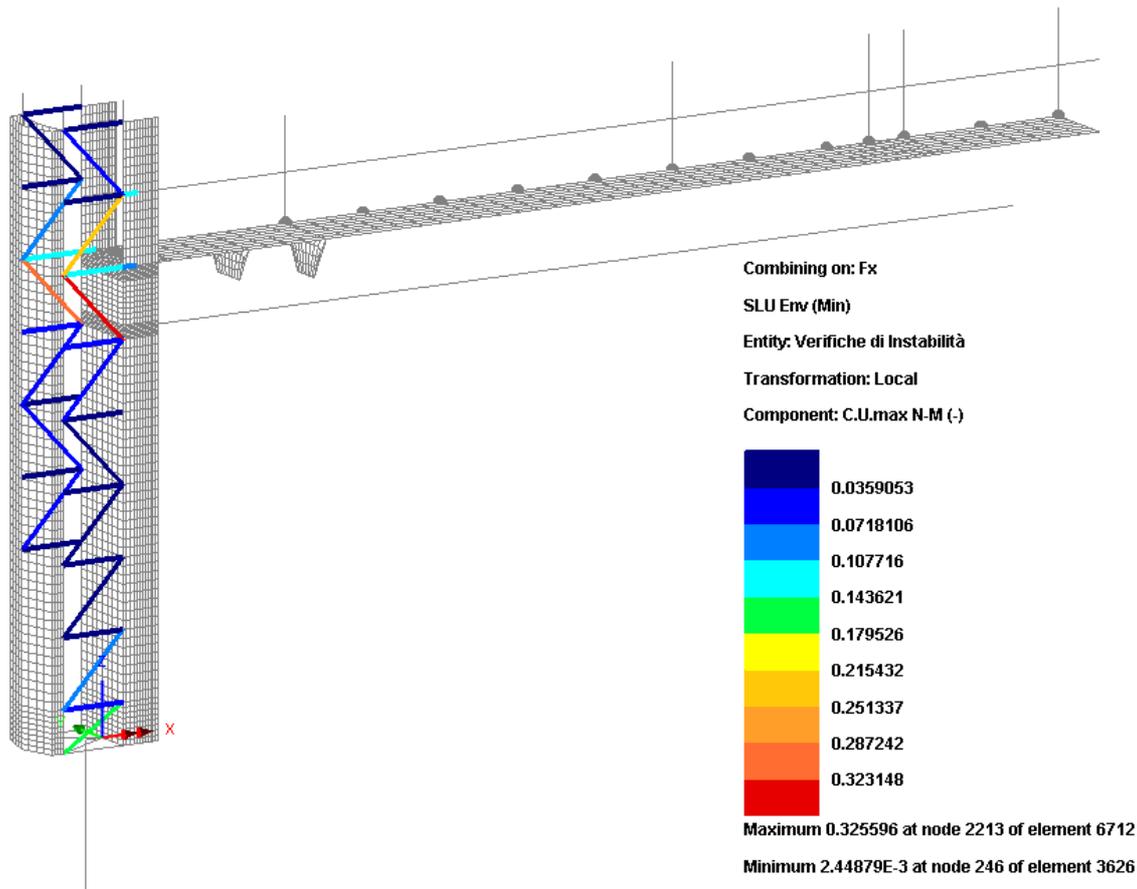
Comb	F_x [N]	I_0 [m]	λ	Φ	χ	N_{cr} [N]	C.S.
$F_{x,max}$	-34894	1.65	1.57	2.07	0.29	-342158	0.148
$F_{x,min}$	-113411	1.65	1.57	2.07	0.29	-342158	0.482



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]	λ	Φ	χ	Ncr [N]	C.S.
Fx,max	45599	---	---	---	---	--	0.027
Fx,min	-410036	1.36	0.89	0.97	0.74	-2256957	0.326

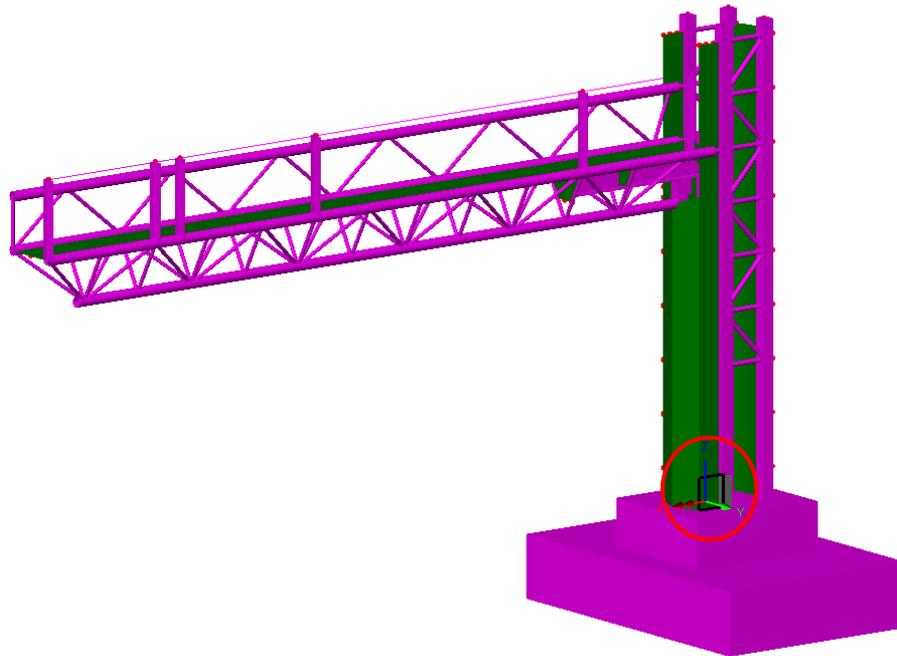


4.1.3 Verifiche di stabilità locale (lamiere sottili)

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.

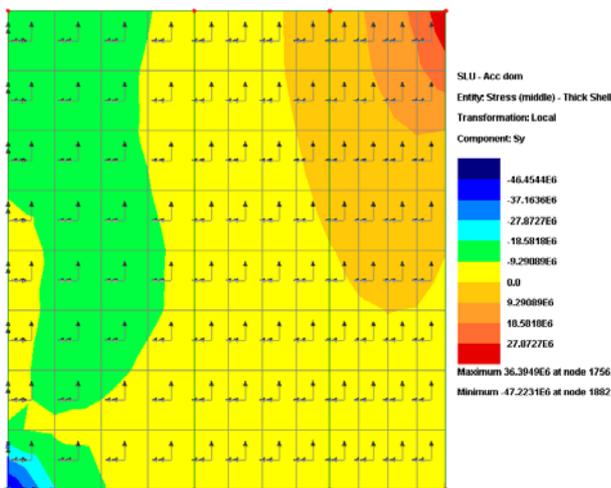
Per questi motivi la verifica viene condotta considerando lo stato tensionale in prossimità della sezione di base. Si considera pertanto il singolo pannello, di dimensioni 540x600x10 mm, delimitato ai lati dai profili di montante, dalla piastra di base e rispettivamente dal primo ordine di nervature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



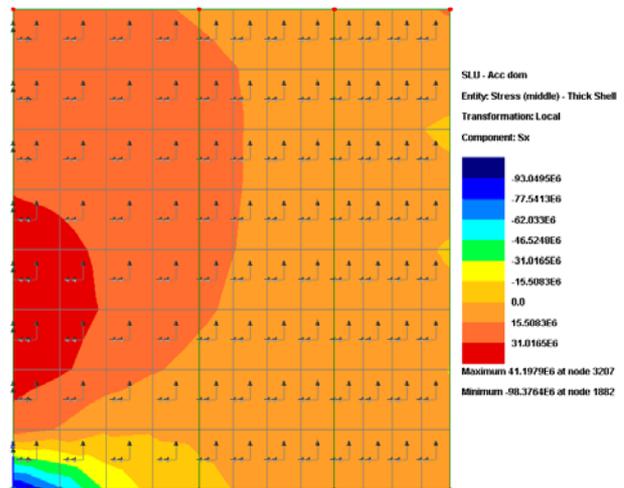
Di seguito si riporta il quadro tensionale lungo il pannello, afferente alle due combinazioni S.L.U. principali (carichi accidentali e vento dominante rispettivamente), sotto forma di contour.

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)).

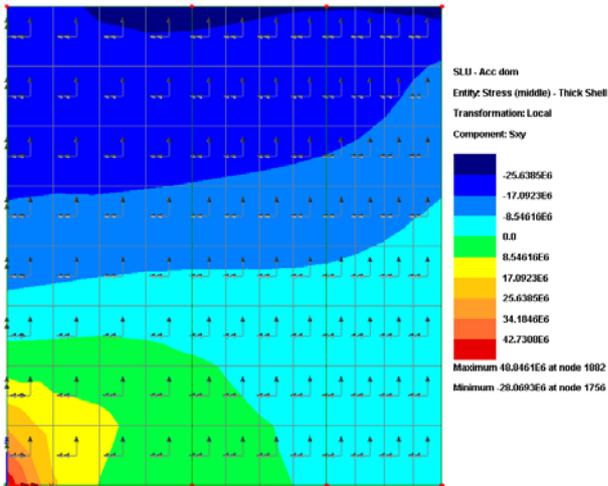
S.L.U. - Combinazione con carichi accidentali dominanti



σ_y (positive se di trazione)

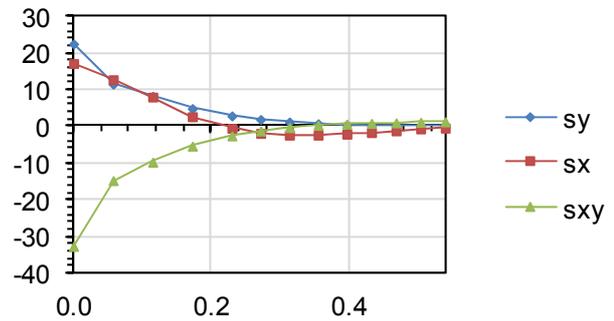


σ_x (positive se di trazione)

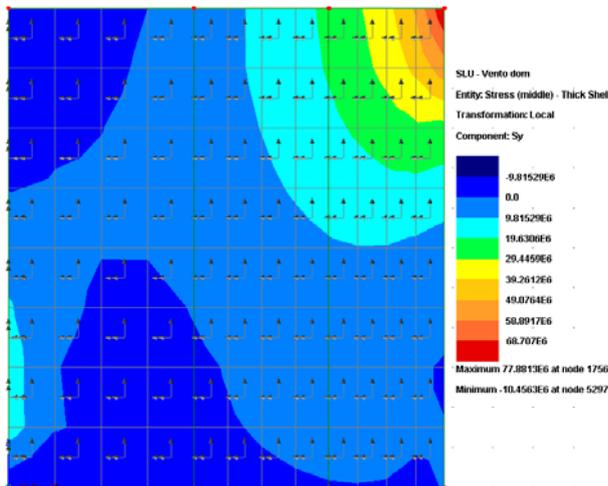


τ_{xy}

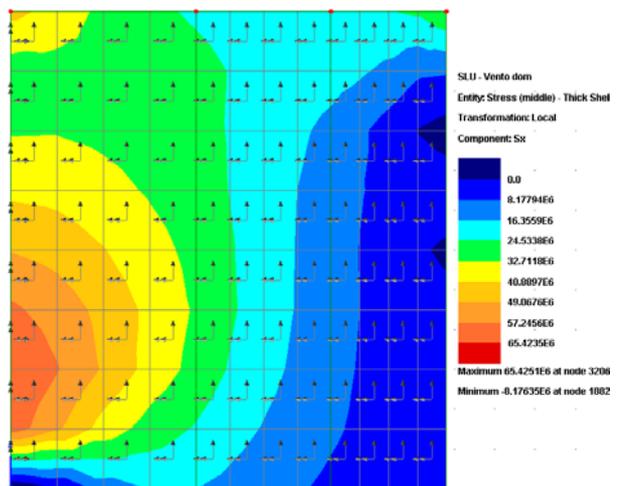
Andamento dello stato tensionale nella mezzeria del pannello - S.L.U. - Comb. Accidentali dominanti



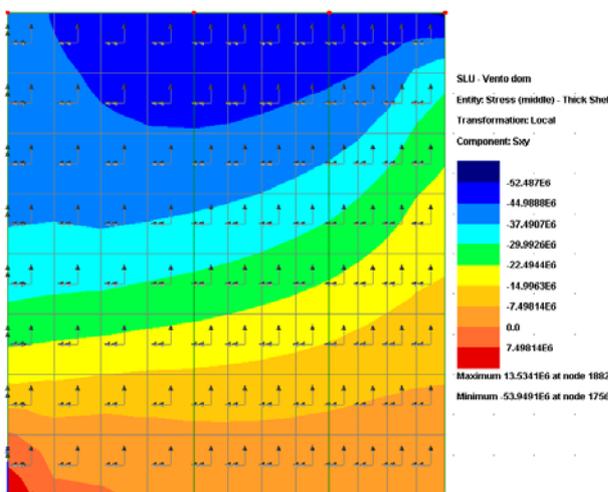
S.L.U. - Combinazione con vento dominante



σ_y (positive se di trazione)

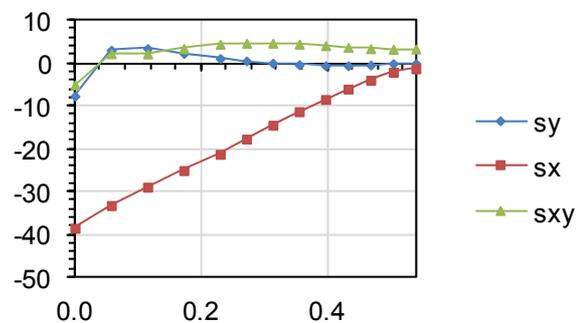


σ_x (positive se di trazione)



τ_{xy}

Andamento dello stato tensionale nella mezzeria del pannello - S.L.U. - Comb. Vento dominante



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 τ_{Ed} sono gli sforzi considerati agenti insieme
- ρ_x , ρ_z e χ_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
- γ_{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

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

$$\bar{\lambda}_p = \frac{b/t}{28.4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}} \quad \text{EN} \quad 1993-1-$$

5 §4.4

Il calcolo della tensione critica di piastra non può prescindere dalla definizione del k_σ 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 $\psi < 0$.

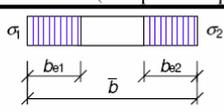
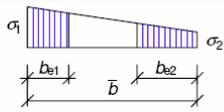
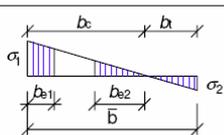
Stress distribution (compression positive)		Effective ^p width b_{eff}				
	$\psi = 1$:	$b_{eff} = \rho \bar{b}$				
	$1 > \psi \geq 0$:	$b_{e1} = 0,5 b_{eff}$	$b_{e2} = 0,5 b_{eff}$			
	$\psi < 0$:	$b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$				
		$b_{e1} = 0,4 b_{eff}$	$b_{e2} = 0,6 b_{eff}$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
Buckling factor k_σ	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 χ_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:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{86.4 \cdot t \cdot \varepsilon} \quad \text{EN} \quad 1993-1-$$

5 §5.3(5.5)

in cui

S.L.U. - Combinazione con vento dominanti

b	540 [mm]
t	10 [mm]
h _w	600 [mm]
v	0.3

γ _{M1}	1.05
f _y	355 [MPa]
E	210000 [MPa]
ε	0.81

σ ₁	3.4 [MPa]
σ ₂	-0.1 [MPa]
ν	-0.03
k _σ	8.0

curva	c
α	0.49
λ _p	0.83
ε	7.00
λ _w	0.85

σ _E	65 [MPa]
σ _{cr,p}	521 [MPa]
σ _{cr,c}	65 [MPa]

ρ	0.97
ρ _x	0.97
ρ _z	0.97
Φ _x	1.00
Φ _z	1.00
χ _x	0.64
χ _z	0.64
χ _w	1.00

G.P.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
σ _{x,Ed} [MPa]	-8	3	3	2	1	1	0	0	-1	-1	0	0	0
σ _{z,Ed} [MPa]	-39	-33	-29	-25	-21	-18	-14	-11	-8	-6	-4	-2	-1
τ _{Ed} [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_x, M_y, M_z.

4.2.1.1 Correnti orizzontali

Elemento 2846 al punto di Gauss 1

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

4.2.1.2 Correnti di montante

Elemento 2757 al punto di Gauss 1

Comb	F _x [N]	F _y [N]	F _z [N]	M _x [Nm]	M _y [Nm]	M _z [Nm]	σ [MPa]
F _{x,max}	-88504	213391	-13025	5212	5363	-76346	166
M _{y,max}	-198197	213391	12113	5212	5363	-76346	179
M _{z,max}	-213328	-169566	-14886	5018	-5345	41493	114
F _{x,min}	-221476	-84612	12857	3214	-3181	11273	54
M _{y,min}	-213328	189228	-14886	5151	-5345	-46461	124
M _{z,max}	-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]	σ [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]	σ [MPa]
F _{x,max}	-20923	-4
F _{x,min}	-293886	-58

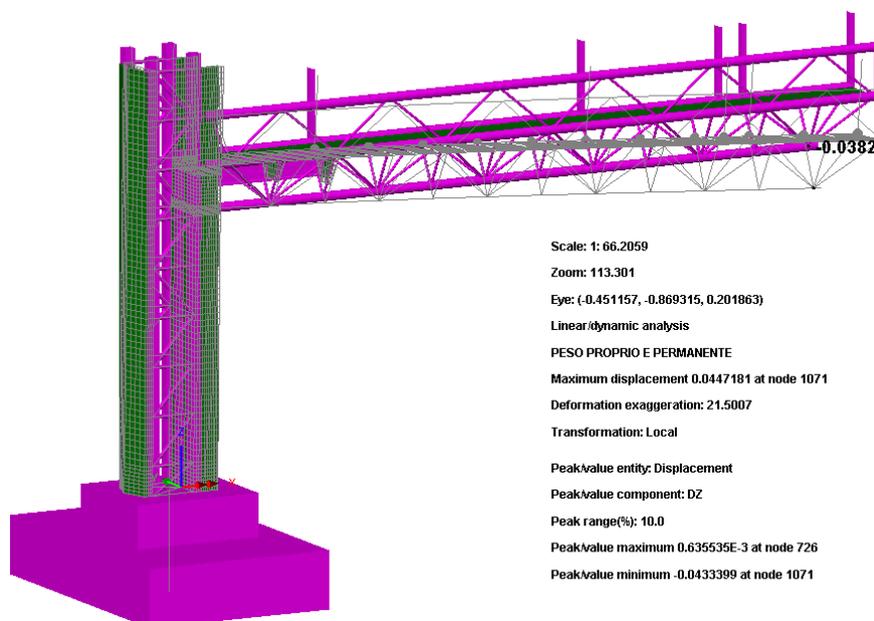
4.3 S.L.E. - deformazione

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

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

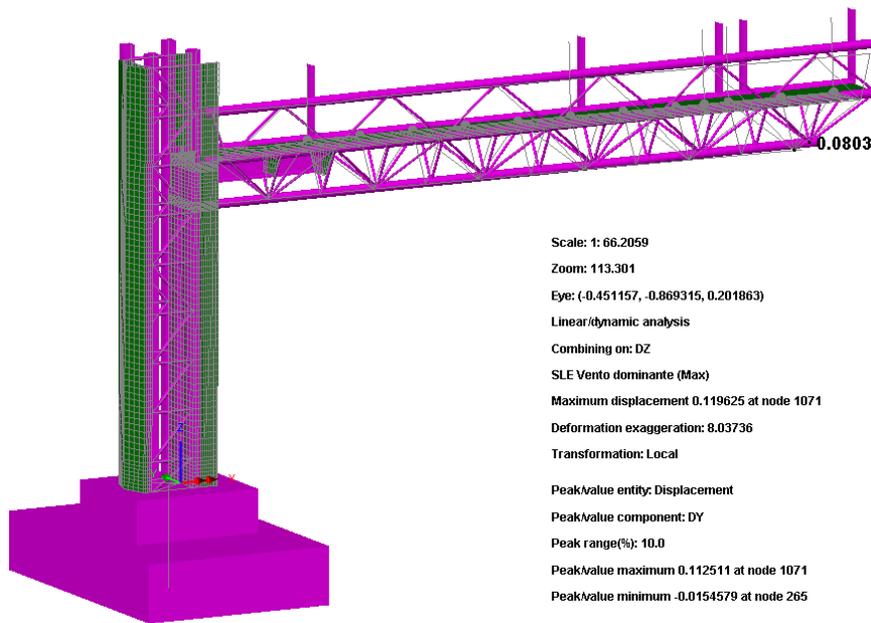
Nei rispettivi diagrammi si indica anche, relativamente al punto di estremità della traversa, il valore della freccia massima verticale e il valore dello spostamento massimo orizzontale.

g_{1k} e g_{2k} – freccia verticale (δ_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 δ_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;
- α_{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 χ :

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

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

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:

Combinazione	$\alpha_{ult,k}$	α_{cr}	λ	α	Φ	χ	$\frac{\chi \cdot \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}}$	Verifica
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.

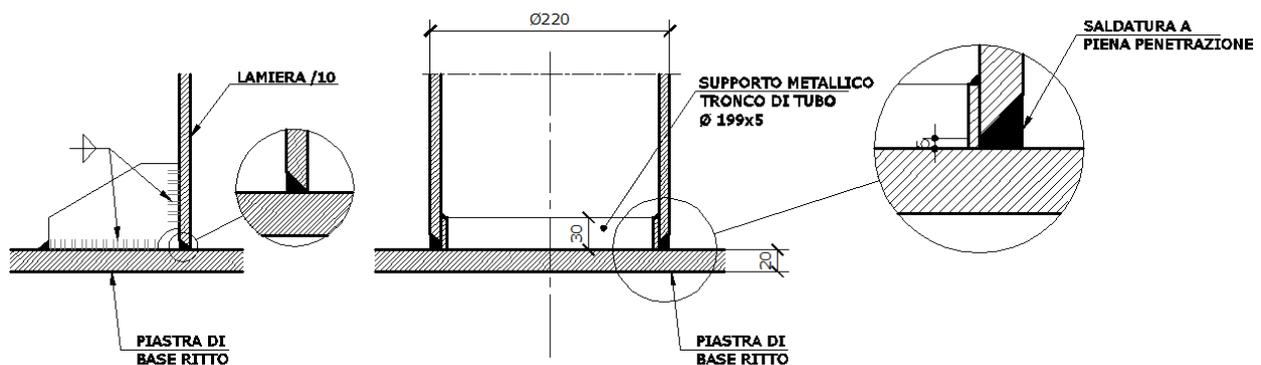


Figura 23: Dettaglio delle saldature a piena penetrazione della piastra di base dei montanti.

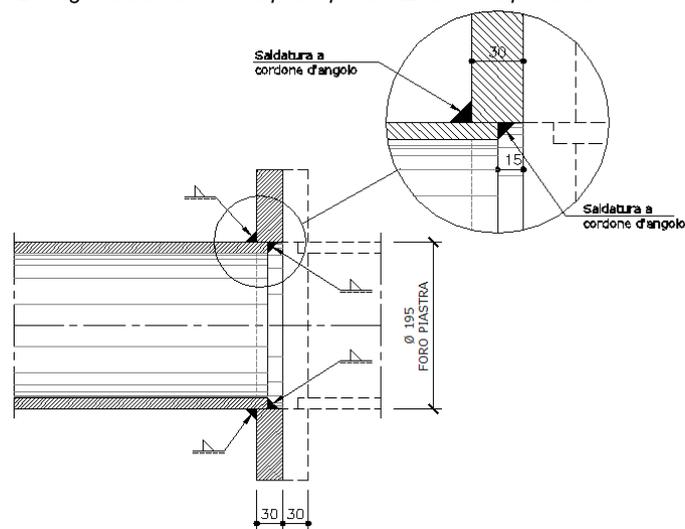


Figura 24: Dettaglio delle saldature a cordone d'angolo tipico.

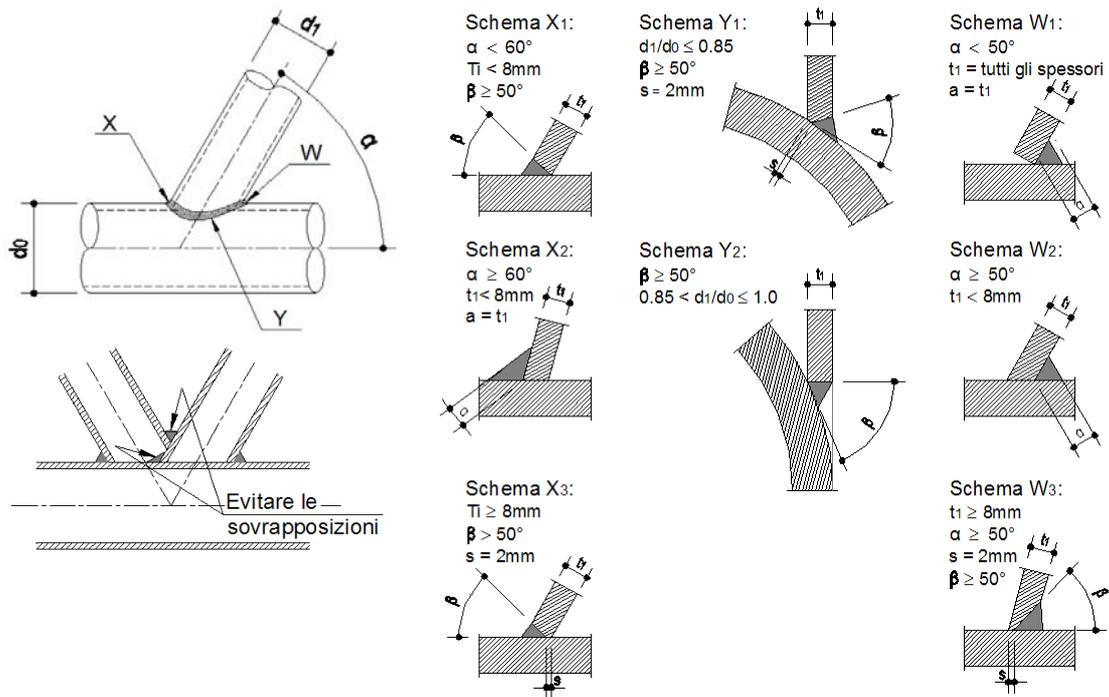


Figura 25: Dettaglio delle saldature a cordone d'angolo tipico – nodo tubolari.

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.

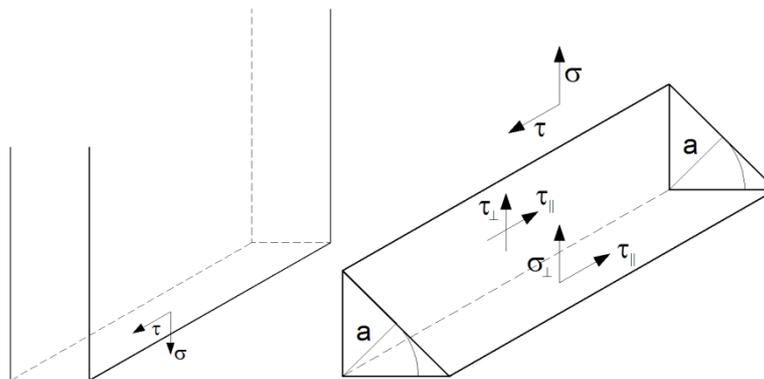


Figura 26: Andamento delle tensioni nella saldatura a cordone d'angolo.

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

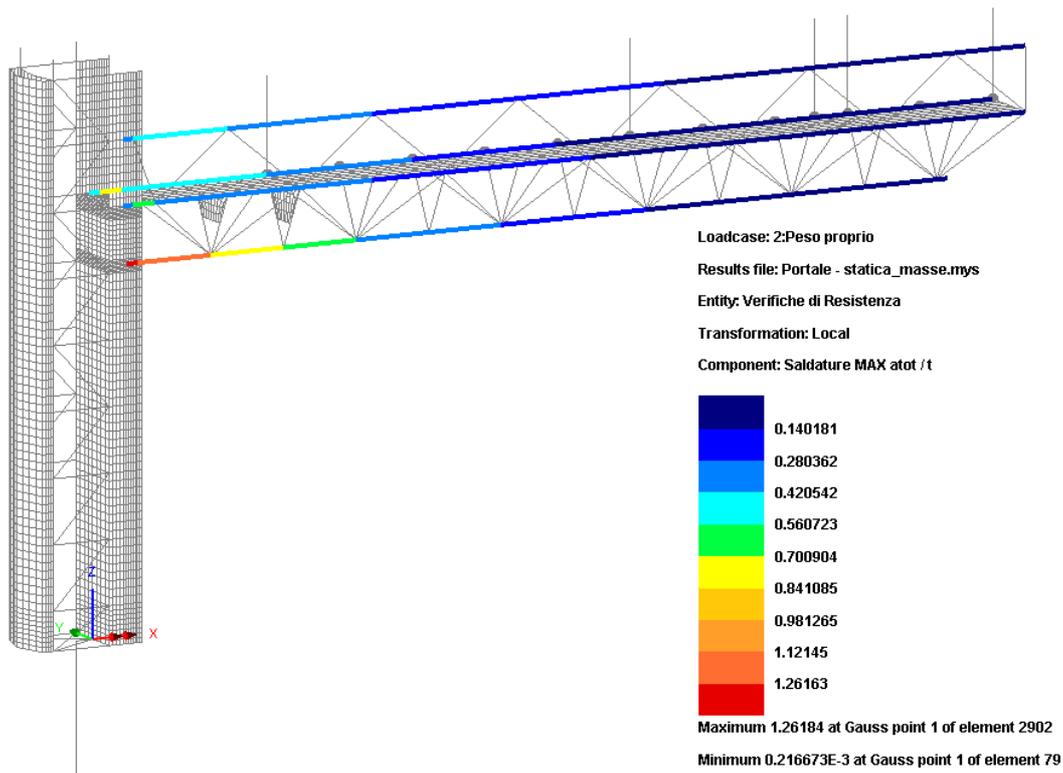


Figura 27: Rapporti a_{tot}/t per gli elementi di tipo BEAM (correnti inferiori).

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.

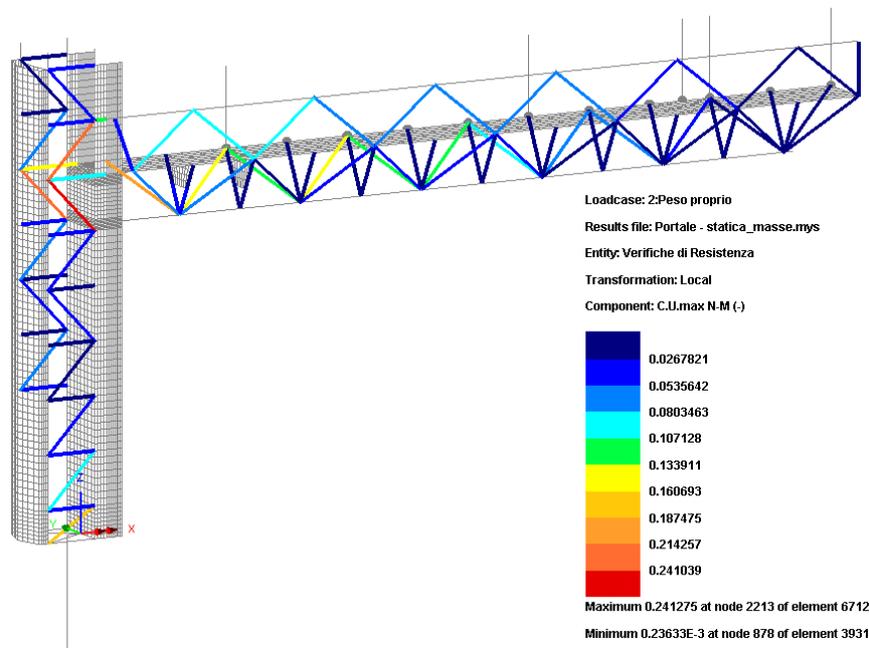


Figura 28: Rapporti a_{tot}/t per gli elementi di tipo BAR.

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 2×10^6 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)
Fatica_Vento	(1)	2	-13	1	0	0	-4
Fatica_BuffetingL1	(2)	-1	0	0	0	0	0
Fatica_BuffetingL2	(3)	-2	0	0	0	0	0
Fatica_BuffetingL3	(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)
Fatica_Vento	(1)	3	-20	2	0	0	-5
Fatica_BuffetingL1	(2)	-2	0	0	0	0	0
Fatica_BuffetingL2	(3)	-4	0	0	0	0	0
Fatica_BuffetingL3	(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:

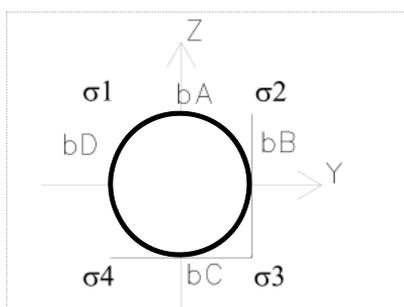
Verifica Tensionale

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

Azioni di verifica agli SLE:

		Geometria del profilo in acciaio:					
Sez Verifica		ϕ_{est} (m)	ϕ_{int} (m)	s (m)			
A	Sbraccio1	0.19	0.18	0.007			
A	I_y	I_z	W_y	W_z	S^*_{vy}	S^*_{vz}	$2^*\Omega*t$
(m ²)	(m ⁴)	(m ⁴)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)
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

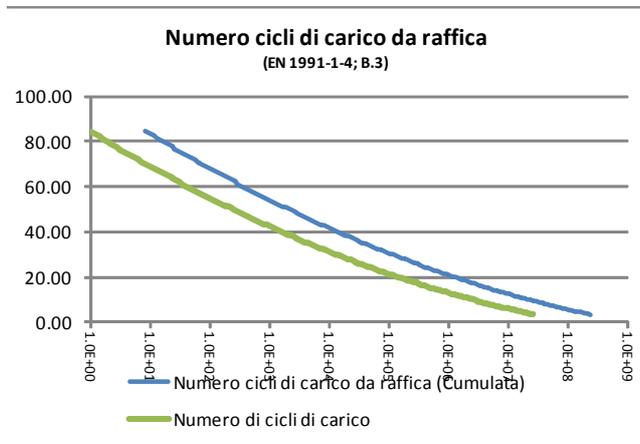
Solicitazioni Fatica - Sbraccio1					Azioni taglianti e torcenti				Tensioni risultanti:			
Assiale	V	Torcente	M		$\Delta\tau_1$	$\Delta\tau_2$	$\Delta\tau_3$	$\Delta\tau_4$	$\Delta\sigma_1$	$\Delta\sigma_2$	$\Delta\sigma_3$	$\Delta\sigma_4$
(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)		(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)
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
γ_{Mf}	γ_{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	0.00E+00	4.78E-06	6.45E-06
Fatica_BuffetingL1	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
Fatica_BuffetingL2	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
Fatica_BuffetingL3	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
$\Sigma(X)*\gamma_{Mf}*\gamma_{Ff} < 1$	6.45E-06			

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").

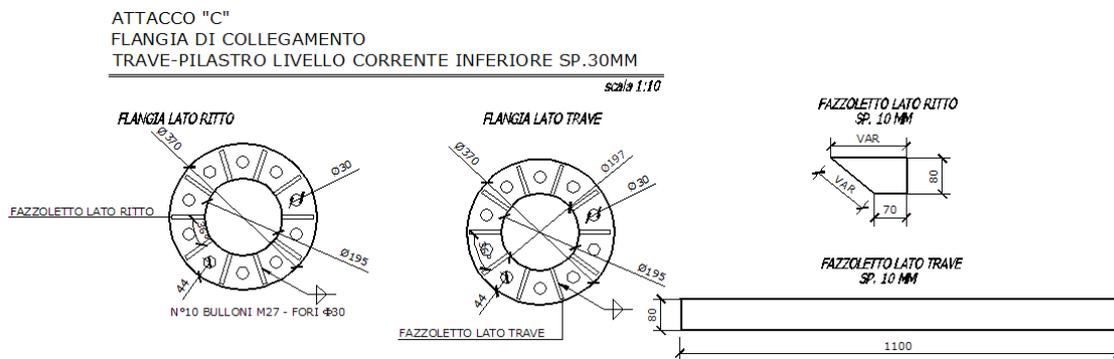


Figura 29: Collegamenti bullonati per le giunzioni flangiate dei correnti orizzontali della traversa a sbalzo.

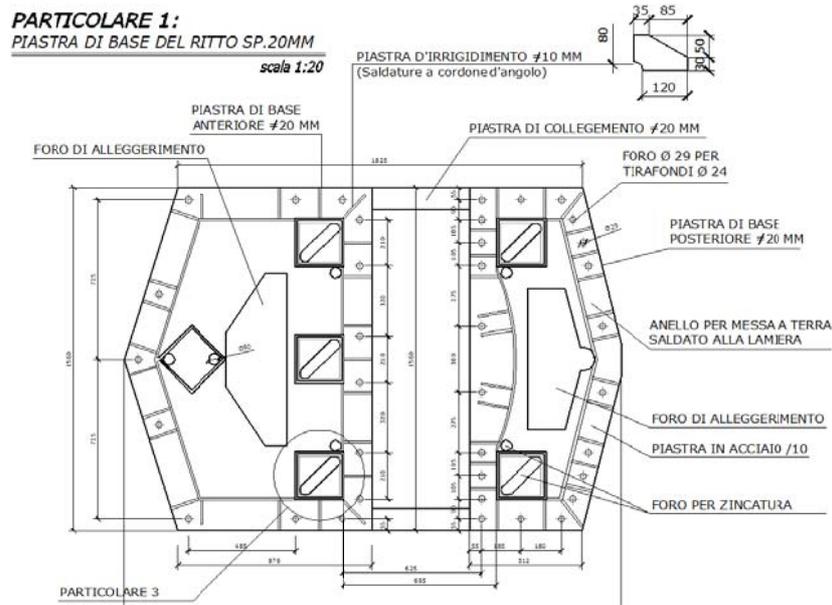


Figura 30: Collegamenti bullonati per la giunzione dei macro-tubi al dado di fondazione.

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.

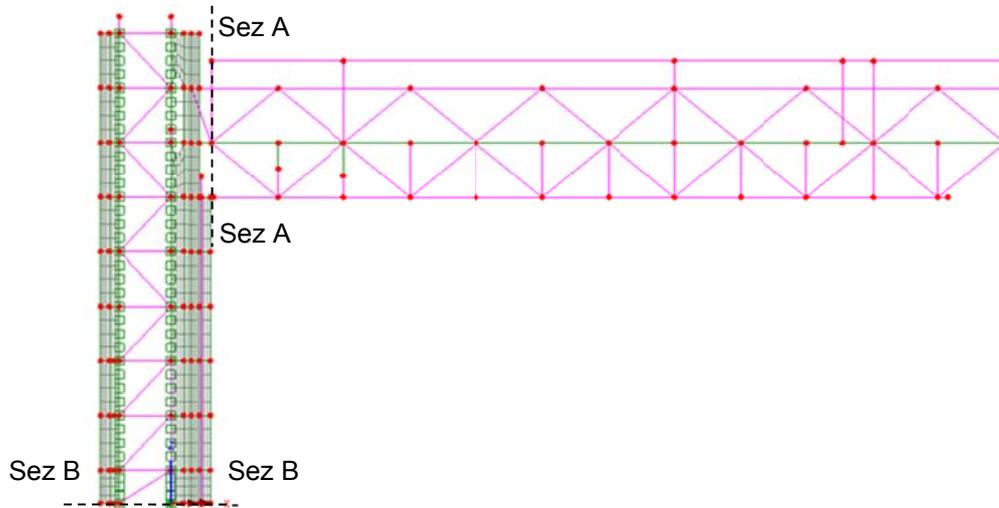


Figura 31: Sezioni di verifica - giunzioni bullonate

5.3.1 Verifica unioni bullonate

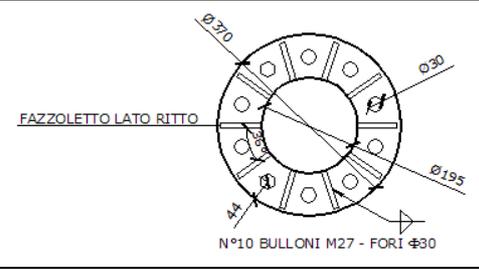
Per la verifica delle unioni bullonate si considera un collegamento tipo soggetto alle massime sollecitazioni dedotte allo stato limite ultimo.

Collegamento trave-colonna (Sez. A):

Comb	F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_z (kNm)
1. $F_{x,max}$	-328	-27	-5	0	2	25
2. $F_{x,min}$	-628	23	-15	0	9	-17
3. $M_{y,max}$	-628	23	-15	0	9	-17
4. $M_{y,min}$	-328	-27	-5	0	2	25
5. $M_{z,max}$	-328	-27	-5	0	2	25
6. $M_{z,min}$	-435	32	-12	0	8	-27

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):

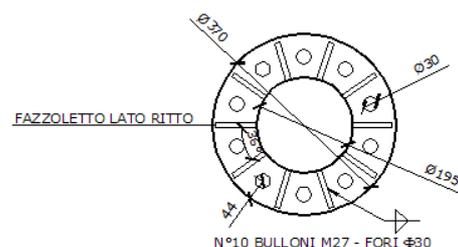
Macrotubo posteriore						
Comb	F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_z (kNm)
1. $F_{x,max}$	92	14	-309	-398	27	88
2. $F_{x,min}$	-105	-14	-644	466	110	-98
3. $F_{y,max}$	92	14	-309	-398	27	88
4. $F_{y,min}$	-105	-14	-644	466	110	-98
5. $F_{z,max}$	92	14	-309	-398	27	88
6. $F_{z,min}$	-69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

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

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 ²	$B_{p,Rd}$	433.6 kN	Res. a punzonamento
			$F_{v,Rd}$	183.6 kN	Res. a taglio
			$F_{t,Rd}$	330.5 kN	Res. a trazione
γ_{M2}	1.25		Azioni sollecitanti		
f_{tk}	355	MPa	$F_{v,Ed}$	3 kN	Azione tagliante
d	27	mm	$F_{t,Ed}$	3 kN	Azione assiale
d_0	30	mm	Verifiche		
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				
α	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 $s=50$ 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.

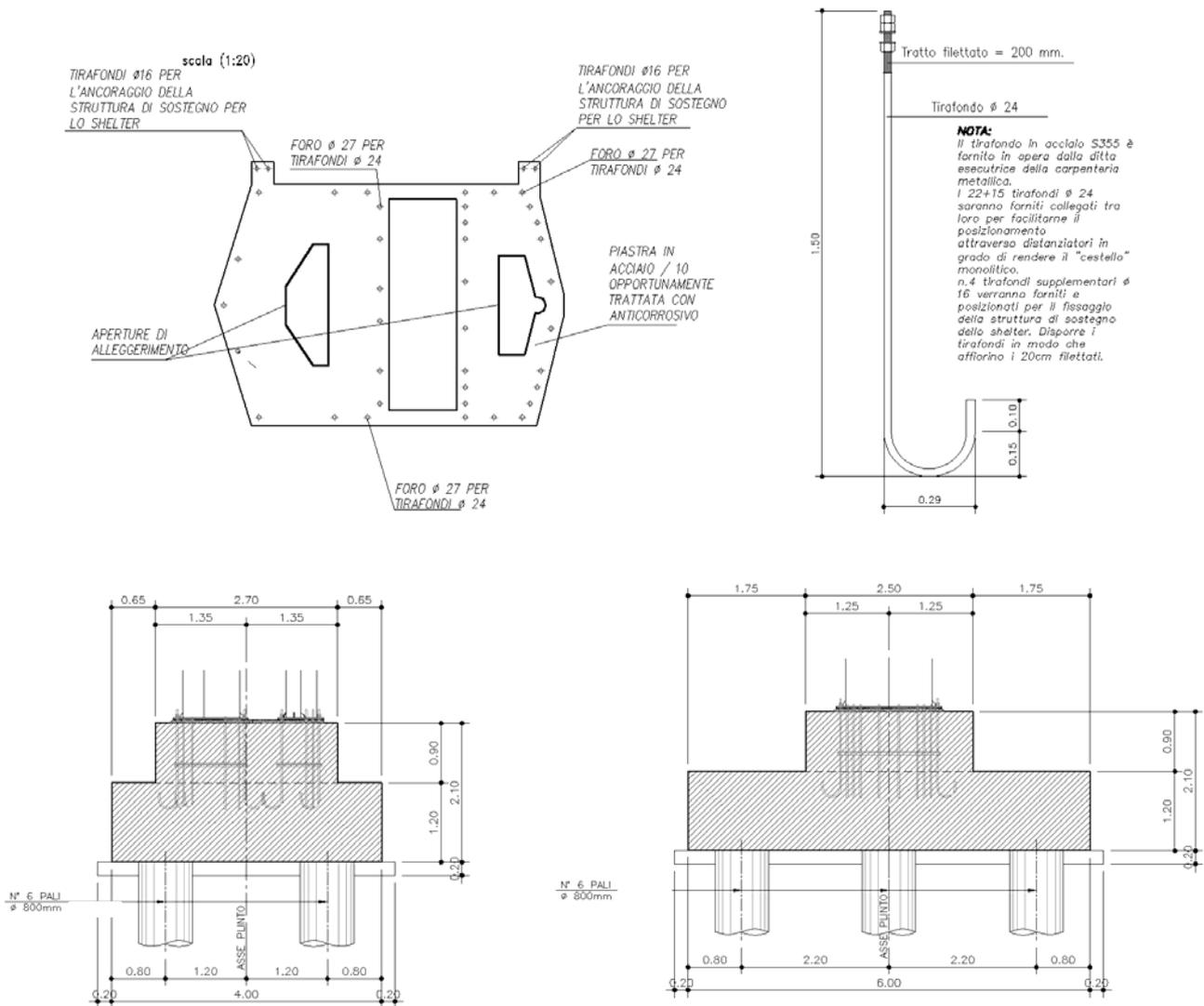


Figura 32: Giunto di base del singolo montante.

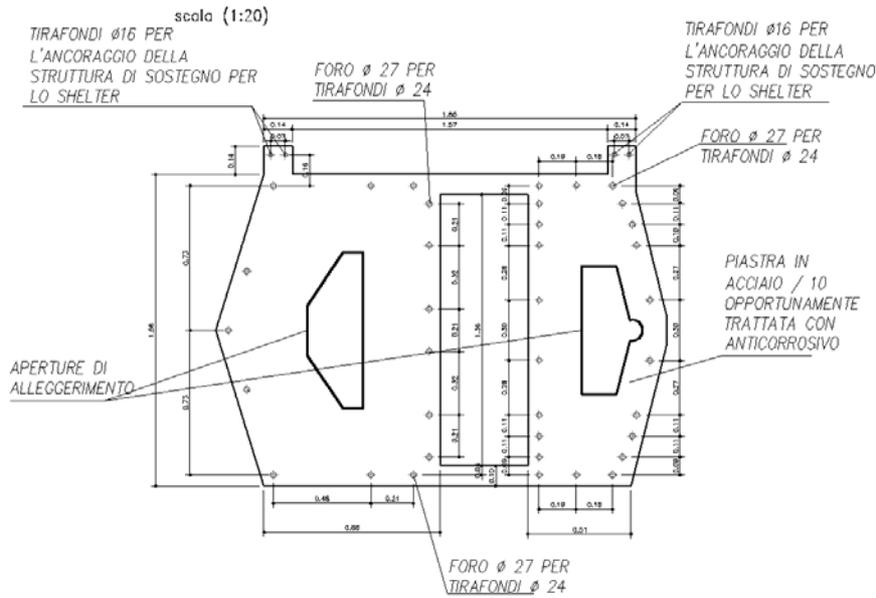
Nel seguito si riassumono le verifiche condotte sulla connessione nella combinazione significativa.

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						
Comb	F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	M _z (kNm)
1. F _{x,max}	92	14	-309	-398	27	88
2. F _{x,min}	-105	-14	-644	466	110	-98
3. F _{y,max}	92	14	-309	-398	27	88
4. F _{y,min}	-105	-14	-644	466	110	-98
5. F _{z,max}	92	14	-309	-398	27	88
6. F _{z,min}	-69	-8	-869	311	136	-64
7. M _{x,max}	-105	-14	-644	466	110	-98
8. M _{x,min}	92	14	-309	-398	27	88
9. M _{y,max}	-69	-8	-869	311	136	-64
10. M _{y,min}	92	14	-309	-398	27	88
11. M _{z,max}	92	14	-309	-398	27	88
12. M _{z,min}	-105	-14	-644	466	110	-98

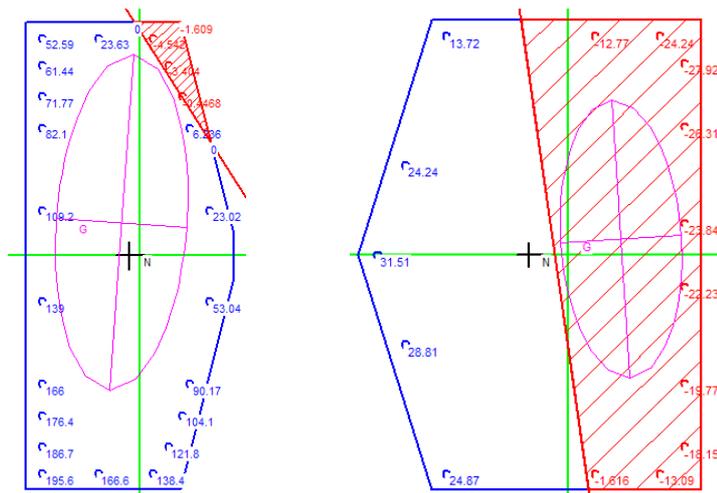
Macrotubo anteriore						
Comb	F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	M _z (kNm)
1. F _{x,max}	105	-75	862	87	371	-317
2. F _{x,min}	-92	75	476	-139	18	327
3. F _{y,max}	-92	75	476	-139	18	327
4. F _{y,min}	105	-75	862	87	371	-317
5. F _{z,max}	69	-45	1133	24	399	-185
6. F _{z,min}	-92	75	476	-139	18	327
7. M _{x,max}	103	-75	687	93	320	-318
8. M _{x,min}	-90	75	651	-146	69	329
9. M _{y,max}	69	-45	1133	24	399	-185
10. M _{y,min}	-92	75	476	-139	18	327
11. M _{z,max}	-90	75	651	-146	69	329
12. M _{z,min}	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 _{x,Mz} [kN]	V _{y,Mz} [kN]	V _{x,Vx} [kN]	V _{y,Vy} [kN]	V _{i,tot} [kN]	N [kN]	M _{trasy} [kNm]	M _{long} [kNm]	σ _{max} [MPa]
1. F _{x,max}	4	8	4	1	11	-309	-398	27	119.2
2. F _{x,min}	-4	-9	-5	-1	13	-644	466	110	175.3
3. F _{y,max}	4	8	4	1	11	-309	-398	27	119.2
4. F _{y,min}	-4	-9	-5	-1	13	-644	466	110	175.3
5. F _{z,max}	4	8	4	1	11	-309	-398	27	119.2
6. F _{z,min}	-3	-6	-3	0	8	-869	311	136	195.6
7. M _{x,max}	-4	-9	-5	-1	13	-644	466	110	175.3
8. M _{x,min}	4	8	4	1	11	-309	-398	27	119.2
9. M _{y,max}	-3	-6	-3	0	8	-869	311	136	195.6
10. M _{y,min}	4	8	4	1	11	-309	-398	27	119.2
11. M _{z,max}	4	8	4	1	11	-309	-398	27	119.2
12. M _{z,min}	-4	-9	-5	-1	13	-644	466	110	175.3

Macro-tubo anteriore - Azioni sul tirafondo più sollecitato									
Comb	V _{x,Mz} [kN]	V _{y,Mz} [kN]	V _{x,Vx} [kN]	V _{y,Vy} [kN]	V _{i,tot} [kN]	N [kN]	M _{trasy} [kNm]	M _{long} [kNm]	σ _{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 $F_{t,Ed} = 88\text{kN}$.

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 ²	$B_{p,Rd}$	128.5	kN	Res. a punzonamento
γ_{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
α	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			
γ_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			
η	1				
σ_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.

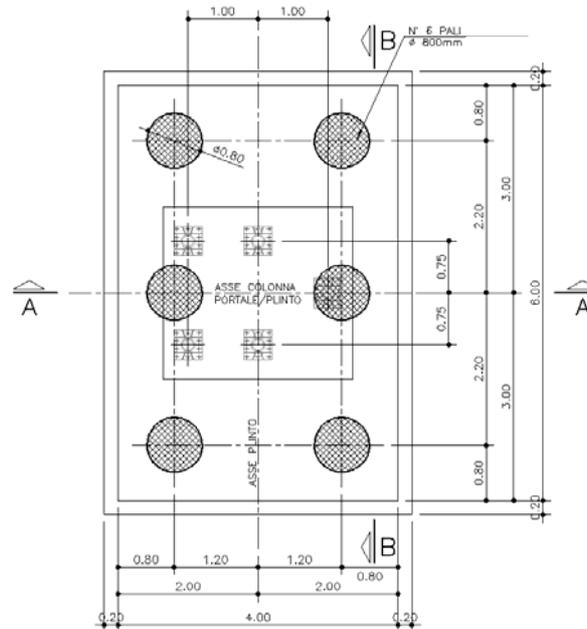


Figura 33: Carpenteria del plinto di fondazione

La fondazione è sostenuta da un sistema di tre pali trivellato o elica $\varnothing=0.80 \text{ m}$ ed interasse $i = 2.20 \div 2.40 \text{ m}$. 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

Nodo		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	
		(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	
Com. SISMA Env	4631	-352	4	-19	-571	-747	-543	MIN
		352	-4	19	571	747	543	MAX
		-25	-324	-19	-465	-641	-410	MIN
		25	324	19	465	641	410	MAX
		-352	-147	-19	-522	-747	-482	MIN
		352	147	19	522	747	482	MAX
		-25	180	-19	-628	-641	-614	MIN
		25	-180	19	628	641	614	MAX
		-352	-147	-19	-522	-747	-482	MIN
		352	147	19	522	747	482	MAX
		-25	180	-19	-628	-641	-614	MIN
		25	-180	19	628	641	614	MAX

Figura 37: Involuppo delle azioni agenti in fondazione - SLV