



REGIONE LIGURIA

**autostrade // per l'italia**

COLLEGAMENTO TRA LA VALFONTANABUONA  
E L'AUTOSTRADA A12 GENOVA-ROMA

**PROGETTO DEFINITIVO**

**OPERE COMPLEMENTARI**

**SEGNALETICA**

**PORTALI A MESSAGGIO VARIABILE (PMV)  
PMV01 – PORTALE PMV INGRESSO ROTATORIA  
SOLUZIONE A FARFALLA – RELAZIONE DI CALCOLO**

<b>IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE SPECIALISTICA</b> Ing. Lucio Ferretti Torricelli Ord. Ingg. Brescia N.2188 <b>RESPONSABILE UFFICIO STR</b>	<b>IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE</b> Ing. Sara Frisiani Ord. Ingg. Genova N. 9810A <b>CAPO COMMESSA</b>	<b>IL DIRETTORE TECNICO</b> Ing. Maurizio Torresi Ord. Ingg. Milano N. 16492 <b>RESPONSABILE DIREZIONE OPERATIVA TECNICA E PROGETTAZIONE</b>
--	--	---

WBS	RIFERIMENTO ELABORATO						DATA: DICEMBRE 2014	REVISIONE	
	DIRETTORIO		FILE					n.	data
—	codice commessa	N.Prog.	unita'	ufficio	n. progressivo	Rev.			
—	11001302			STR0202	—				
							SCALA: —		

<b>ingegneria europea</b>	<b>RESPONSABILE PROGETTO GENOVA</b> Ing. Orlando Mazza Ord. Ingg. Pavia N. 1496	ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI : —
		ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI : Ing. Lucio Ferretti Torricelli – O.I. Brescia n° 2188
CONSULENZA A CURA DI :		IL RESPONSABILE UFFICIO/UNITA' Ing. Lucio Ferretti Torricelli – O.I. Brescia N. 2188

	<b>VISTO DEL COMMITTENTE</b>  R.U.P. – Ing. Andrea Frediani	<b>VISTO DEL CONCEDENTE</b>  <b>Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti</b> <small>DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI</small>
--	---	---

**PMV ingresso rotatoria b = 4 m**  
**tipologia a bandiera a farfalla, con fondazione tipologica**  
**Relazione di calcolo**

1.	Introduzione	4
1.1	Inquadramento tipologico	4
1.2	Riferimenti normativi e bibliografici	8
1.3	Materiali	9
1.3.1	Conglomerati cementizi	9
1.3.2	Acciaio ad aderenza migliorata	10
1.3.3	Acciaio da carpenteria	10
1.3.4	Bulloni ad alta resistenza	11
1.3.5	Saldature	11
1.4	software di calcolo	11
2.	Analisi dei carichi	12
2.1	Pesi propri e permanenti portati ( $g_{k1}$ - $g_{k2}$ )	12
2.2	Azioni variabili ( $Q_{ak}$ )	14
2.2.1	Azioni del vento ( $F_{wk}$ )	14
2.2.2	Azioni di Buffeting	24
2.2.3	Carico da neve	27
2.2.4	Carico da folla (manutenzione)	28
2.2.5	Azione sismica ( $E_K$ )	28
2.3	Combinazioni di carico	31
2.3.1	Combinazioni per gli S.L.U.	31
2.3.2	Combinazioni per gli S.L.E.	32
3.	Analisi strutturale	33
3.1	Generalità	33
3.2	Caratteristiche di sollecitazione elementari	34
3.3	Risultati principali - inviluppo delle caratteristiche di sollecitazione	41
3.3.1	Enve SLU - A1	41
3.3.2	Enve SLE - Caratteristica	43
3.3.3	Enve Sisma - SLV	44
3.4	Sollecitazioni base montante	45
4.	Verifiche	46
4.1	S.L.E. per deformazione - spostamenti	46
4.2	S.L.U. - Resistenza sezioni	47
4.3	S.L.U. - Verifica dei giunti di connessione	53
4.3.1	Verifica del giunto "Sez B"	55
4.3.2	Verifica del giunto "Sez C" - Connessione di base	57
4.4	S.L.U. Ancoraggio alle strutture di fondazione (tirafondi)	64
4.5	S.L.U. resistenza saldature	70
4.6	Verifiche per azioni cicliche – S.L.Fatica	72

4.6.1	Generalità	72
4.6.2	S.L.F. - Sezioni saldate a cordone d'angolo	76
4.6.3	S.L.F. - Giunzioni bullonate	79
5.	Verifiche plinto di fondazione	83
5.1	Generalità	83
5.2	Azioni intradosso plinto	84
5.2.1	Determinazione della pressione (convenzionale) agente sul terreno	85
5.2.2	Verifica del plinto di fondazione	86

## 1. Introduzione

### 1.1 Inquadramento tipologico

La presente relazione di calcolo contiene lo sviluppo numerico relativo alla progettazione strutturale delle installazioni per PMV tipo “ingresso rotatoria”, impiegate in prossimità degli svincoli di ingresso/uscita delle tratte autostradali di competenza ASPI. Tali strutture, sono destinate al sostegno di pannelli luminosi PMV di larghezza pari a 4 m, e si configurano nelle due principali tipologie di seguito riportate:

**portale a bandiera:** caratterizzato da montante inclinato, con pannello eccentrico rispetto all’asse montante stesso.

**portale a farfalla:** montante verticale, con pannello disposto simmetricamente al montante.

Altra variante tipologica possibile per tali portali è la configurazione della piastra di base, che potrà presentare forma quadrata, oppure forma circolare (per consentirne l’opportuno orientamento rispetto all’asse della carreggiata).

La struttura è calcolata per l’installazione di pannelli luminosi da **5 kN**, di forma rettangolare, con dimensioni massime **4.0 x 2.0 m**; è prevista inoltre la presenza di un sovraccarico di servizio massimo su passerelle, di entità pari a **200 kN/m<sup>2</sup>**.

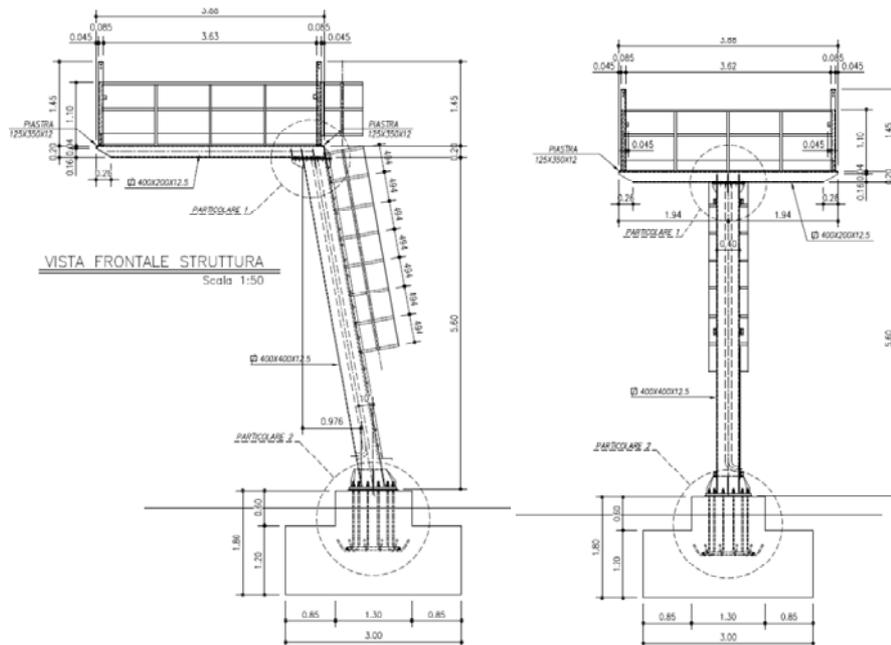
La pressione del vento di progetto viene valutata considerando l’involuppo delle pressioni potenzialmente agenti sui vari siti di competenza della rete ASPI, e risulta, sul pannello, pari a **1670.0 kN/m<sup>2</sup>**.

La fondazione tipologica, dettagliata di seguito, è contestualizzata su terreni di medie caratteristiche.

Il presente elaborato riporta le verifiche geotecniche effettuate sulla base di tali parametri. Differenti contestualizzazioni renderanno ovviamente necessario lo sviluppo di specifiche verifiche e/o l’aggiornamento delle caratteristiche della fondazione.

Tali sviluppi progettuali verranno riportati su specifico elaborato.

Nelle figure seguente si riporta la configurazione d’assieme del portale a bandiera e risp. a farfalla.



Dal momento che le due tipologie sono caratterizzate da elementi strutturali identici, la presente relazione tratta in dettaglio le verifiche relative alla sola tipologia “a bandiera”, caratterizzata da un quadro tensionale più sfavorevole rispetto a quello in configurazione simmetrica.

La parte in elevazione è costituita da un montante a sezione scatolare di dimensioni pari a 400x400 mm (BxH), costante lungo l'intero sviluppo, vincolato a terra attraverso un sistema di tirafondi solidali col plinto di fondazione, avente impronta quadrata in pianta e supportato da fondazione diretta, con impronta (nella configurazione tipologica) di base quadrata e lato  $L = 3.00$  m.

Il pannello segnaletico è sorretto da profilati in acciaio tipo UPN, posizionati ai due lati del pannello, solidarizzati alla mensola della struttura principale attraverso saldatura a piena penetrazione.

La mensola è costituita anch'essa da una struttura composta in acciaio avente sezione rettangolare di 400x200 mm (BxH) e lunghezza massima dello sbraccio pari a 3.70 m circa (misurata dall'asse del montante).

La struttura, costituita da due parti principali (montante - traversa); si realizza in stabilimento attraverso saldature a cordone d'angolo e, una volta mobilitata in prossimità del luogo di montaggio, si assembla attraverso giunzioni bullonate con schema resistente "a taglio".

Nel dettaglio, il pannello di segnaletica è assemblabile in modo da garantire la massima eccentricità possibile rispetto al punto di ancoraggio a terra (configurazione analizzata nel seguito), oppure, in configurazione detta “a farfalla”; simmetrica rispetto alla colonna montante.

Le lamiere hanno spessore  $s = 12.50$  mm.

La modellazione implementata agli E.F., vede la reale geometria degli elementi strutturali (fondazione, montante e sbraccio scatolari, UPN) e la simulazione dell'effetto inerziale del pannello tramite masse puntuali posizionate in corrispondenza ai 4 punti di ancoraggio dello stesso ai profili UPN.



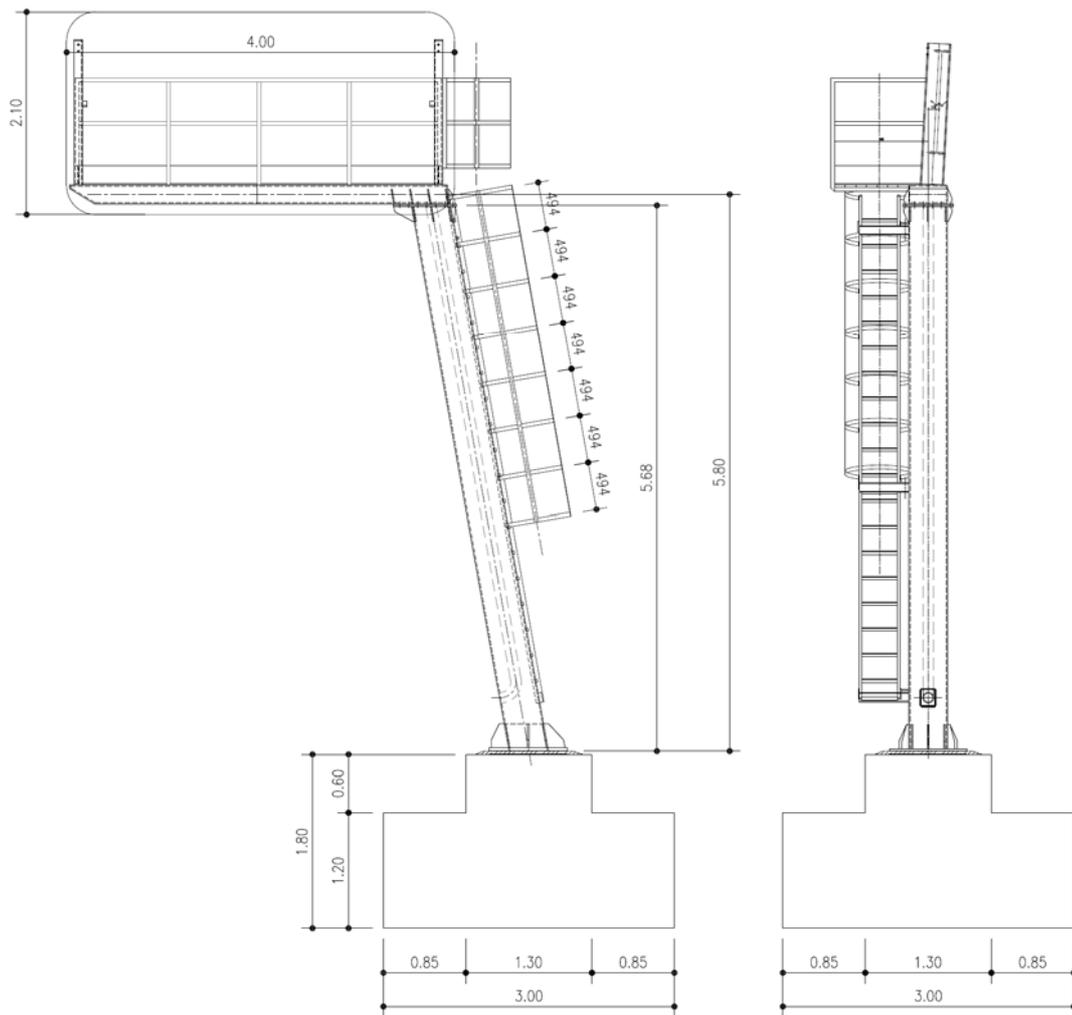
**Fig. 1 – Vista 3D del portale**

La struttura del pannello è costituita da un unico elemento pre-assemblato, equipaggiato di quattro punti di ancoraggio almeno ai profili UPN. Le analisi sono state effettuate nell'ipotesi che la sagoma complessiva del PMV abbia dimensioni massime, in vista frontale, pari a  $4.00 \times 2.10 = 8.40 \text{ m}^2$  (BxH).

Il portale è inoltre dotato di una scala di accesso metallica e di una grigliato pedonale per manutenzione.

La superficie investita dal vento è determinata con riferimento alle geometrie delle strutture portanti, del pannello PMV e delle scale/passarelle pedonali dettagliate negli elaborati grafici a corretto. In particolare, la determinazione delle azioni indotte dal vento ha assunto quali dati di base le geometrie e i rapporti di solidità degli elementi stessi.

Eventuali variazioni degli stessi andranno valutati in relazione alle ricadute sulle pressioni del vento e sulle superfici investite dallo stesso.



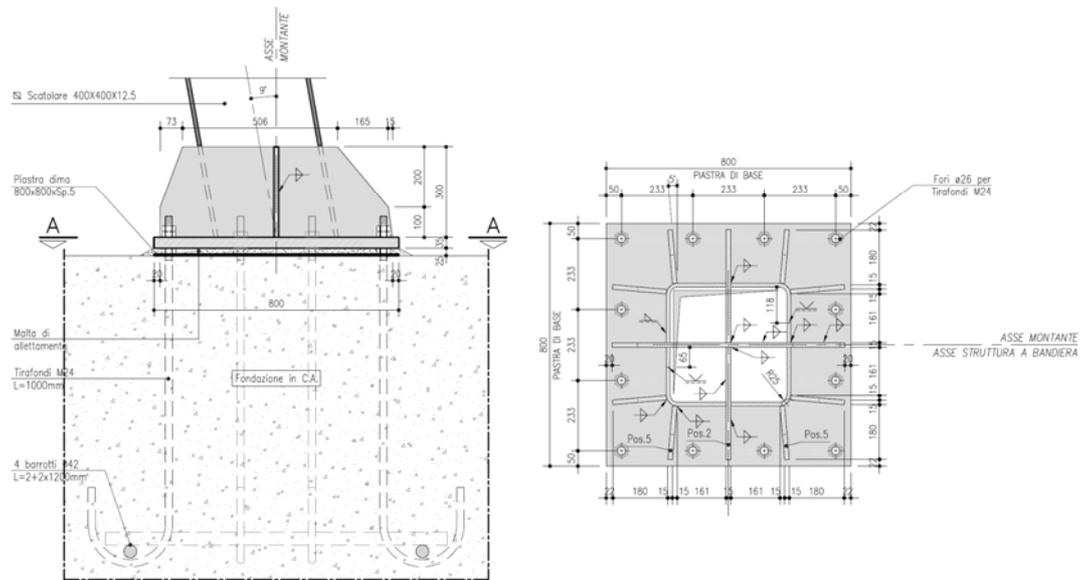
**Fig. 2 – Vista frontale e laterale del portale**

Il collegamento alla base del piedritto con le strutture di fondazione è composto da un sistema tirafondi-piastra, opportunamente irrigidita. E' previsto l'utilizzo di 12 tirafondi M24 cl. 8.8 lunghi 1.00 m (configurazione con piastra quadrata); 12 tirafondi M24 cl. 8.8 lunghi 1.50 m (configurazione con piastra circolare).

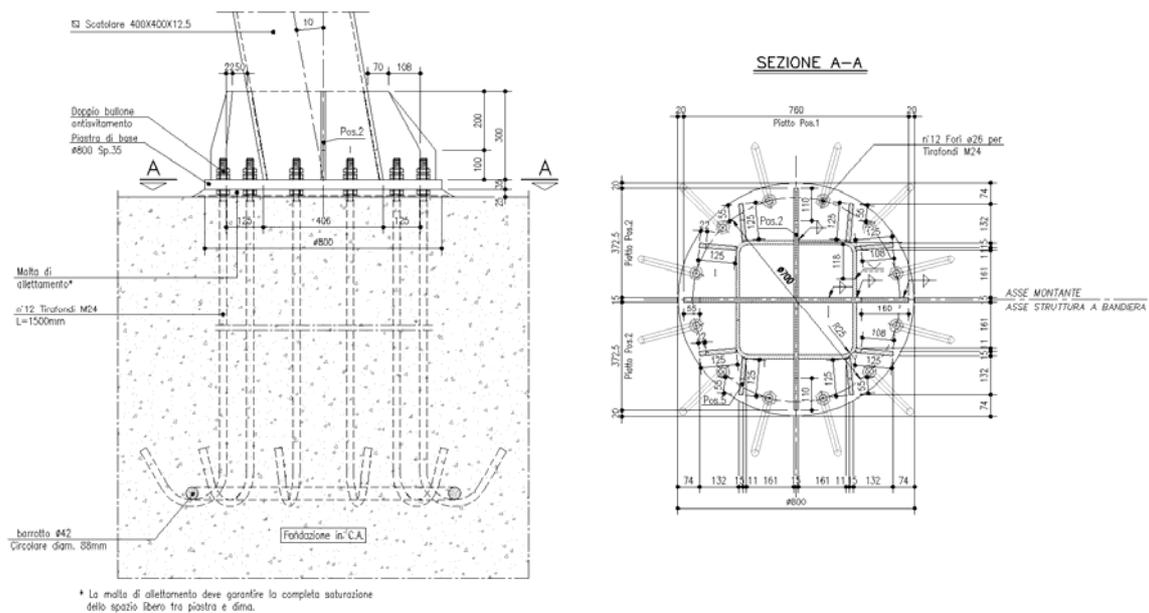
La piastra di base, di spessore  $s = 35$  mm, si realizza con due configurazioni alternative, utilizzabili in relazione alle esigenze contestuali.

La prima vede una impronta in pianta quadrata di lato 800 mm; la seconda una piastra circolare di diametro 0.80.

L'allettamento delle piastre, in entrambe le configurazioni, si realizza con malta e deve garantire completa saturazione dello spazio sottostante la piastra di base.



**Fig. 3 – Dettaglio della connessione alla base quadrata**



**Fig. 4 – Dettaglio della connessione alla base circolare**

Per ulteriori dettagli si rimanda ai pertinenti disegni di progetto.

## 1.2 Riferimenti normativi e bibliografici

Il progetto è stato redatto sulla base dell'impianto normativo degli Eurocodici, completato dai relativi annessi nazionali, e risulta pertanto conforme ai requisiti di coerenza previsti dalle norme tecniche per le costruzioni (NTC2008).

In particolare, si è fatto riferimento ai seguenti documenti normativi:

Normative e prescrizioni emesse dallo Stato Italiano:

- I. **D.M. 14.01.2008** “Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni” (G.U. n.29 del 04.02.2008);
- II. **Circolare del 02.02.2009** contenente le istruzioni per le l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. del 14.01.2008 (G.U. n.47 del 26.02.2009).
- III. **CNR-DT 207/08** contenente le istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni (17.01.2008)
- IV. **ETAG 001 - Allegato C** contenente le linee guida per il benessere tecnico europeo di metodi di progettazione degli ancoranti (Aggiornamento 10.2001)

Normativa Europea (EN)

- V. **EN 1991-1-4 (04/2005) Azioni sulle strutture, azioni del vento** contenente indicazioni riguardo il calcolo delle azioni del vento ed il loro effetto sulle strutture
- VI. **EN 1993-1-1 (08/2005) Progettazione delle strutture in acciaio, regole generali e regole per gli edifici** contenente indicazioni riguardo la verifica delle strutture in acciaio
- VII. **EN 1993-1-5 (10/2006) Progettazione delle strutture in acciaio, elementi strutturali a piastra** contenente indicazioni riguardo la verifica delle strutture in acciaio
- VIII. **EN 1993-1-8 (05/2005) Progettazione delle strutture in acciaio, nodi di connessione** contenente indicazioni riguardo la verifica dei nodi di connessione di strutture in acciaio
- IX. **EN 1993-1-9 (05/2005) Progettazione delle strutture in acciaio, fatica** contenente indicazioni riguardo la verifica alla fatica di strutture in acciaio

Per la parti/verifiche non compiutamente trattate dai documenti suesposti, si è inoltre fatto riferimento, previo controllo relativo alla congruenza dei criteri, ai seguenti documenti:

Normative estere:

- X. **British standards Part 1 (BD94/07)** Highway structures: Design of minor structures (Special Structures)
- XI. **British standards Part 4 (BD51/98)** structures: Design of portal and cantilever signs/signal gantries (Special Structures)

Articoli e pubblicazioni:

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

### 1.3 Materiali

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

#### 1.3.1 Conglomerati cementizi

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

opere non armate (magri): C12/15 (Rck  $\geq$  15 MPa)

fondazioni C28/35 (Rck  $\geq$  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.

### 1.3.2 Acciaio ad aderenza migliorata

Tutte le armature metalliche delle opere in cemento armato saranno realizzate in acciaio ordinario **B 450C**, le cui caratteristiche chimico-meccaniche, nonché tutte le prove di accettazione, devono essere conformi alle pertinenti prescrizioni riportate nel DM 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 <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} = 540$	N/mm <sup>2</sup>
Tensione limite di progetto	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = f_{yk}/1.15 = 391.30$	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico o di Young	$E = 206.000$	N/mm <sup>2</sup>

**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.

### 1.3.3 Acciaio da carpenteria

La carpenteria metallica sarà realizzata in acciaio tipo S275, conforme alle Norme armonizzate della serie UNI EN 10025-2, avente le seguenti caratteristiche:

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

- tensione di rottura a trazione  $f_{tk} \geq 430 \text{ MPa}$
- tensione di snervamento  $f_{yk} \geq 275 \text{ MPa}$

Resistenza di progetto  $f_{yd} = 262 \text{ MPa}$

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

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

#### 1.3.4 Bulloni ad alta resistenza

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

vite	classe 8.8 (UNI EN ISO 898-1: 2001)
tensione di rottura a trazione	$f_t \geq 800$ MPa
tensione di snervamento	$f_y \geq 640$ MPa
dado	classe 8 (UNI 20898-2:1997)
rosette	C50 (UNI EN 10083-2:2006)

Tirafondi:

vite	classe 8.8 (UNI EN ISO 898-1: 2001)
tensione di rottura a trazione	$f_t \geq 800$ MPa
tensione di snervamento	$f_y \geq 640$ MPa
dado	classe 8 (UNI 20898-2:1997)
rosette	C50 (UNI EN 10083-2:2006)

#### 1.3.5 Saldature

Le saldature dovranno essere realizzate secondo le indicazioni NTC2008 ed i processi conformi alle pertinenti parti della EN 1090.

E' previsto in generale l'impiego di saldature a cordone d'angolo, garantendo la dimensione di gola pari almeno a quanto specificato negli elaborati grafici; le saldature longitudinali rispetto all'asse degli elementi scatolari, a costituire gli scatolari stessi, sono da realizzarsi a piena penetrazione.

Non è prevista l'adozione di giunti tecnici lungo lo sviluppo delle membrature. Qualora tali giunti dovessero rendersi necessari, la loro posizione dovrà essere preventivamente concordata ed approvata. Le relative saldature dovranno essere tassativamente realizzate a cordone d'angolo.

#### 1.4 Software di calcolo

Per eseguire i calcoli riportati nel prosieguo della presente relazione sono stati impiegati i seguenti software:  
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. 14.5.7", 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.

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**.

Verifiche delle sezioni in cemento armato di forma qualsiasi:

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

**RC-Sec** Programma di verifica a presso-flessione di sezioni generiche in c.a. e c.a.p. Versione 2010.4 Rev 192 implementato da Geostru

Inoltre, 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.

## 2. Analisi dei carichi

In linea generale, si farà riferimento ai seguenti contributi di carico:

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

### 2.1 Pesì propri e permanenti portati ( $g_{k1}$ - $g_{k2}$ )

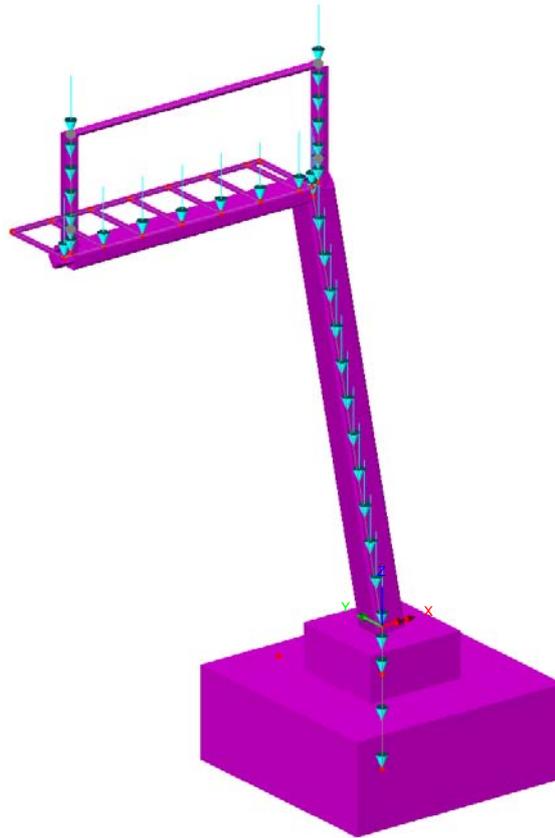
I carichi permanenti sono costituiti dai pesi propri delle strutture portanti e delle sovrastrutture.

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

#### Pesi specifici dei materiali

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

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



**Fig. 5 – Peso proprio degli elementi strutturali**

I carichi permanenti portati sono costituiti dal peso del pannello a messaggio variabile e degli accessori di supporto- fissaggio in carpenteria metallica, oltre alle scale di metalliche di accesso ed al grigliato, corredato di parapetti.

Si è assunto un pannello avente dimensioni geometriche massime pari a 4.00 x 2.10 m, per complessivi 8.40 m<sup>2</sup>.

Il PMV è sostenuto attraverso fissaggi puntuali sulla struttura secondaria, costituita da due montanti UPN 240 paralleli ed a loro volta ancorati, tramite saldature e cordone d'angolo e piastre di rinforzo, alla mensola orizzontale.

I punti di fissaggio del PMV sono assunti pari a quattro, due per ciascun profilo UPN.

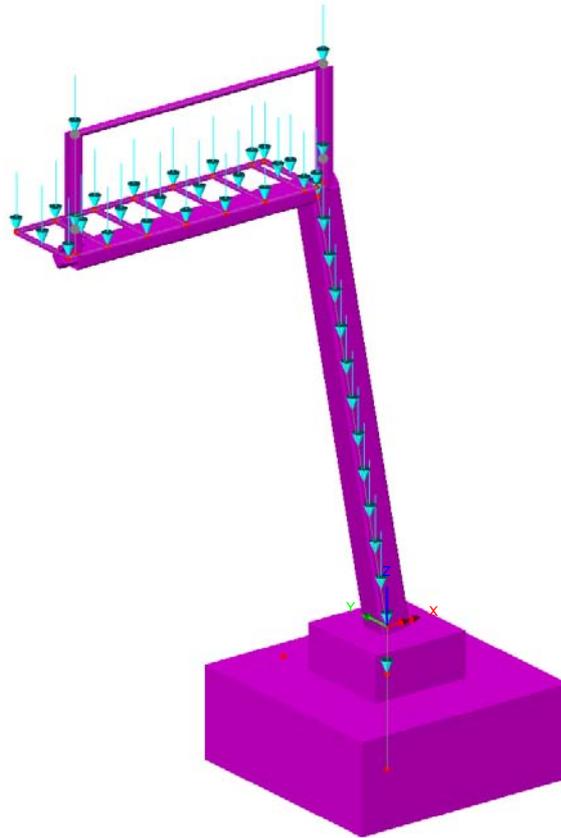
Il peso permanente portato relativo al pannello, nel suo complesso, è pari a:

- Peso PMV: 5.00 kN

Il peso della scala metallica e del grigliato sono stati stimati, per il complesso degli elementi metallici che li costituiscono, al valore di:

- Peso Scala metallica: 0.50 kN/m

- Peso grigliato e parapetti: 1.00 kN/m<sup>2</sup>



**Fig. 6 – Pesì permanenti portati**

Nell'ambito della geometria di fondazione tipologica, si considera inoltre il peso del terreno gravante sulla ciabatta di fondazione per la parte in allargamento a quota inferiore. Assumendo un peso proprio del terreno pari a  $20 \text{ kN/m}^3$  ed un ricoprimento medi di  $0.20 \text{ m}$  di spessore, si ottiene:

Peso del terreno portato:  $(3.0 \times 3.0 - 1.3 \times 1.3) \times 0.20 \times 20 = 29.50 \text{ kN}$

Tale azione risultante si applica nel baricentro della fondazione.

L'adozione di altre geometria di fondazione, caratterizzate da differente contestualizzazione, verrà trattata in eventuali elaborati integrativi.

## **2.2 Azioni variabili ( $Q_{ak}$ )**

In relazione alla tipologia ed alla geometria delle opere in progetto, che consentono l'accesso di personale sulle strutture esclusivamente in caso di interventi di manutenzione, nelle analisi si è assunta la presenza dei carichi variabili esplicitati nel seguito.

### **2.2.1 Azioni del vento ( $F_{wk}$ )**

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

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

In dettaglio, le aree geografiche del territorio italiano interessate da progetti di potenziamento/rinnovo della struttura autostradale e quindi potenziali siti di impiego delle strutture di segnaletica, sono individuabili in: Lombardia, Veneto, Emilia Romagna, Toscana, Marche, Lazio. L'azione del vento è quindi stata determinata assumendo le seguenti ipotesi di calcolo:

Zona:	3
Classe di rugosità:	D
Distanza dalla costa:	entro i 10 km
Categoria del sito:	II
Periodo di ritorno:	50 anni

Ne discende quindi che le analisi e le verifiche condotte nel seguito sono da ritenersi valide per strutture da posizionarsi in siti nei quali, per collocazione geografica, caratterizzazione topografica e di sviluppo urbanistico, le sollecitazioni del vento siano al più equivalenti a quelle dichiarate nel seguito.

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

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

Si riassumono in forma tabellare i risultati ottenuti:

Montante verticale:

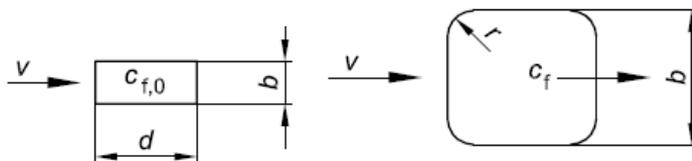
<b>Calcolo parametri di base</b>	
Categoria sito	<b>II</b> I-II-III-IV-V (categorie secondo NAD EN 1991-1-4)
Zona	<b>3</b> UNI EN 1991-1-4
$a_s$	<b>450</b> m - quota sito
$v_{b0}$	27 4.1.(1) P
$a_0$	500 m (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
$k_a$	0.02 1/s (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
$v_{b0}$	27 4.1.(1) P
$v_b$	27.0 velocità di base del vento
$c_{dir}$	<b>1.00</b> 4.2.(2) P - nota 2
$c_{season}$	<b>1.00</b> 4.2.(2) P - nota 3
$c_r$	0.90 Coeff. Rugosità terreno (EN 1991-1-4 §4.3.2)
$c_r(0)$	0.83 Coeff. Rugosità terreno, $q_0$ (EN 1991-1-4 §4.3.2)
$c_{scd}$	<b>1.00</b> fattore di struttura
$k_l$	<b>1.00</b> fattore di turbolenza (valore raccomandato da N.A.D.)
$c_o$	<b>1.00</b> coeff. orografia EN 1991-1-4 §4.3.1 e Annex A3
$T_r$	<b>50.00</b> periodo di ritorno
$k_1$	<b>0.14</b>
$n$	<b>1.00</b>
$\alpha_r$	1.00
$z_0$	0.05 EN 1991-1-4 §4.3.2
$z_{0II}$	0.05 EN 1991-1-4 §4.3.2 prosp. 4.1
$z_{min}$	4.00 EN 1991-1-4 §4.3.2
$z_{max}$	200 EN 1991-1-4 §4.3.2
$k_r$	0.19 fattore di terreno EN 1991-1-4 §4.3.2 (4.5)
$v_m(z)$	24.4 Velocità media del vento quota z max
$v_m(0)$	22.5 Velocità media del vento quota p.c.
$\sigma_v$	5.13 scarto comp. turbolenta vel. vento EN 1991-1-4 §4.4 (4.6)
$\rho$	1.25 densità aria (4.5 nota 2 e N.A.D.)
$l_v(z)$	0.21
$l_v(0)$	0.23
$c_e(z)$	2.0170
$q_p(z)$	918.98
$q_p(0)$	820.37

## Caratteristiche sezione

<b>b</b>	<b>0.4</b> m (cfr. figura)
<b>d</b>	<b>0.4</b> (m) EN 1991-1-4 §8.1. (5) + NAD
<b>r</b>	<b>0.025</b> raggio smusso (m)
<b>z<sub>max</sub></b>	<b>5.8</b> m quota testa pila
<b>d/b</b>	1.000
<b>l/b</b>	14.50
<b>r/b</b>	0.0625
<b>λ</b>	70.00 snellezza effettiva EN 1991-1-4 cap. 7.13(2) prosp. 7.16 caso 4
<b>c<sub>f,0</sub></b>	2.10 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) fig. 7.23
<b>ψ<sub>r</sub></b>	0.97 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) fig. 7.24
<b>ψ<sub>λ</sub></b>	<b>0.91</b> EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) fig. 7.36
<b>c<sub>f</sub></b>	1.85 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) (7.9)

$$f_{w,0} \quad \mathbf{1518.73}$$

$$f_{w,(z_{max})} \quad \mathbf{1701.29}$$



Dove:

- $as = 450$  m                      quota ipotizzata del sito
- $z_{MAX} = 6.50$  m      Altezza massima da terra del fusto del montante
- $b = 0.40$  m                      larghezza della sezione investita dal vento
- $d = 0.40$  m                      lunghezza della sezione investita dal vento

Si ottiene una pressione massima agente alla quota della di testa della colonna di:

$$- f_{w_{MAX}} = \mathbf{1.700 \text{ kN/m}^2}$$

L'azione del vento si implementa nel modello di calcolo agli elementi finiti quale forza per unità di lunghezza, agente lungo lo sviluppo del montante e di intensità:  $1.700 \cdot 0.40 = 0.680 \text{ kN/m}$ .

Mensola orizzontale:

Azione non significativa in quanto in ombra al pannello a messaggio variabile.

Azioni sul PMV - 4.00 x 2.10 m (BxH):**Calcolo parametri di base**

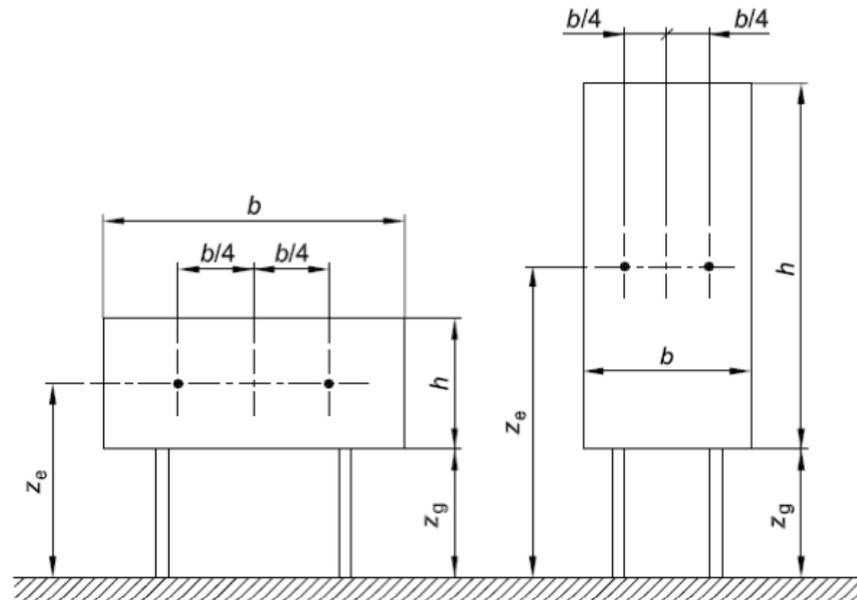
Categoria sito	II	I-II-III-IV-V (categorie secondo NAD EN 1991-1-4)
Zona	<b>3</b>	1-2-3-4-5-6-7-8-9
$a_s$	<b>450</b>	m - quota sito
$v_{b0}$		27 4.1.(1) P
$a_0$		500 m (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
$k_a$		0.02 1/s (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
$v_{b0}$		27 4.1.(1) P
$v_b$		27.0 velocità di base del vento
$C_{dir}$	<b>1.00</b>	4.2.(2) P - nota 2
$C_{season}$	<b>1.00</b>	4.2.(2) P - nota 3
$C_r(z)$		0.93 Coeff. Rugosità terreno (EN 1991-1-4 §4.3.2)
$k_1$	<b>1.00</b>	fattore di turbolenza (valore raccomandato da N.A.D.)
$C_o$	<b>1.00</b>	coeff. orografia EN 1991-1-4 §4.3.1 e Annex A3
$T_r$	<b>50</b>	periodo di ritorno
$k_1$	<b>0.14</b>	
$n$	<b>1</b>	
$\alpha_r$		1.00
$z_0$		0.05 EN 1991-1-4 §4.3.2
$z_{0II}$		0.05 EN 1991-1-4 §4.3.2 prosp. 4.1
$z_{min}$		4.00 EN 1991-1-4 §4.3.2
$z_{max}$		200 EN 1991-1-4 §4.3.2
$k_r$		0.19 fattore di terreno EN 1991-1-4 §4.3.2 (4.5)
$v_m(z)$		25.2 Velocità media del vento
$\sigma_v$		5.13 scarto comp. turbolenta vel. vento EN 1991-1-4 §4.4 (4.6)
$\rho$		1.25 densità aria (4.5 nota 2 e N.A.D.)
$l_v(z)$		0.20
$C_e(z)$		2.1171
$Q_b(z)$		964.61

## Caratteristiche cartellone

<b>b</b>	<b>4</b> Larghezza complessiva pannello
<b>h</b>	<b>2.1</b> Altezza complessiva pannello
<b>z<sub>e</sub></b>	<b>6.85</b> (m) Quota baricentro pannello
A <sub>ref</sub>	8.4 Area di riferimento
<b>c<sub>f</sub></b>	<b>1.8</b> coefficiente di forza (EN 1991-1-4 - 7.4.3(1) - (7.7))
<b>η<sub>1x</sub></b>	<b>3.59</b> Frequenza struttura
<b>m<sub>e</sub></b>	<b>195</b> kg/m massa generalizzata (app. F4)
<b>δ<sub>s</sub></b>	<b>0.03</b> decr. Logaritmico dello smorzamento strutturale (app. F5)
δ <sub>a</sub>	0.04 decr. Logaritmico dello smorzamento aerodin. (app. F5)
<b>δ<sub>d</sub></b>	<b>0</b> decr. Log. Dovuto a dispositivi aggiuntivi (app. F5)
δ	0.07 Lunghezza di scala di rif. (EN 1991-1-4 annex B.1)
L <sub>t</sub>	300 Altezza di riferimento
z <sub>t</sub>	200 EN 1991-1-4 Annex B (1)
α	0.52
L(z <sub>s</sub> )	51.86
B <sup>2</sup>	0.81 Frequenza adimensionale EN 1991-1-4 B.2 (B2)
f <sub>L</sub> (z,n)	7.38
SL(zn)	3.66E-02
η <sub>n</sub>	1.37
η <sub>p</sub>	2.62
R <sub>n</sub>	0.48
R <sub>b</sub>	0.31
R <sup>2</sup>	0.38
v	2.03 EN 1991-1-4 (B.5)
T	600 (s) intervallo misurazione vm
k <sub>p</sub>	3.00
c <sub>s</sub>	0.87
c <sub>d</sub>	1.02
<b>c<sub>s</sub>c<sub>d</sub></b>	<b>0.96</b>

Ottenendo una pressione sul cartellone pari a **q<sub>w</sub> = 1.670 kN/m<sup>2</sup>**.

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



Nota 1 altezza di riferimento:  $z_e = z_g + h/2$ .

Nota 2 area di riferimento:  $A_{ref} = b \times h$ .

- $a_s = 450$  m quota ipotizzata del sito
- $z_e = 6.85$  m altezza del baricentro della superficie del cartellone investita dal vento
- $b = 4.00$  m larghezza della superficie del PMV investita dal vento
- $h = 2.10$  m altezza della superficie del cartellone investita dal vento
- $b/4 = 1.00$  m eccentricità del punto di applicazione della risultante del vento dal baricentro geometrico della superficie del cartellone (PMV)
- $m_e = 195$  kg/m massa equivalente, determinata considerando la massa dello sbraccio della mensola e quella del PMV (assumendo la massa del pannello pari a 500 kg complessivamente), mediata su un metro di lunghezza
- $\eta_{1x} = 3.590$  1/sec frequenza del primo modo di vibrare della struttura nella direzione di azione del vento

L'azione del vento si implementa nel modello di calcolo agli elementi finiti quale forza per unità di superficie, uniformemente agente sull'area di impronta del cartellone e di intensità:  $1.670 \text{ kN/m}^2$ . Si considera l'effetto di eccentricità del punto di applicazione richiesto in normativa che induce un momento di trasporto  $M_{VENTO1} = 14.03 \text{ kNm}$ .

Protezione scala metallica - 3.50 x 0.66 m (BxH):**Calcolo parametri di base**

Categoria sito	<b>II</b> II-III-IV-V (categorie secondo NAD EN 1991-1-4)
Zona	<b>3</b> UNI EN 1991-1-4
$a_s$	<b>450</b> m - quota sito
$v_{b0}$	27 4.1.(1) P
$a_0$	500 m (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
$k_a$	0.02 1/s (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
$v_{b0}$	27 4.1.(1) P
$v_b$	27.0 velocità di base del vento
$C_{dir}$	<b>1.00</b> 4.2.(2) P - nota 2
$C_{season}$	<b>1.00</b> 4.2.(2) P - nota 3
$C_r$	0.90 Coeff. Rugosità terreno (EN 1991-1-4 §4.3.2)
$C_r(0)$	0.83 Coeff. Rugosità terreno, $q_0$ (EN 1991-1-4 §4.3.2)
$C_s C_d$	<b>1.00</b> fattore di struttura
$k_l$	<b>1.00</b> fattore di turbolenza (valore raccomandato da N.A.D.)
$C_o$	<b>1.00</b> coeff. orografia EN 1991-1-4 §4.3.1 e Annex A3
$T_r$	<b>50</b> periodo di ritorno
$k_1$	<b>0.14</b>
$n$	<b>1.00</b>
$\alpha_r$	1.00
$Z_0$	0.05 EN 1991-1-4 §4.3.2
$Z_{0II}$	0.05 EN 1991-1-4 §4.3.2 prosp. 4.1
$Z_{min}$	4.00 EN 1991-1-4 §4.3.2
$Z_{max}$	200 EN 1991-1-4 §4.3.2
$k_r$	0.19 fattore di terreno EN 1991-1-4 §4.3.2 (4.5)
$v_m(z)$	24.4 Velocità media del vento quota z max
$v_m(0)$	22.5 Velocità media del vento quota p.c.
$\sigma_v$	5.13 scarto comp. turbolenta vel. vento EN 1991-1-4 §4.4 (4.6)
$\rho$	1.25 densità aria (4.5 nota 2 e N.A.D.)
$I_v(z)$	0.21
$I_v(0)$	0.23
$C_e(z)$	2.0170
$q_p(z)$	918.98
$q_p(0)$	820.37

**Caratteristiche della struttura reticolare tridimensionale EN 1991-1-4; 7.11)**

<b>l</b>	<b>3.5</b> m (cfr. figura)
<b>d</b>	<b>0.66</b> m (cfr. figura)
<b>Tipologia traliccio</b>	<b>C</b> (cfr. figura)
<b>z<sub>max</sub></b>	<b>5.8</b> m quota massima traliccio
<b>A</b>	<b>0.503</b> m <sup>2</sup> somma delle aree delle proiezioni delle membrature
<b>Ac</b>	2.31 m <sup>2</sup> area lorda
<b>φ</b>	0.218 rapporto di solidità (EN 1991-1-4 cap. 7.11)
<b>c<sub>f,0</sub></b>	<b>2.75</b> EN 1991-1-4 cap. 7.11 fig. 7.34
<b>λ</b>	<b>10.60</b> EN 1991-1-4 cap. 7.11 - cap. 7.13 prospetto 7.16
<b>ψ<sub>λ</sub></b>	<b>0.95</b> EN 1991-1-4 cap. 7.13 fig. 7.36
<b>C<sub>f</sub></b>	2.61 EN 1991-1-4 cap. 7.11 (7.25)
<b>f<sub>w,0</sub></b>	<b>2143.21</b>
<b>f<sub>w,(zmax)</sub></b>	<b>2400.84</b>

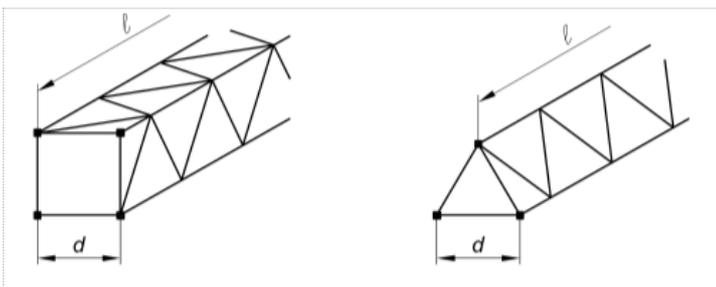
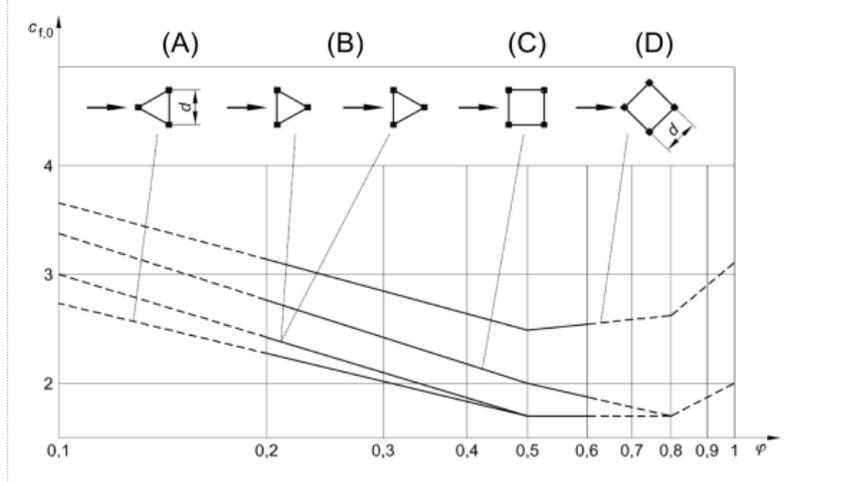


figura 7.34 Coefficiente di forza c<sub>f,0</sub> per struttura reticolare spaziale realizzata mediante angolari in funzione del rapporto di solidità φ



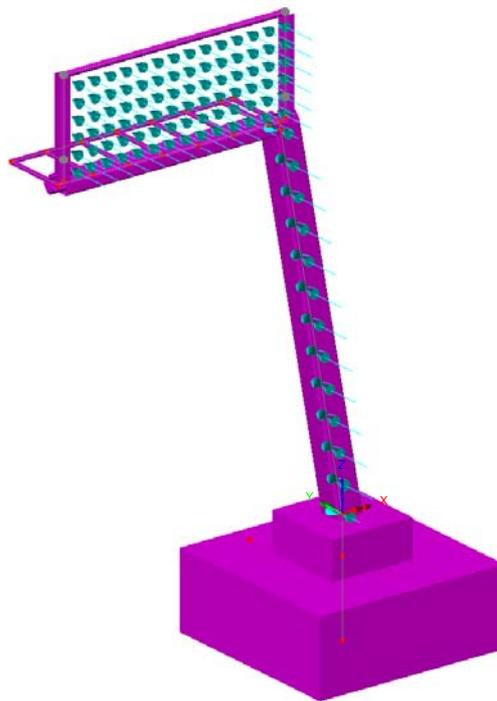
Ottenendo una pressione sulla struttura reticolare pari a q<sub>w</sub>= **2.400 kN/m<sup>2</sup>**.

La struttura di protezione della scala è stata assimilata ad un traliccio tridimensionale a sezione rettangolare, assumendone le reali dimensioni della struttura metallica.

La protezione metallica, avente proiezione dell'area lorda nella direzione investita dal vento pari a 3.50 x 0.66 m, è caratterizzata dalle seguenti grandezze significative per il calcolo del vento:

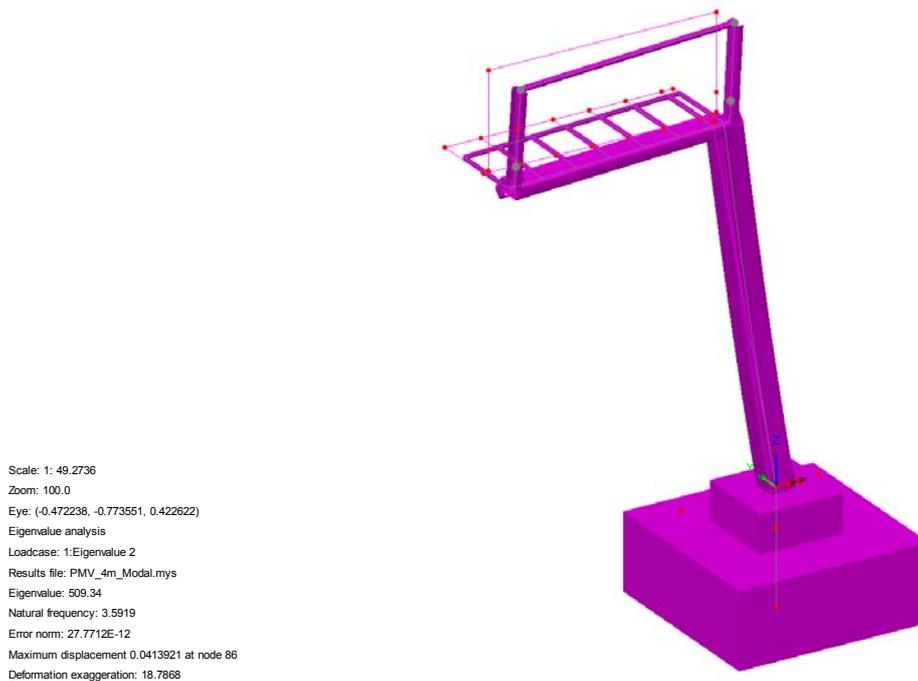
- $as = 450$  m                      quota ipotizzata del sito
- $z_e = 5.80$  m                    altezza massima della struttura della scala investita dal vento
- $b = 0.66$  m                      larghezza della superficie lorda della scala investita dal vento
- $h = 3.50$  m                      altezza della superficie lorda della scala investita dal vento
- $Ac = 2.31$  m<sup>2</sup>                    Area lorda investita dal vento
- $A = 0.503$  m<sup>2</sup>                    Area fisica investita dal vento
- $\varphi = 0.218$                       rapporto di solidità della struttura

L'azione del vento si implementa nel modello di calcolo agli elementi finiti quale forza per unità di lunghezza, uniformemente agente lungo lo sviluppo del montante e di intensità:  $F = 0.690$  kN/m;  $M = 0.228$  kN/m. Si è considerato l'effetto di eccentricità del punto di applicazione della forza orizzontale attraverso l'applicazione del momento di trasporto  $M$  rispetto all'asse di montaggio della scala sul montante scatolare.



**Fig. 7 – Azioni del vento sulla struttura**

Per la determinazione della frequenza del primo modo di vibrare significativo della struttura, si è condotta, preliminarmente all'analisi delle azioni indotte dal vento, l'analisi modale della stessa, per la quale, la forma modale è rappresentata di seguito.



**Fig. 8 – Analisi modale della struttura**

### 2.2.2 Azioni di Buffeting

Con riferimento a quanto dettagliato nelle norme Britanniche, in particolare nelle BD 94/07, Part 1 (Annesso B), dedicate alla progettazione di strutture minori per uso in ambito autostradale, si è implementato un procedimento di calcolo delle pressioni indotte sulle strutture del portale dal transito di veicoli aventi sagoma alta. Tali sovrappressioni interessano sia i cartelloni, sia le mensola della struttura principale.

La formulazione proposta consente di modellare il profilo di variazione delle sovrappressioni indotte dal transito dei 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.

$$P_d = 600h^{-0.25} - 400 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

Dove:

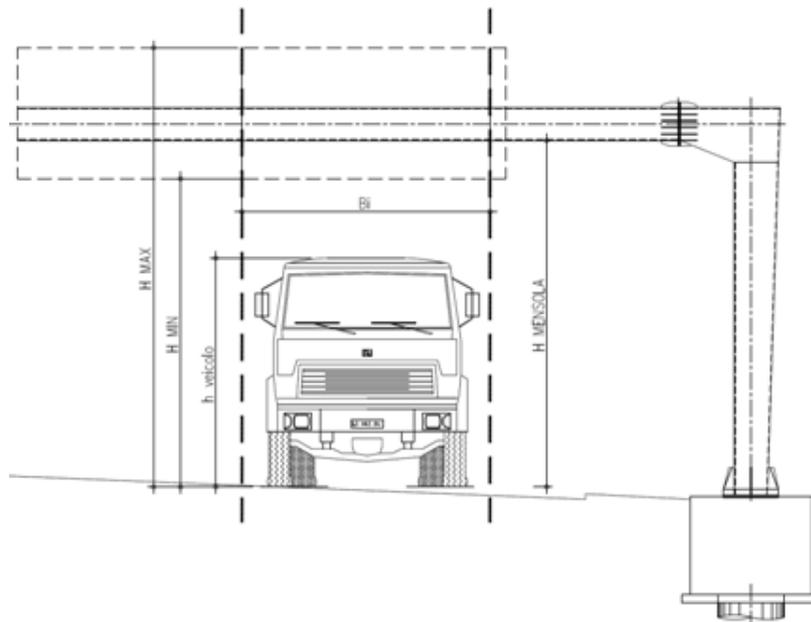
- $P_d$  Differenza di pressione indotta dal transito veicolare, agente in direzione orizzontale sulle superfici investite e in direzione verticale (diretta verso il basso ed agente sullo sbraccio del portale). Veicoli in transito ad una velocità di circa 100 km/h.
- $h$  distanza tra la sommità del 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.

Al fine poi di cogliere al meglio l'effetto della variabilità della pressione con l'altezza, si è discretizzata la superficie del cartellone in porzioni aventi circa 0.90 m in altezza e per ciascuna di esse si è determinato il valore di  $P_d$ , nel centro di pressione.



**Fig. 9 – Azione di Buffeting sulla struttura**

Di seguito si riassumono i risultati ottenuti nelle analisi.

Si evidenzia che la pressione di buffeting agente sui cartelloni assume valore massimo sulla porzione inferiore degli stessi ( $P_{dINF}=133 \text{ N/m}^2$ ) e si annulla in corrispondenza alla quota  $H= 9.26 \text{ m}$  dal piano viabile, coincidente alla distanza  $h=5.06 \text{ m}$  dalla sommità del veicolo.

**Azione di fatica da Buffeting (Hight Vehicle Buffeting):**

(British Standards - Part 1 - BD 94/07 - Annex B)

Geometria della struttura di sostegno della segnaletica:

$h_{Veicolo}$ (m)	$H_{MENSOLA}$ (m)	$H_{MIN}$ (m)	$H_{MAX}$ (m)
4.2	5.9	5.8	9.8

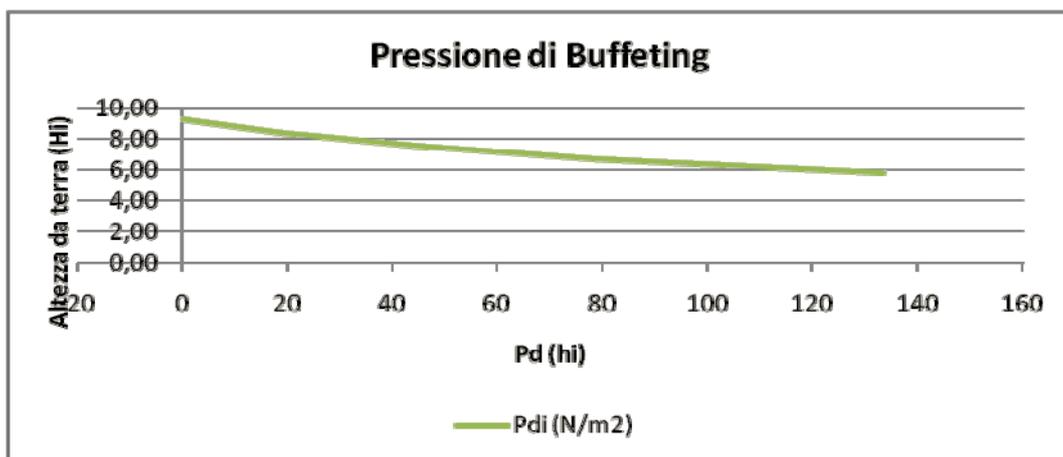
$$P_d = 600 \cdot h^{-0.25} - 400 \quad (N/m^2)$$

Pressione verticale di buffeting sulla mensola:

$H_i$ (m)	$h_i$ (m)	$P_{di}$ ( $N/m^2$ )
5.9	1.7	<b>125</b>

Pressione di buffeting sulla segnaletica:

	$H_i$ (m)	$h_i$ (m)	$P_{di}$ ( $N/m^2$ )	$B_i$ (m)
$H_{MIN}$	5.80	1.60	<b>133</b>	
$h_1$	6.67	2.47	<b>79</b>	
$h_2$	7.53	3.33	<b>44</b>	6.9
$h_3$	8.40	4.20	<b>19</b>	
$H_{MAX\_D}$	9.26	5.06	<b>0</b>	
$H_{MAX\_BUFF}$	<b>9.26</b>	5.06	<b>0.00</b>	



**Fig. 1.10 – Variazione della pressione di buffeting con la quota**

Si assume, per il tratto viario in oggetto, un numero di transiti pari a 7000 veicoli/giorno per ciascuna carreggiata (corrispondente ad una tratta autostradale mediamente trafficata), suddivisi tra le singole corsie secondo la tabella seguente:

Tipo di autostrada	Fattori di corsia, Fi			
	Corsia 1	Corsia 2	Corsia 3	Corsia 4
2 corsie	0.7	0.3	-	-
3 corsie	0.6	0.4	0	-
4 corsie	0.4	0.4	0.2	0

Scale: 1: 50.1088  
Zoom: 100.0  
Eye: (-0.339616, -0.855905, 0.389984)  
Eigenvalue analysis  
Loadcase: 6:PMV\_4m.mys  
Results file: PMV\_4m.mys



**Fig. 11 – Azione di Buffeting - Corsia 1**

### 2.2.3 Carico da neve

Il carico da neve è stato determinato in aderenza a quanto disposto nelle NTC 2008, nel capitolo 3.4.

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

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

dove:

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

Si ottiene:

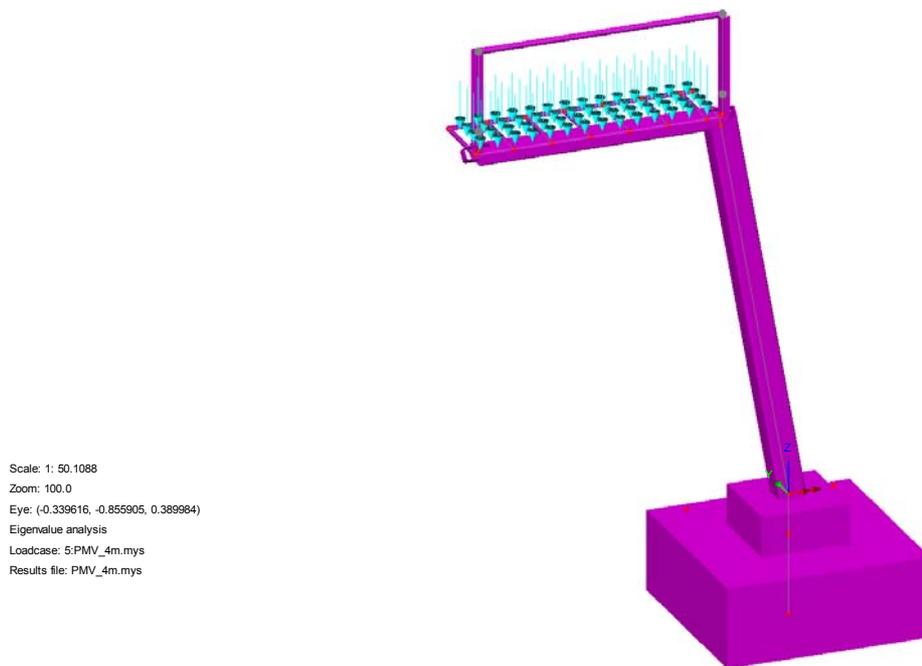
$$q_s = 1.20 \text{ kN} / \text{m}^2$$

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

Tale azione è applicata alla struttura quale carico di superficie uniformemente distribuito agente per l'intero sviluppo in pianta della mensola, corredata di passerella pedonale.

La larghezza di applicazione del carico è pari a 1.00 m. Si applica quindi alla struttura un carico da neve di intensità:

$$q_s = 1.20 \times 1.00 = 1.20 \text{ kN} / \text{m}^2$$



**Fig. 12 – Carico da neve**

#### 2.2.4 Carico da folla (manutenzione)

Il carico da folla è stato determinato in aderenza a quanto disposto nelle NTC 2008, nel capitolo 3.1.4.

Il valore di progetto del carico da folla sul grigliato è assunto, cautelativamente, pari a 2.00 kN/m<sup>2</sup>. Si evidenzia che, l'accesso sul grigliato, è interdetto al pubblico e consentito per la sola manutenzione.

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

Tale azione è applicata alla struttura quale carico di superficie uniformemente distribuito agente per l'intero sviluppo in pianta della mensola, corredata di passerella pedonale.

La larghezza di applicazione del carico è pari a 1.00 m. Si applica quindi alla struttura un carico da neve di intensità:

$$q_s = 2.00 \times 1.00 = 2.00 \text{ kN} / \text{m}^2$$

#### 2.2.5 Azione sismica (E<sub>K</sub>)

L'azione sismica è stata definita in ottemperanza alle Norme tecniche per le costruzioni emanate con Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008.

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

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

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

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

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

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

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

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

Categoria di sottosuolo: **D**

Condizioni topografiche: **T1**

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

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

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

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

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

Con

T periodo proprio di vibrazione della struttura

S tiene conto della categoria del sottosuolo e delle condizioni topografiche

$\eta$  parametro che modifica lo spettro elastico per coeff. di smorzamento  $\xi$  differenti da 5%

$$\eta = [10 / (5 + \xi)]^{0.5} \geq 0.55$$

$F_o$  è il fattore di amplificazione spettrale

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

$$T_C = C_C T_c^*$$

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

$$T_B = T_C / 3$$

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

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

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

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

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

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

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

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

$$F_v = 1.35 F_0 \left( \frac{a_g}{g} \right)^{0.5}$$

Mentre, i valori di  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $S$  ed  $\eta$ , sono quelli definiti sopra per lo spettro in accelerazione della componente orizzontale, per le categorie di sottosuolo A, B, C, D ed E si hanno:

$$S_s = 1.0; \quad T_B = 0.05 \text{ s}; \quad T_C = 0.15 \text{ s} \quad \text{e} \quad T_D = 1.0 \text{ s}.$$

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

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

Premettendo che, a valle dei risultati ottenuti per una serie di portali oggetto di analisi, le sollecitazioni sismiche sono risultate non dimensionanti con ampio margine per strutture di questa tipologia e, in relazione alla natura tipologica dei portali in studio che non consente l'assunzione di parametri sismici tipici di un luogo fisico, si esplicita nel seguito e con il mero fine di completezza, l'analisi sismica di una struttura ubicata nel comune di Crespellano (BO).

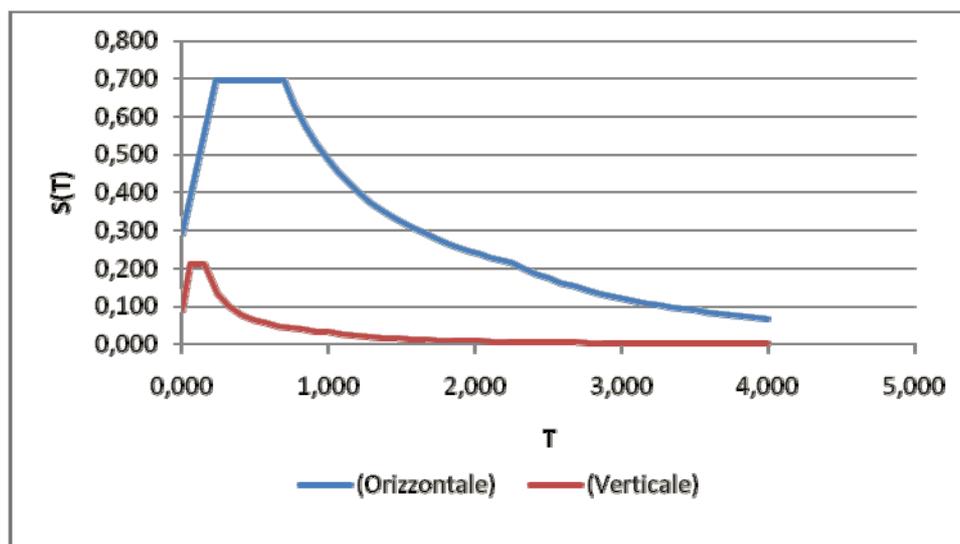
Di seguito si riportano i parametri di riferimento ed i grafici per gli spettri di risposta in accelerazione:

Componente orizzontale:

Parametri indipendenti - SLV		Parametri dipendenti	
$a_0$ (g)	0.163	$S$	1.8
$F_0$	2.37	$\eta$	1
$T^*_C$ (sec)	0.307	$T_B$ (sec)	0.231
$S_s$	1.8	$T_C$ (sec)	0.693
$T_C$	2.256	$T_D$ (sec)	2.252
$S_T$	1		
$q$	1		

Componente verticale:

Parametri indipendenti - SLV		Parametri dipendenti	
$a_{0V}$ (g)	0.089	$F_V$	1.292
$S_S$	1	$S$	1
$S_T$	1	$\eta$	1
$q$	1		
$T_B$ (sec)	0.05		
$T_C$ (sec)	0.15		
$T_D$ (sec)	1		

**Spettro di progetto della componente orizzontale e verticale:**

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

Direzione X: la direzione ortogonale all'asse tracciato viene chiamata convenzionalmente direzione "trasversale"

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

Direzione Z: direzione verticale

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

## 2.3 Combinazioni di carico

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

### 2.3.1 Combinazioni per gli S.L.U.

Combinazione fondamentale utilizzata per gli stati limite ultimi (SLU)

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

Combinazione sismica impiegata per gli stati limite (SLV)

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

dove:

- $G_k$  è il valore caratteristico delle azioni permanenti;
- $E$  è l'azione del sisma per lo stato limite considerato;
- $Q_k$  è il valore caratteristico delle azioni variabili;
- $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$  sono i coefficienti parziali delle azioni per gli SLU;
- $\psi_0, \psi_2$  sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili.

I valori, considerati per i coefficienti parziali di sicurezza, sono riportati nella tabella 7.1.1, mentre, i valori dei coefficienti di combinazione per le azioni variabili sono riportati nella tabella 7.1.2

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

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

Fig. 13 – **Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU**

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

Fig. 14 - **Coefficienti  $\psi_0, \psi_1, \psi_2$  per le azioni variabili**

Per il carico da folla, pure avendo l'accesso consentito per sola manutenzione, sono stati assunti i coefficienti propri della Categoria A.

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

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

*Combinazione caratteristica rara*

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

*Combinazione frequente*

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

*Combinazione quasi permanente*

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

I coefficienti  $\Psi_{ik}$  sono stati assunti in accordo ai valori riportati nella tabella 7.1.2 della presente relazione (rif. Tab 2.6.1 delle norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14/01/08).

### 3. Analisi strutturale

#### 3.1 Generalità

Come anticipato nei capitoli precedenti, l'analisi strutturale riportata di seguito riguarda il PMV avente dimensione 4.00 x 2.10 m, con lunghezza dello sbraccio metallico  $L_B = 3.70$  m circa, misurata a partire dalla linea d'asse del montante. Il compito dell'opera è quello di offrire il supporto alla segnaletica stradale.

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 (vedi figura seguente) risolto con il metodo agli elementi finiti.

Il suddetto modello è costituito da elementi frame a sei g.d.l che schematizzano sia le aste che costituiscono la struttura principale del portale, sia gli elementi che simulano il plinto di fondazione.

Agli elementi è assegnata la reale sezione resistente..

In dettaglio si evidenziano le seguenti misure significative di carpenteria:

- Sezione della mensola 0.4 x 0.2 x 0.0125 m (BxHxs)
- Sezione del montante 0.4 x 0.4 x 0.0125 m (BxHxs)

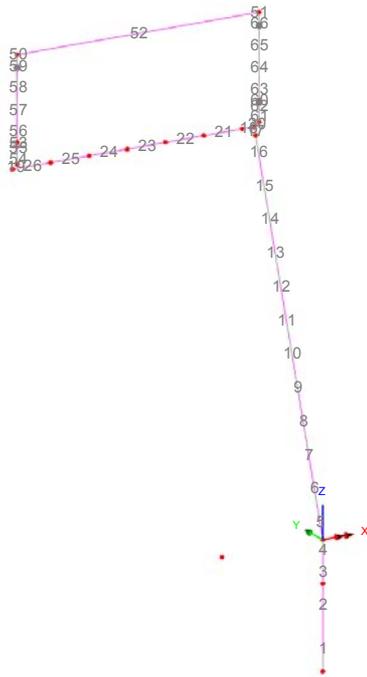


Fig. 15 – Modello di calcolo FEM - numerazione degli elementi

### 3.2 Caratteristiche di sollecitazione elementari

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

Peso proprio degli elementi strutturali:

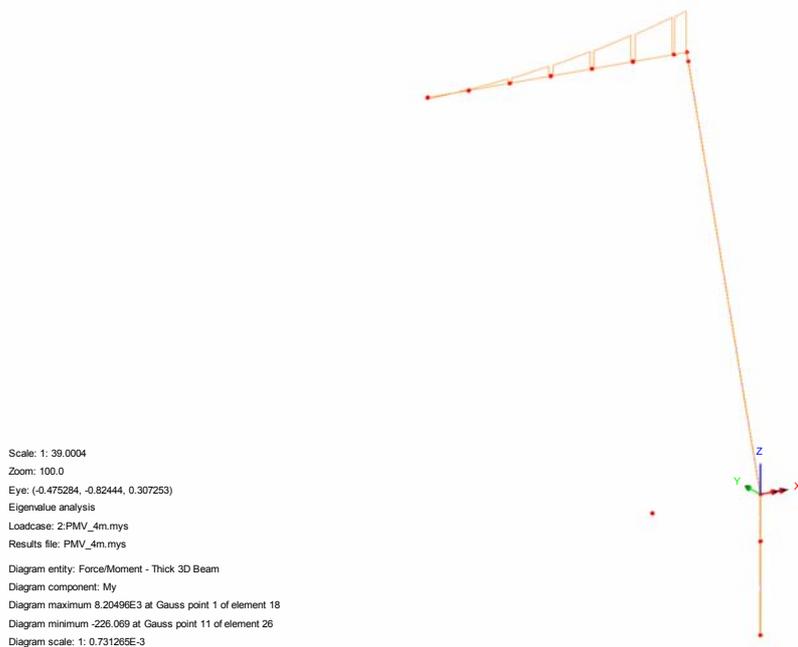


Fig. 16 – My (Local) - Pesi propri

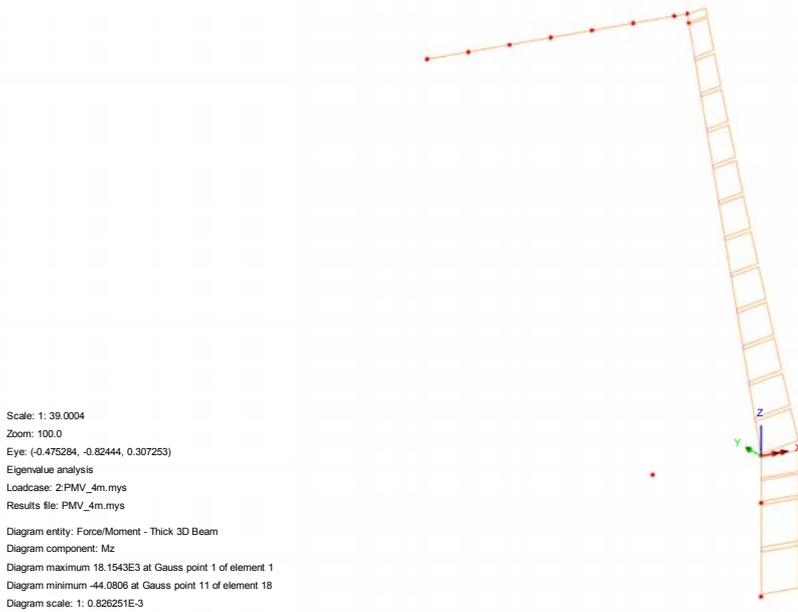


Fig. 17 – Mz (Local) - Pesì propri

Peso permanenti portati:

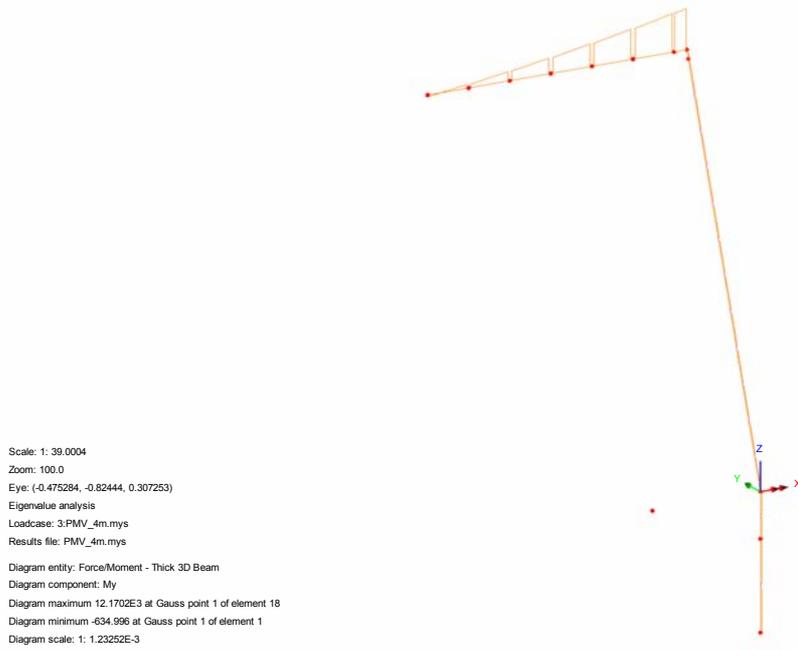


Fig. 18 – My (Local) - Permanenti portati

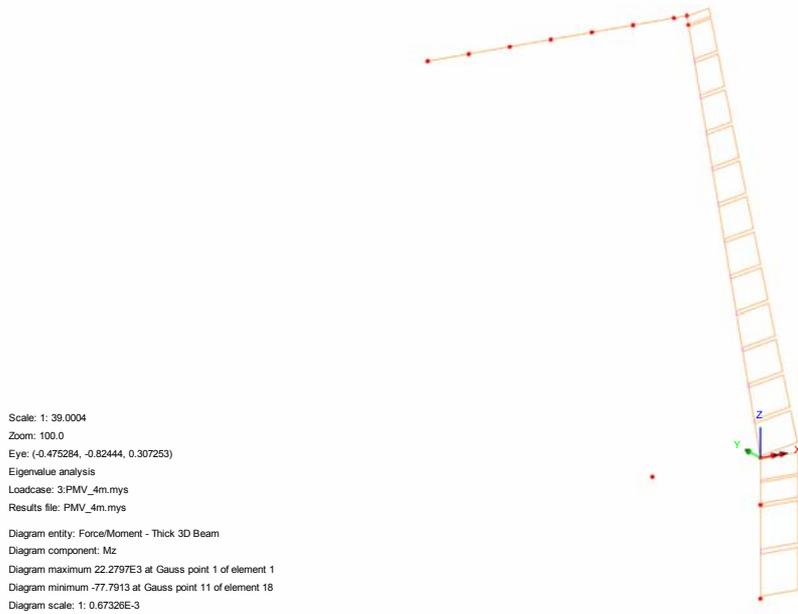


Fig. 19 – Mz (Local) - Permanenti portati

Vento:

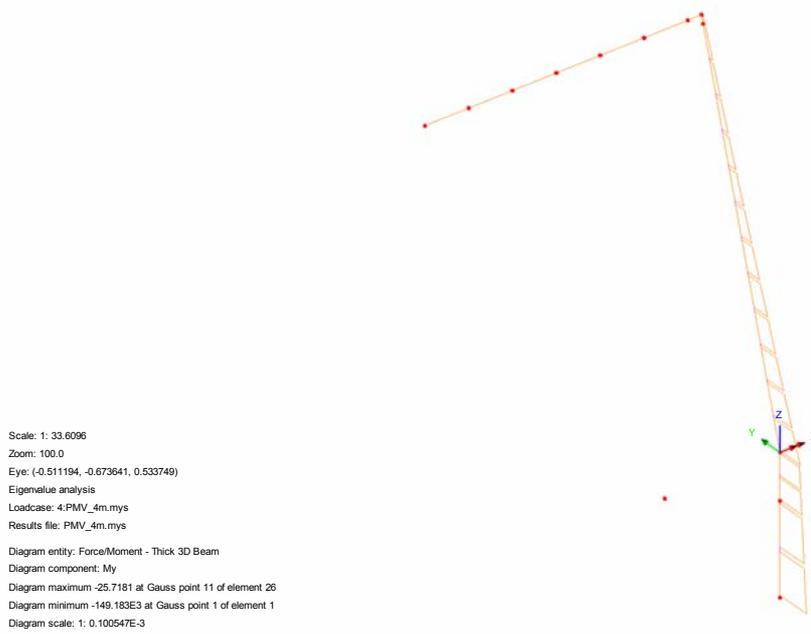


Fig. 20 – My (Local) - Vento

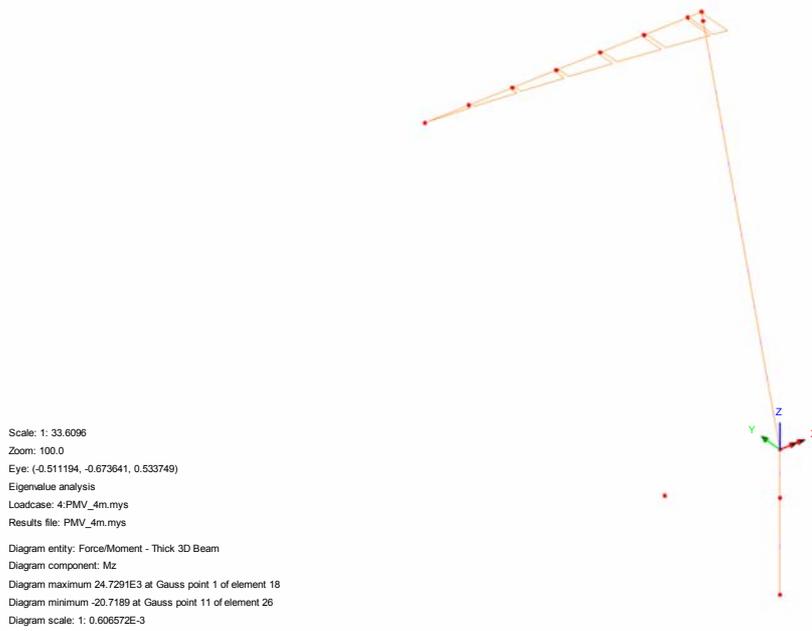


Fig. 21 – Mz (Local) - Vento

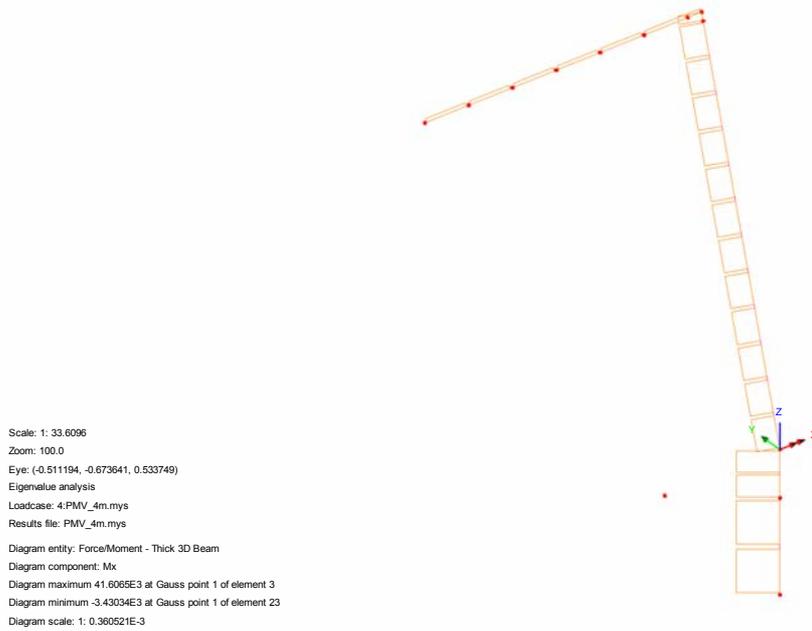


Fig. 22 – Mx - Torcente (Local) - Vento

Neve:

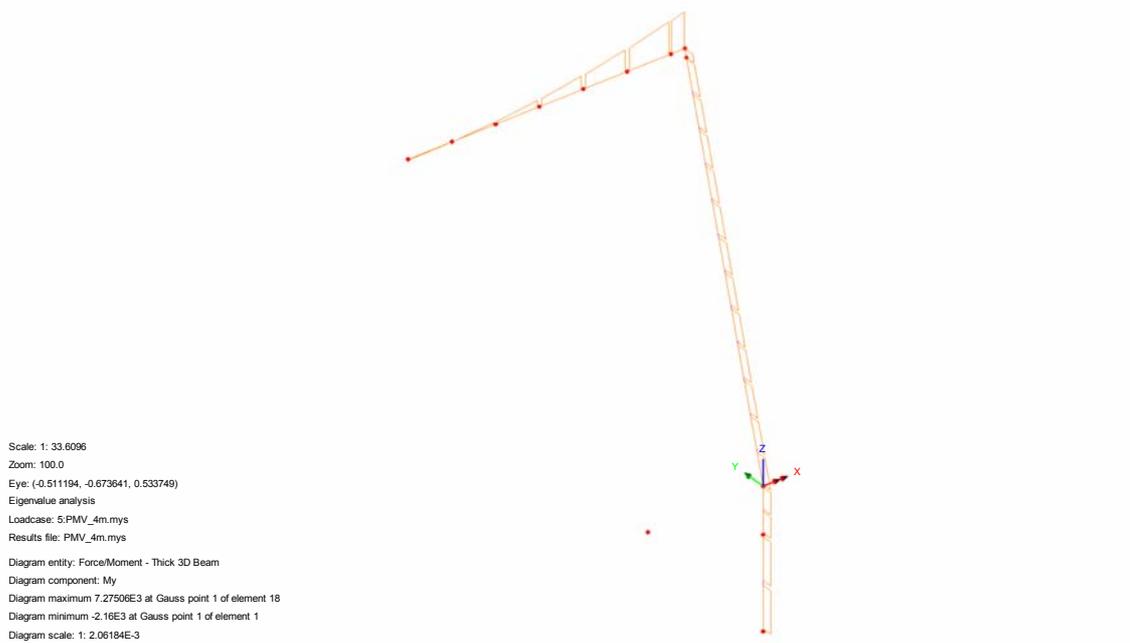


Fig. 23 – My (Local) - Neve

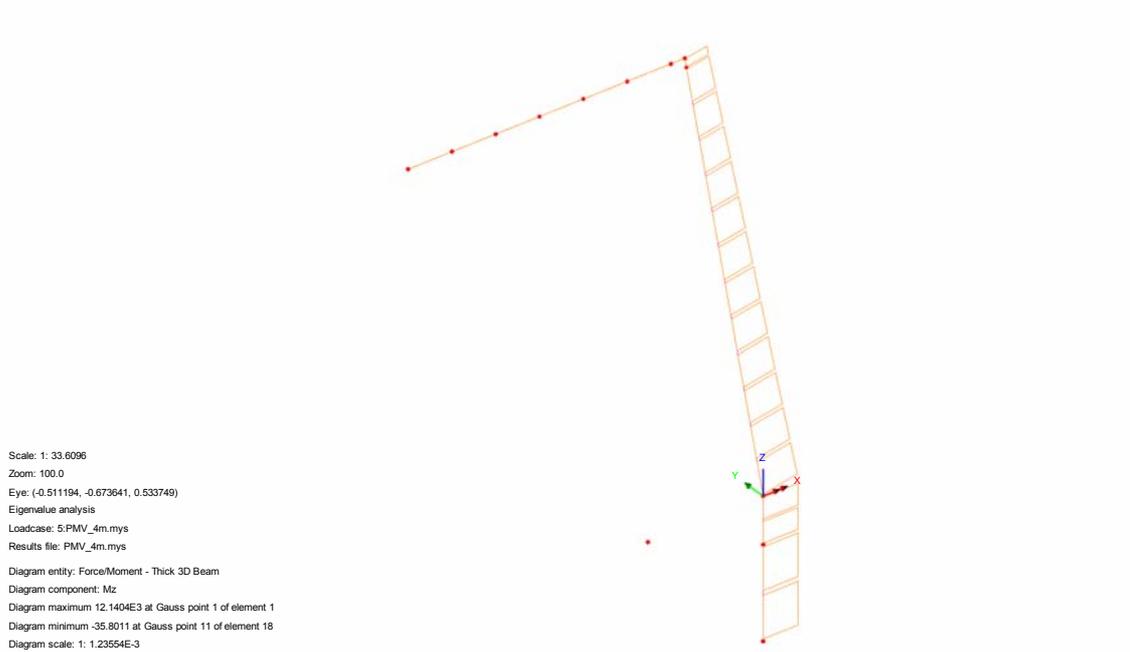
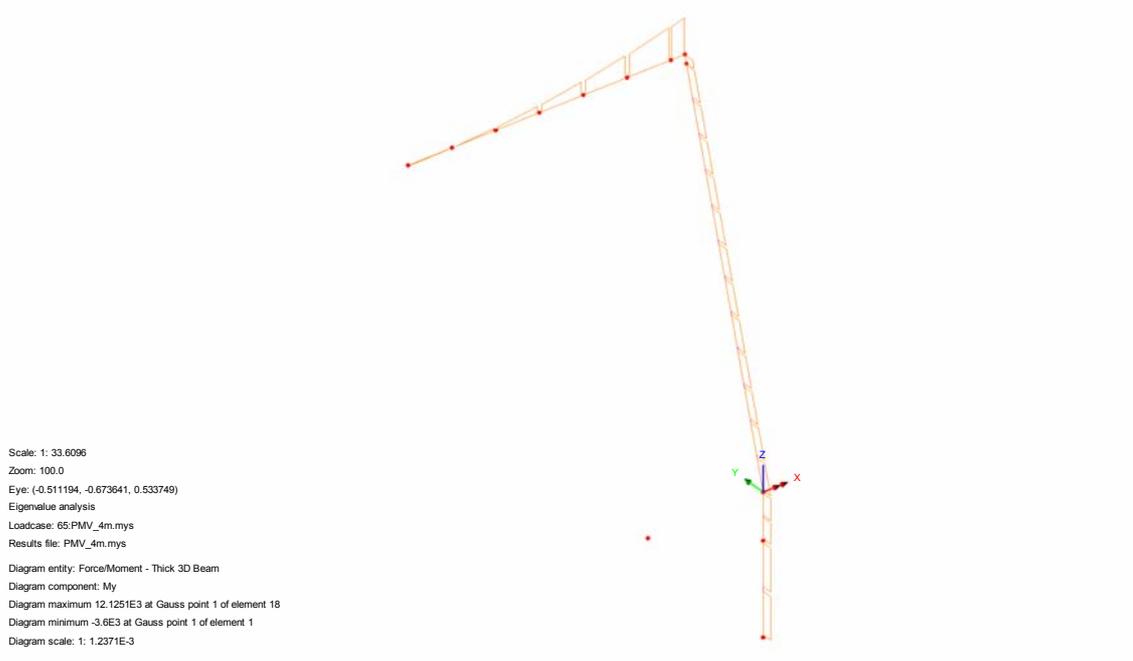
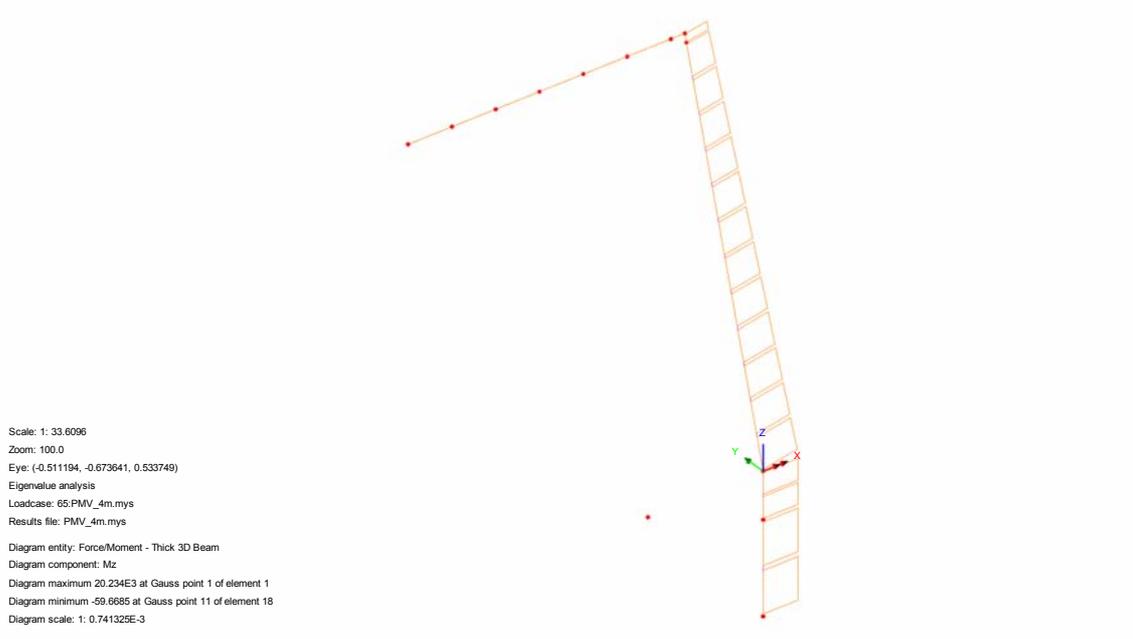


Fig. 24 – Mz (Local) - Neve

Folla (manutenzione):

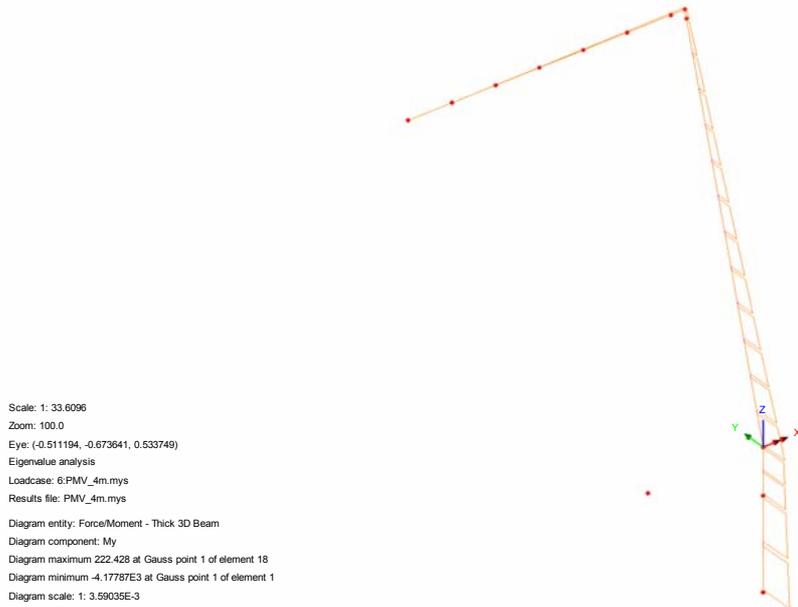


**Fig. 25 – My (Local) - Folla**

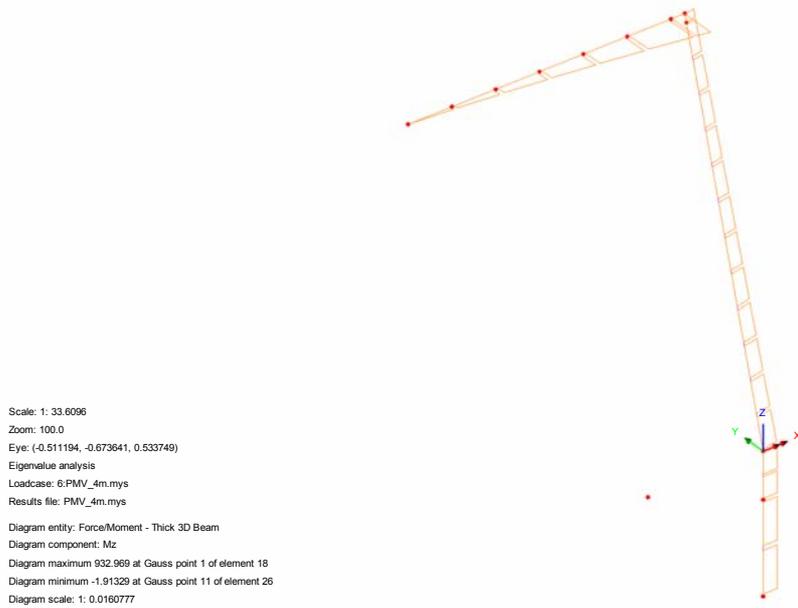


**Fig. 26 – Mz (Local) - Folla**

**Buffeting L1:**



**Fig. 27 – My (Local) - Buffeting L1**



**Fig. 28 – Mz (Local) - Buffeting L1**

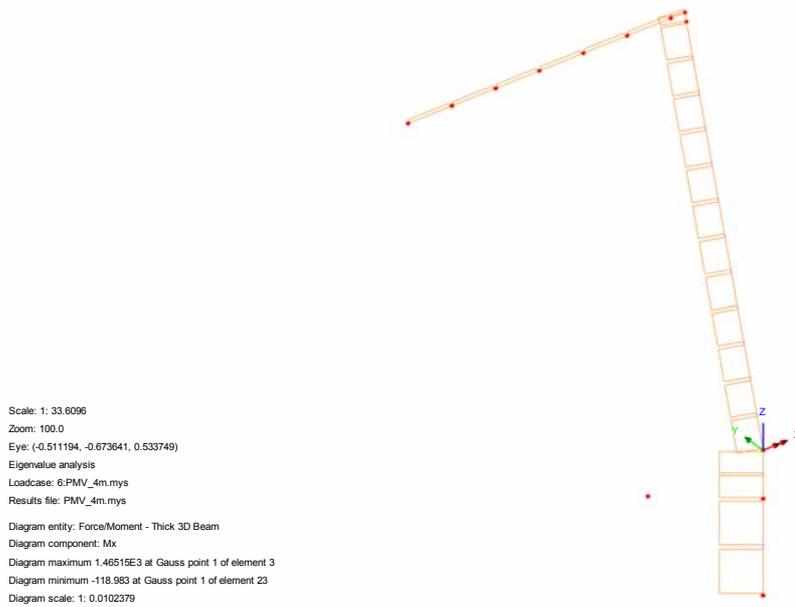


Fig. 29 – Mx (Local) - Buffeting L1

### 3.3 Risultati principali - involucro delle caratteristiche di sollecitazione

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

#### 3.3.1 Enve SLU - A1

Involucro agli SLU - A1 (STR):

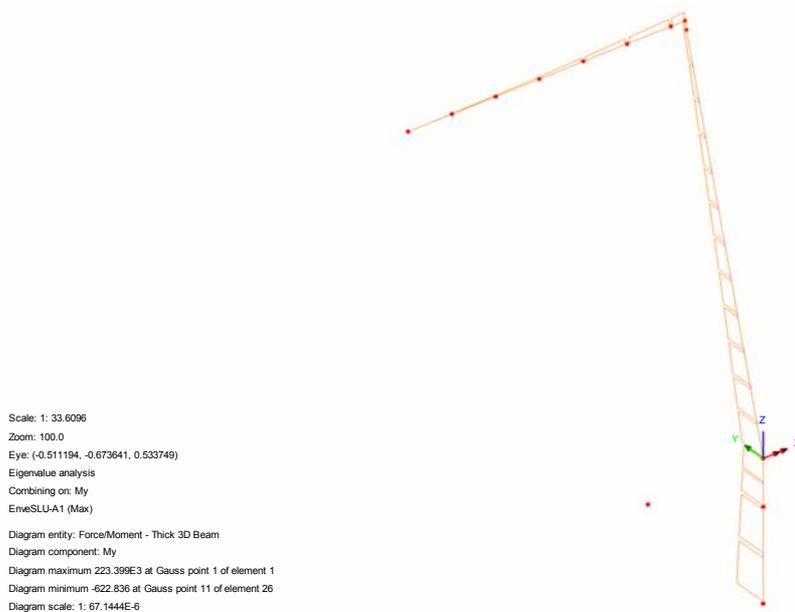


Fig. 30 – My (Local)

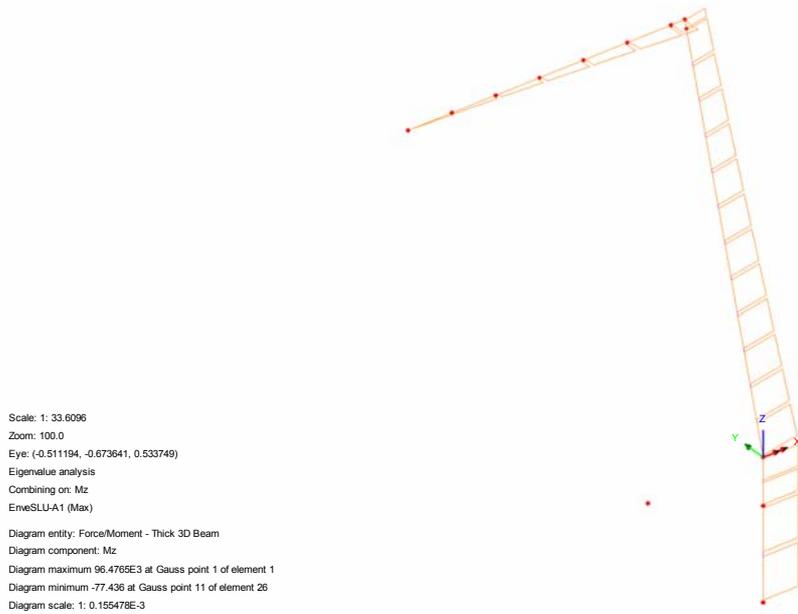


Fig. 31 – Mz (Local)

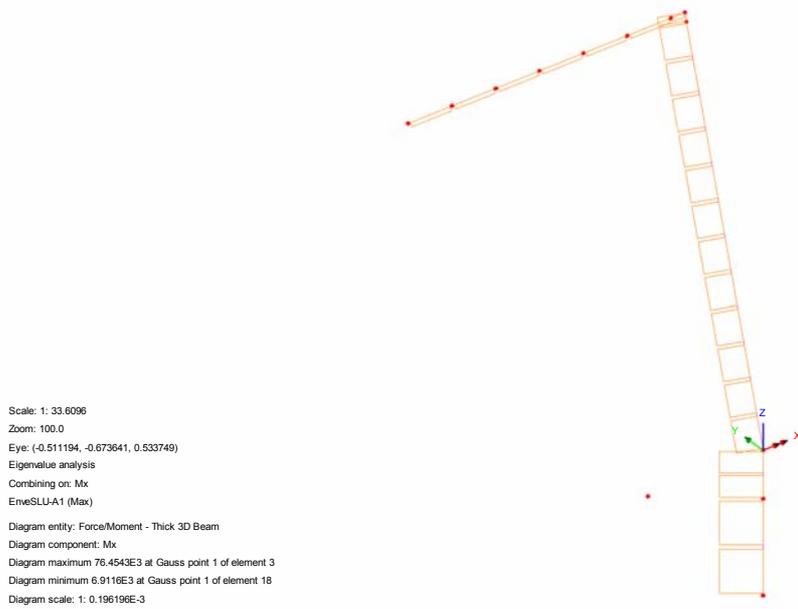


Fig. 32 – Mx - Torcente (Local)

### 3.3.2 Enve SLE - Caratteristica

#### Inviluppo agli SLE - Caratteristica:

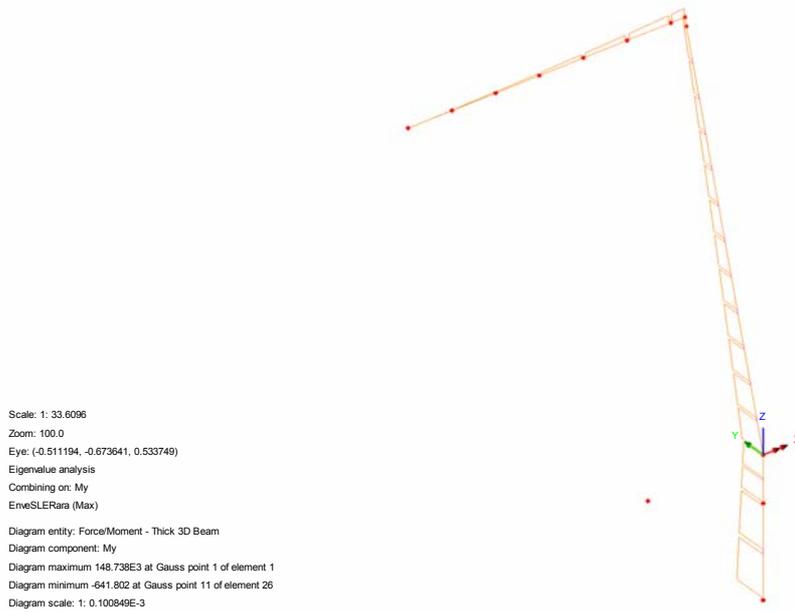


Fig. 33 – My (Local)

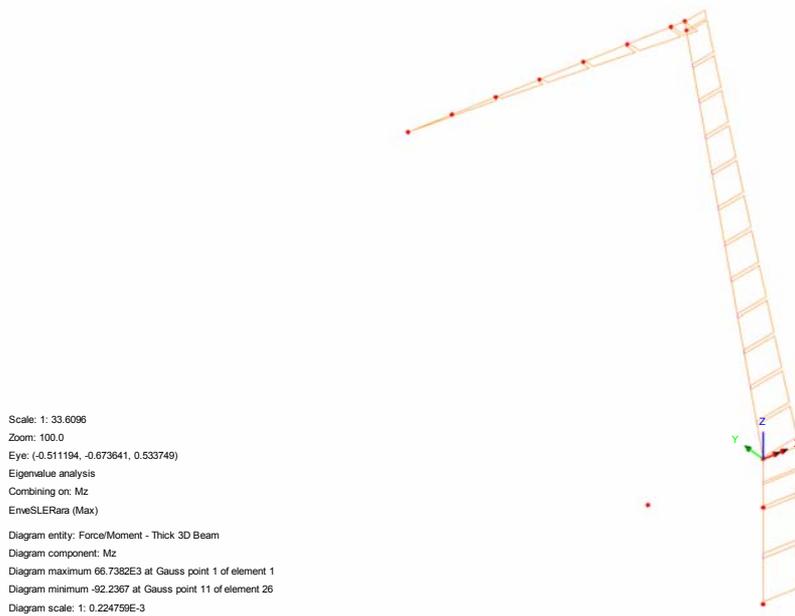


Fig. 34 – Mz (Local)

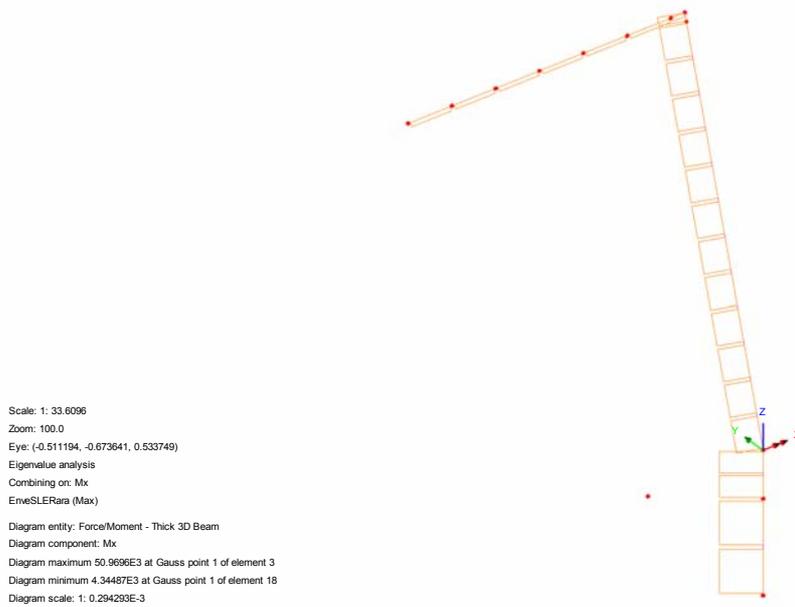


Fig. 35 – Mx - Torcente (Local)

### 3.3.3 Enve Sisma - SLV

#### Inviluppo agli SLV:

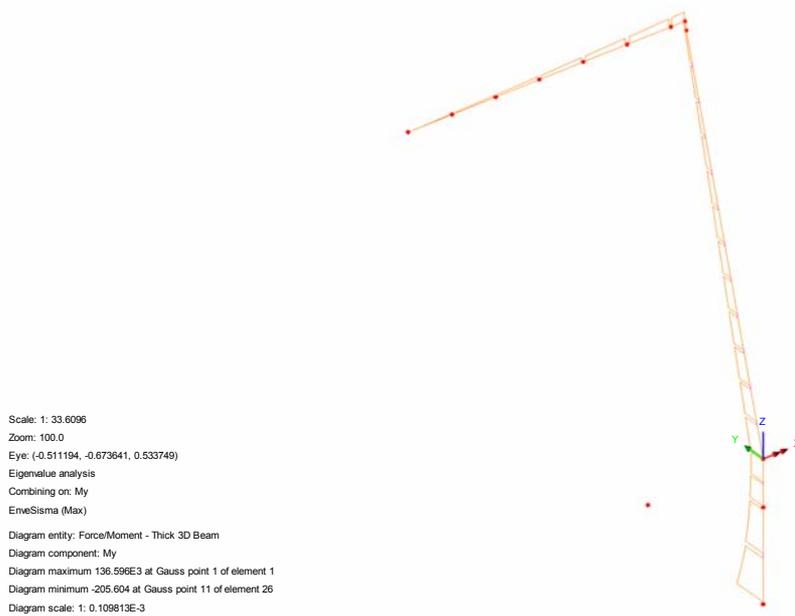


Fig. 36 – My (Local)

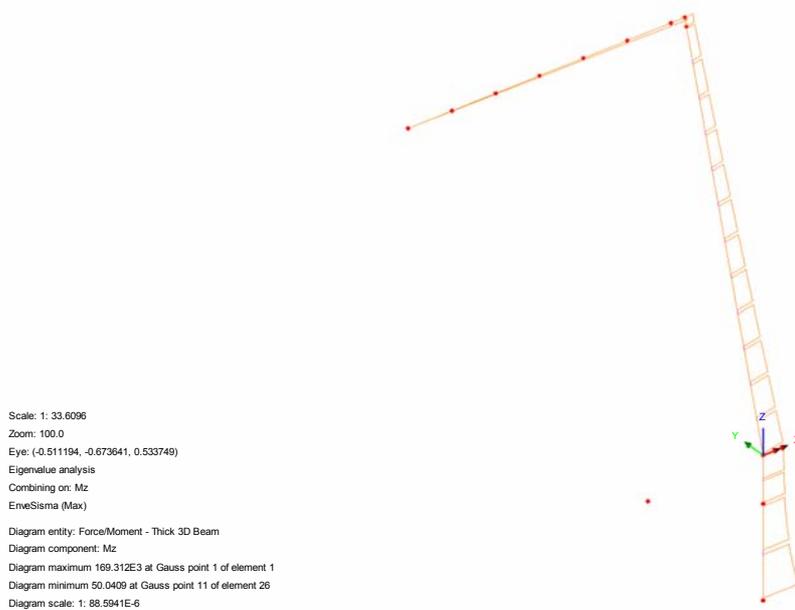


Fig. 37 – Mz (Local)

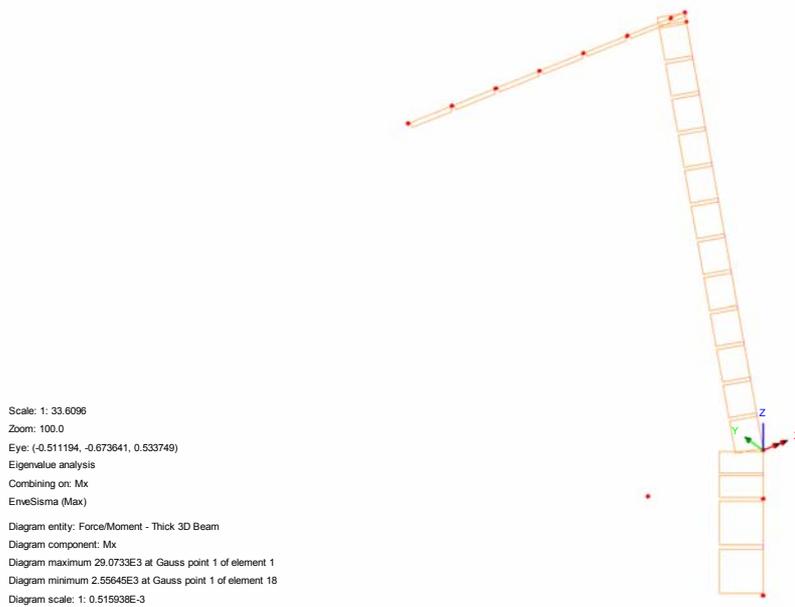


Fig. 38 – Mx - Torcente (Local)

### 3.4 Sollecitazioni base montante

Le tabelle seguenti riportano le sollecitazioni rilevate alla base del montante metallico, per i singoli contributi di carico caratteristici.

Condizione	N (kN)	Vx (kN)	Vy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)	note
gk1-gk2	23.92	0.00	0.00	40.43	-0.51	0.00	pesi propri e permanenti
fw,k	0.00	-21.73	0.00	0.00	-110.07	-41.61	vento
qs,k	4.32	0.00	0.00	12.14	-2.16	0.00	neve
qc,k	7.20	0.00	0.00	20.23	-3.60	0.00	sovr. Di servizio
Ex,k(*)	-4.30	-1.01	7.10	54.75	5.40	-2.21	sisma in X
Ey,k(*)	-0.61	-9.77	1.01	4.66	59.29	-28.27	sisma in Y

Ulteriori risultati vengono presentati in dettaglio nel prosieguo della presente relazione.

## 4. Verifiche

### 4.1 S.L.E. per deformazione - spostamenti

La determinazione della configurazione deformata della struttura è stata effettuata, in ottemperanza a quanto disposto nelle NTC 2008; 2.4.2, tenendo conto delle combinazioni delle azioni agli SLE in condizione caratteristica. In aderenza a quanto suggerito nelle norme britanniche (BD 94/07, Parte 1- Annesso A) si considera concomitante l'azione del Buffeting, con coefficiente di combinazione 0.50.

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

Si ottiene quanto segue:

Spostamenti verticale ( $\delta Z$ ) - Carichi permanenti (PP + Perm Portati)

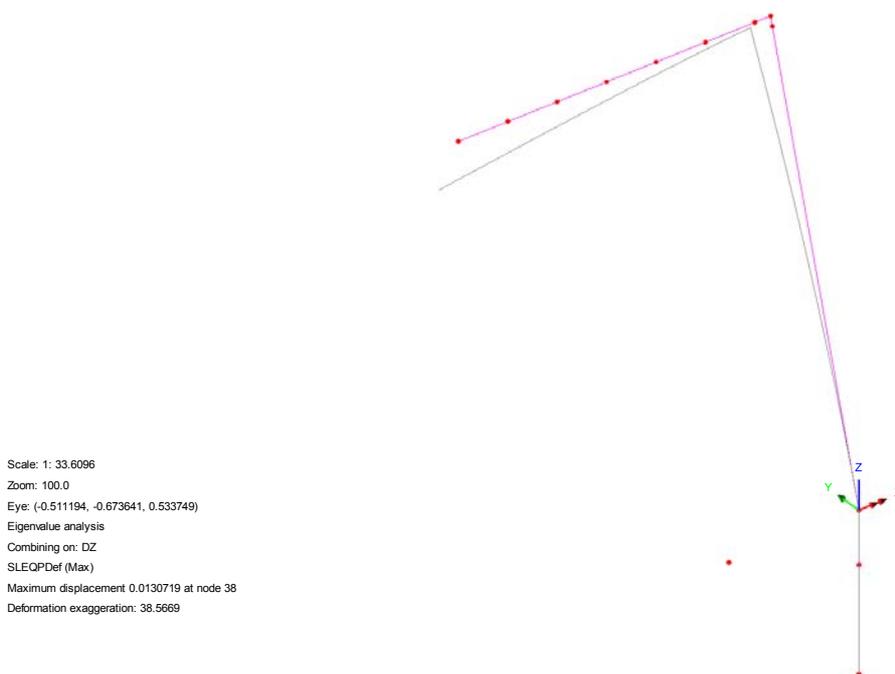
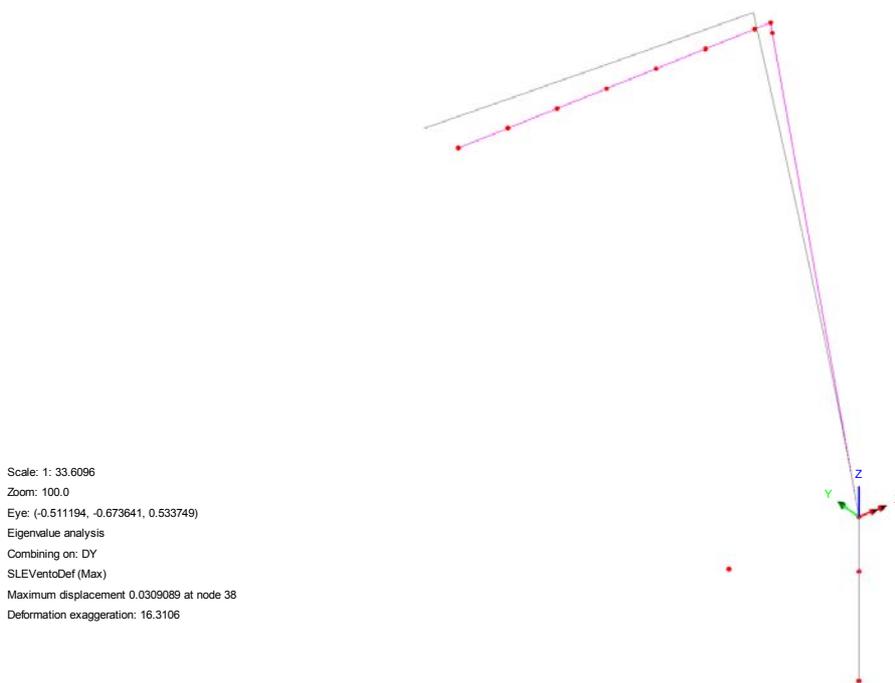


Fig. 39 – Spostamenti verticali massimi

Il massimo spostamento verticale ad effetto dei carichi permanenti è pari a 0.013 m. Si prescrive quindi una contromonta costruttiva, da misurarsi in direzione verticale ed in corrispondenza alla punta estrema della mensola, pari a 0.015 m.

Spostamenti orizzontali ( $\delta Y$ ) - Azioni variabiliFig. 40 – **Spostamenti orizzontali massimi**

Il massimo spostamento orizzontale in direzione Y, indotto dai carichi variabili, è pari a **0.031 m**.

Si assume cautelativamente questo spostamento nella verifica, senza depurarlo della componente dovuta alla deformata traslazionale della colonna al nodo.

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

Si ha quindi che:

$$\delta_{Y_{amm}} = 3.70 \times 2/150 = 0.049m$$

la verifica risulta soddisfatta.

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

$$\delta_{Y_{amm}} = (3.7 + 5.8)/100 = 0.095m$$

Dove:

- $h_M = 5.80$  m                      altezza del montante
- $L_B = 3.70$  m                      lunghezza della mensola metallica

il valore sopra determinato risulta ampiamente soddisfatto.

## 4.2 S.L.U. - Resistenza sezioni

La verifica viene effettuata calcolando separatamente i rapporti di sfruttamento per tensioni normali  $\eta_1$  (interazione N, M, inclusi effetti di local buckling), e a taglio  $\eta_3$ , effettuando a valle il calcolo del coefficiente di

sfruttamento per interazione N, M, V. Si evidenzia che gli effetti torcenti, di gran lungo predominanti sul taglio, vengono trattati in maniera equivalente al taglio stesso, scomponendone le risultanti sulle pareti mediante la formula di Bredt.

La verifica viene effettuata in corrispondenza alle sezioni significative della struttura che, nel caso in oggetto, risultano essere quelle esplicitate nella figura seguente:

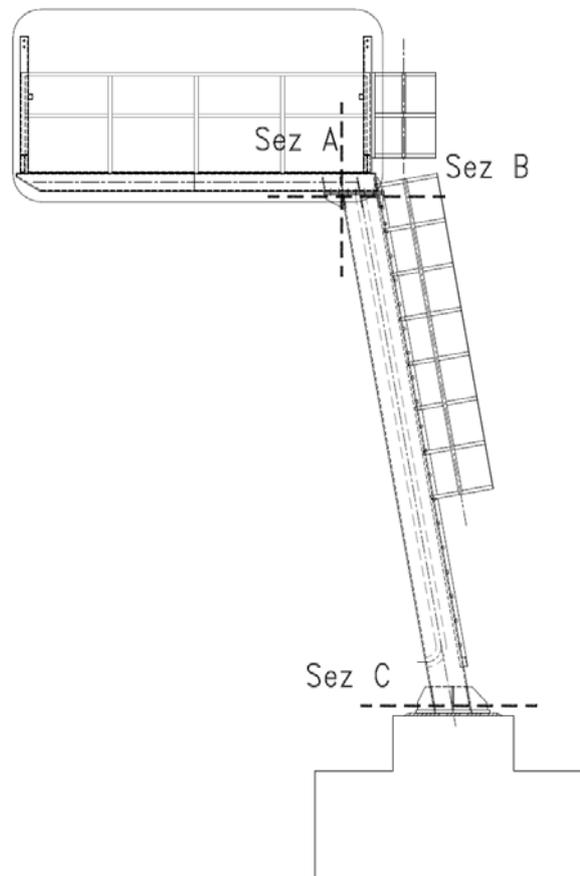


Fig. 41 – **Sezioni di verifica**

Le sezioni significative corrispondono a:

- Sez A                      Sezione di sbraccio (Nodo)
- Sez B                      Sezione di testa del montante (Nodo)
- Sez C                      Sezione di base del montante

Dalle azioni applicate sul PMV nella combinazione agli SLU, che prevede, con riferimento al quadro normativo previgente, un unico coefficiente moltiplicativo delle azioni variabili pari a 1.5, oltre che al sistema di riferimento riportato nella figura successiva, si riassumono nelle tabelle seguenti le sollecitazioni di progetto in condizioni ultime e in esercizio (combinazione SLE caratteristica).

- $N_{E,d}$                       Azione normale negativo se di compressione
- $V_{y,Ed}$ ,  $V_{z,Ed}$               Azione di taglio nelle due direzioni ortogonali
- $M_{z,Ed}$ ;  $M_{y,Ed}$               Momento flettente nelle due direzioni principali
- $T_{Ed}$                         Momento torcente

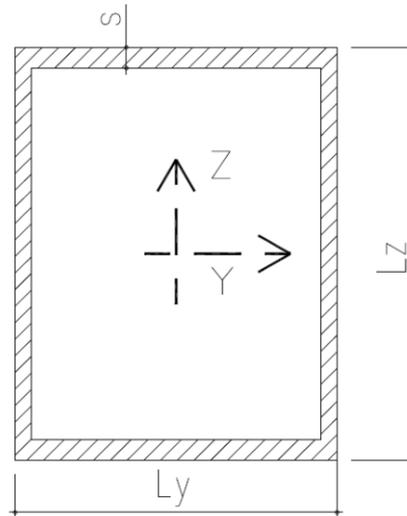


Fig. 42 – Geometria delle sezioni di verifica

Per ciascuna sezione si è individuata la massima/minima componente e le relative concomitanti. In grassetto si evidenziano le componenti massimizzate/minimizzate nella combinazione in oggetto. Per brevità si esplicitano i valori delle componenti che, in fase di massimizzazione/minimizzazione, hanno evidenziato il valore assoluto maggiore, quindi più severo.

Azioni di verifica:

EnveSLERara - SezA						EnveSLU-A1 - SezA					
Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)	Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
-1	<b>11</b>	<b>-14</b>	1	30	-32	-2	<b>17</b>	<b>-21</b>	2	43	-48
-1	-11	-14	<b>-9</b>	30	32	-2	-17	-20	<b>-13</b>	41	48
-2	7	-16	-2	<b>33</b>	-19	-2	10	-24	-2	<b>48</b>	-29
-1	11	-14	1	30	<b>-32</b>	-2	17	-21	2	43	<b>-48</b>

EnveSLERara - SezB						EnveSLU-A1 - SezB					
Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)	Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
-20	<b>-3</b>	<b>14</b>	32	-18	35	-28	<b>-5</b>	<b>22</b>	47	-28	51
-20	-3	-14	<b>-33</b>	10	35	-27	-5	-22	<b>-50</b>	15	48
-20	-3	14	32	<b>-18</b>	35	-27	-5	22	47	<b>-28</b>	48
-22	-4	9	19	-14	<b>39</b>	-32	-6	13	28	-21	<b>57</b>

EnveSLERara - SezC						EnveSLU-A1 - SezC					
Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)	Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
-31	<b>-5</b>	<b>21</b>	30	-121	61	-43	<b>-8</b>	<b>32</b>	46	-182	87
-31	-5	-21	<b>-32</b>	113	61	-39	-7	-32	<b>-48</b>	170	82
-31	-5	21	30	<b>-121</b>	61	-39	-7	32	46	<b>-182</b>	82
-33	-6	13	18	-76	<b>67</b>	-46	-8	19	27	-113	<b>96</b>

Fig. 43 – Azioni di verifica

I profili in oggetto sono costituiti da pareti sottili (elevati rapporti b/t) e la verifica sarà condotta tenendo conto dell'interazione tra sforzo di taglio, momento flettente e sforzo normale secondo quanto definito al punto 7.1 dell'EC3-1-5, nelle sezioni in cui vi sia interazione significativa delle azioni di pressoflessione deviata e taglio:



Si dettaglia la procedura di verifica condotta per la sezione A, sottoposta al set di sollecitazioni 1, nel quale si massimizzano le azioni di taglio e si assumono le concomitanti azioni assiali e flettenti.

**Verifica Tensionale (Sez. di classe 4)**

(EN 1993-1-1; EN 1993-1-5)

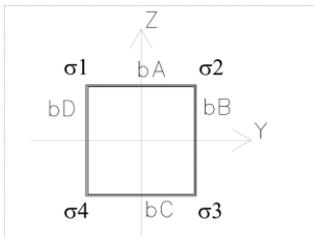
**Azioni di verifica agli SLU:**

Sez Verifica	SezA	Geometria del profilo in acciaio:										Coord. G <sub>SEZ_LORDA</sub>		
		L <sub>y</sub> (m)	L <sub>z</sub> (m)	s (m)	A (m <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (m <sup>4</sup> )	A <sub>v,y</sub> (m <sup>2</sup> )	A <sub>v,z</sub> (m <sup>2</sup> )	W <sub>y</sub> (m <sup>3</sup> )	W <sub>z</sub> (m <sup>3</sup> )	2*Ω*t (m <sup>3</sup> )	Y <sub>G</sub> (m)	Z <sub>G</sub> (m)
A	1	0.40	0.20	0.013	0.0144	0.0001	0.0003	0.0100	0.0050	0.0010	0.0015	0.0018	0	0

EnveSLU-A1 - SezA					
Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
-2	17	-21	2	43	-48

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



Acciaio		
f <sub>yk</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	γ <sub>M0</sub> (-)	γ <sub>M1</sub> (-)
275000	1.05	1.05

Le verifiche si conducono determinando le tensioni nei quattro vertici della sezione, numerati progressivamente da 1 a 4 con riferimento all'immagine sovrastante ed utilizzando le caratteristiche efficaci. Si implementano tre iterazioni al fine di cogliere la reale parzializzazione delle sezioni per effetto del local buckling. Si trascurano per semplicità ed a favore di sicurezza le stonature in corrispondenza ai vertici della sezione.

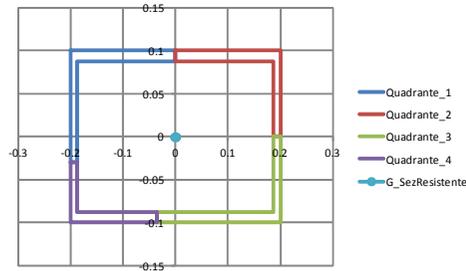
Trattazione per "Internal compression elements" (EN 1993-1-5; 4.4)

EnveSLU-A1 - SezA														Tensioni di compressione sono positive:																	
Assiale		VY	VZ	Torcente		MY	MZ	Azioni taglianti e torcenti				Azione assiale				Momento flettente (MY)				Momento flettente (MZ)				Tensioni risultanti:							
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	VY - Torcente	VZ - Torcente	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$		
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )		
-2	17	-21	2	43	-48	2788	5294	150	150	150	150	-43496	-43496	43496	43496	32430	-32430	-32430	32430	-10915	-75776	11216	76077								

**ITERAZIONE N. 03**

EnveSLU-A1 - SezA - ITERAZIONE N. 03														Tensioni di compressione sono positive:																	
Assiale		VY	VZ	Torcente		MY	MZ	Azioni taglianti e torcenti				Azione assiale				Momento flettente (MY)				Momento flettente (MZ)				Tensioni risultanti:							
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	VY - Torcente	VZ - Torcente	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$		
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )		
-2	17	-21	2	43	-48	2788	5294	150	150	150	150	-43496	-43496	43496	43496	32430	-32430	-32430	32430	-10915	-75776	11216	76077								

Geometria della sezione resistente



Caratteristiche della sezione EFFICACE - Effetto del Local Buckling:

bA - Eff 1																			
bA				bB				bC				bD							
$\Psi$	$k\sigma$	$\lambda_p$	$\rho$	$b_{EFF}$	$\Psi$	$k\sigma$	$\lambda_p$	$\rho$	$b_{EFF}$	$\Psi$	$k\sigma$	$\lambda_p$	$\rho$	$b_{EFF}$	$\Psi$	$k\sigma$	$\lambda_p$	$\rho$	$b_{EFF}$
(-)	(-)	(-)	(-)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(m)
Lato Teso	Lato Teso	Lato Teso	<b>1.000</b>	<b>0.40</b>	Lato Teso	Lato Teso	Lato Teso	<b>1.000</b>	<b>0.20</b>	0.147430079	6.847999	0.466	<b>1.000</b>	<b>0.40</b>	-0.143479	8.913812	0.204	<b>1.000</b>	<b>0.17</b>
<b>Lunghezza dei lati EFFICACI:</b>																			
<b>Azioni assiale - Momento flettente (MY) - Momento flettente (MZ)</b>																			
(m) - Efficace					(m) - Efficace					(m) - Efficace					(m) - Efficace				
bA - Eff 1	bA - Eff 2	bB - Eff 2	bB - Eff 3	bB - Eff 3	bC - Eff 3	bC - Eff 4	bD - Eff 4	bD - Eff 1											
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)											
0.200	0.200	0.100	0.100	0.235	0.165	0.070	0.130												
0.400					0.200					0.400					0.200				
<b>Grandezze Efficaci:</b>																			
$A_{EFF}$	$\Delta Y_{EFF}$	$\Delta Z_{EFF}$	$I_{Y-EFF}$	$I_{Z-EFF}$	$W_{Y-EFF(-)}$	$W_{Y-EFF(+)}$	$W_{Z-EFF(-)}$	$W_{Z-EFF(+)}$	$\Delta M_V$	$\Delta M_Z$									
(m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m <sup>4</sup> )	(m <sup>4</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(kNm)	(kNm)									
0.014375	0.000000	0.000000	0.000099	0.000298	0.000992	-0.000992	-0.001488	0.001488	0.0000	0.0000									

Azioni Sollecitanti Agenti sulla sezione Efficace:

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed}}{f_y A_{eff}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{y,N}}{f_y W_{y,eff}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{z,N}}{f_y W_{z,eff}} \leq 1,0 \quad (6)$$

$M_{y,Ed}, M_{z,Ed}$  are the design bending moments with respect to y-y and z-z axes respectively;  
 $e_{y,N}, e_{z,N}$  are the eccentricities with respect to the neutral axis.

$\eta_1 = A + B + C$

EnveSLU-A1 - SezA							A	B	C	$\eta_1 = A + B + C$	Verifica
Assiale	VY	VZ	Torcente	MY - Eff	MZ - Eff		(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)						
-2	17	-21	2	43	-48		0.001	0.166	0.124	<b>0.290</b>	Sez. Verificata

Di seguito la verifica di dettaglio per sollecitazioni taglianti e torcenti:

**Verifica a Taglio - Torsione:**

Sezioni resistenti senza irrigidimenti:  
(EN 1993-1-5; 5)

$\eta$ (-)	$\varepsilon$ (-)	$72\varepsilon/\eta$ (-)	hw/t (-)	
			$L_y$	$L_z$
1	0.924	67	32	16

La resistenza a taglio si determina come:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} \quad (\text{EN 1993-1-5; 5.2})$$

Si trascura la resistenza fornita dalle flange. Si ottiene quindi:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} \quad (\text{EN 1993-1-5; 5.2})$$

	$\sigma_e$ (MPa)	a (m)	k $\tau$ (-)	$\tau_{cr}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\lambda_w$ (-)	$\chi(\lambda)$ (-)	$V_{bw,Rd}$ (kN)	(EN 1993-1-5; 5.3 - EN 1993-1-5; Annesso A)
$L_y$	186	100	5.34	990832	0.400	1.000	756	
$L_z$	742	100	5.34	3963293	0.200	1.000	378	

Risultante delle azioni di taglio-Torsione agenti su un singolo lato dello scatolare:  
(Sezione lorda)

	Azioni taglianti e torcenti		Verifiche di resistenza:		Verifica (-)	Interaz. V-M (-)
	VY - Torcente	VZ - Torcente	VY - Torcente	VZ - Torcente		
	(kN)	(kN)	$\eta_3$ (-)	$\eta_3$ (-)		
SezA Comb1	14	13	0.02	0.04	Sez. Verificata	Nessuna Interaz.

Le verifiche risultano soddisfatte.

Di seguito la tabella riassuntiva delle verifiche condotte per tutte le sezioni e le combinazioni di carico agli SLU:

Coefficienti di sfruttamento (SLU-A1):

		$\eta_1$ (-)	$\eta_3$ (-)	Interazione $\eta_1 - \eta_3$ (-)	
Campata	SezA	Comb_1	0.2905	0.0350	0.2905
		Comb_2	0.2798	0.0742	0.2798
		Comb_3	0.2601	0.0399	0.2601
		Comb_4	0.2905	0.0350	0.2905
	SezB	Comb_1	0.1295	0.0978	0.1295
		Comb_2	0.1058	0.1016	0.1058
		Comb_3	0.1251	0.0978	0.1251
		Comb_4	0.1283	0.0574	0.1283
	SezC	Comb_1	0.4324	0.1017	0.4324
		Comb_2	0.4038	0.1055	0.4038
		Comb_3	0.4231	0.1017	0.4231
		Comb_4	0.3391	0.0598	0.3391

**4.3 S.L.U. - Verifica dei giunti di connessione**

Come anticipato nei capitoli precedenti, la struttura si realizzerà in stabilimento per conci di lunghezza massima 12 m, al fine di rendere agevoli le operazioni di movimentazione e montaggio.

L'assemblaggio delle lamiere si realizzerà, per tutti i moduli prefabbricati, con saldature a piena penetrazione.

Le giunzioni tra conci, invece, si realizzeranno in situ con giunti bullonati agenti "a taglio", per i quali viene effettuata la verifica S.L.U. .

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 ( $F_{p,C} = 0.70 \times F_u \times A_s$ ) per le sezioni A e B.

Nella struttura in progetto si ha una giunzione bullonata per la parte in elevazione, corrispondente alla sezione "Sez B", oltre alla base connessa alla fondazione con un sistema di tirafondi - "Sez C".

Per la sezione "Sez B", si prescrivono bulloni ad alta resistenza di classe 8.8; per la connessione C alla base nella configurazione quadrata tirafondi di lunghezza  $L=1.00$  m e diametro 24 mm, nella configurazione circolare tirafondi di lunghezza  $L=1.50$  m e diametro 24 mm con caratteristiche minime equivalenti a bulloni di classe 8.8. (Dadi classe 8).

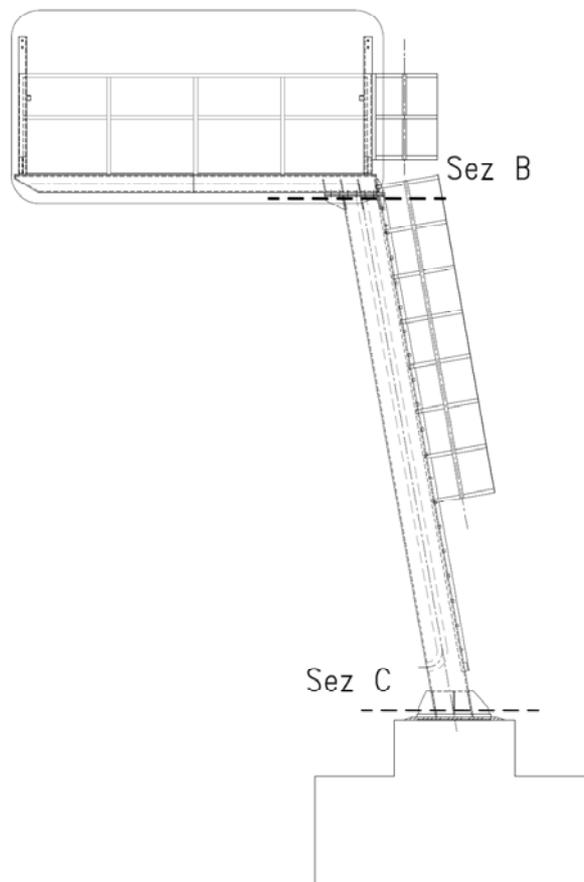


Fig. 44 – **Sezioni di verifica - giunzioni bullonate**

Le verifiche sono condotte con riferimento a quanto dettagliato nelle NTC 2008; 4.2.8 ed in analogia a quanto contenuto in EN 1993-1-8; 3.6.

Si rimanda a quanto sopra per dettagli in merito alle procedure di verifica ed al significato dei simboli richiamati nelle tabelle sintetiche seguenti.

### 4.3.1 Verifica del giunto "Sez B"

Le possibili configurazioni del giunto di testa della colonna (sezione B), sono due.

Una è relativa ai postali "a farfalla" e vede l'utilizzo di 8+8 bulloni M22, Cl. 8.8, disposti su due allineamenti paralleli, la seconda, relativa al PMV a massima eccentricità, vede l'utilizzo di 18 bulloni M22, Cl. 8.8, disposti come esplicitato nella figura seguente. Si verifica in dettaglio quest'ultima configurazione in quanto risulta essere quella più sollecitata.

Il giunto è realizzato per accoppiamento di due piastre di dimensioni 680x580x15 mm (BxHxs) lato sbraccio e 680x580x15 mm (BxHxs) lato montante. Si utilizzano 18 bulloni M22, disposti su un unico allineamento a cerchiare il perimetro della sezione scatolare della mensola, lungo tre lati. La connessione è irrigidita con piatti di spessore  $s=12$  mm e altezza  $L=150$  mm, disposti come dettagliato nell'immagine seguente.

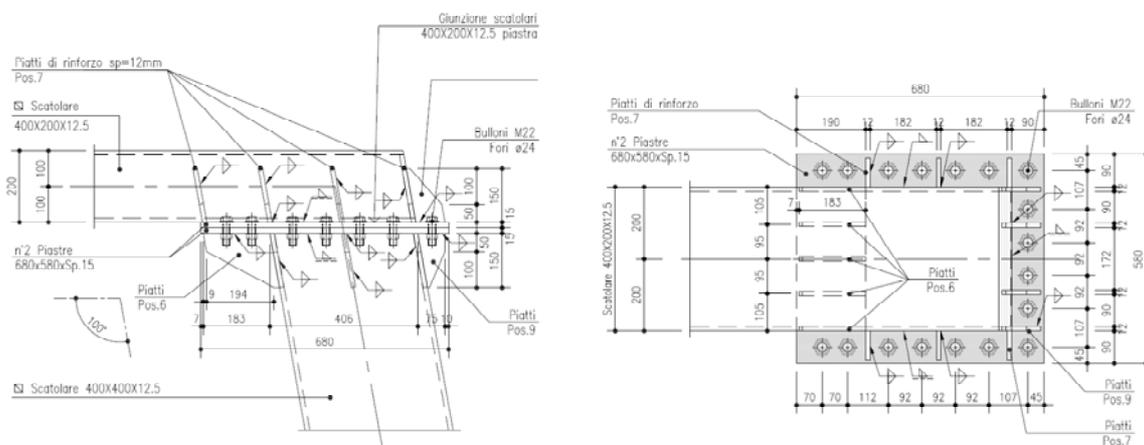


Fig. 45 – Giunto bullonato - Sez B

Nel seguito i dettagli della verifica condotta per la combinazione significativa agli SLU, ovvero, quella relativa alle massime sollecitazioni di trazione-taglio sui bulloni.

Al fine di determinare lo stato sollecitativo assiale più gravoso sui bulloni, si è operato analizzando due possibili schemi resistenti. Il primo (schema 1) vede agenti i soli bulloni, sia sollecitati a trazione, sia a compressione. Il secondo (schema 2) opera nell'ipotesi di resistenza a sola trazione dei bulloni e validità dell'ipotesi di conservazione della sezione piana. Si è quindi effettuata la verifica assumendo, cautelativamente, lo sforzo più severo determinato nelle due ipotesi precedenti. Per le verifiche della piastra in acciaio e delle lamiere di irrigidimento, invece, si è operato considerando la distribuzione di tensione determinata nella seconda ipotesi.

**Verifica Giunzioni bullonate:**

(NTC 2008; 4.2.8 - Giunzioni a taglio; EN 1993-1-8 - 3.6)

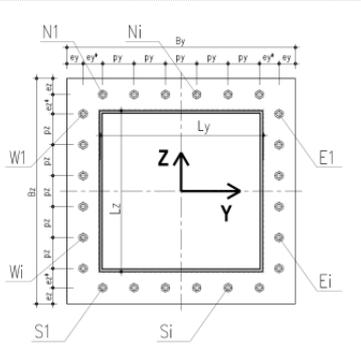
Classe Bulloni	$f_{tb}$	$f_{tk\_ACCIAIO}$	$\gamma_{M2}$
(-)	(MPa)	(MPa)	(-)
8.8	800	430	1.25

**Azioni di verifica agli SLU:**

Sez Verifica	Combinazione	SezB	Geometria del profilo in acciaio:		
			$L_y$ (m)	$L_z$ (m)	$s$ (m)
B	1		0.400	0.400	0.0125

**EnveSLU-A1 - SezB**

Assiale	VY	VZ	VYZ	Torcente	MY	MZ
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
(1)	-28.39	-5.00	21.53	22.11	47.44	-27.69



**Geometria del giunto bullonato (piastra):**

Numero dei bulloni								
$n_{N+S}$	$n_{E+W}$	$\Phi_{BULLONE}$	$A_{NOM\_BULLONE}$	$\Phi_{BULL-FILETTO}$	$A_{RES\_BULLONE}$	$\Delta X_{GE\_BULLON}$		
(-)	(-)	(mm)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm <sup>2</sup> )	(m)		
7	6	22	380	19.6	303	0.0683		
$B_y$	$B_z$	SPIASTRA	$e_y$	$e_y^*$	$e_z$	$e_z^*$	$p_y$	$p_z$
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0.68	0.58	0.015	0.045	0	0.045	0	0.0983	0.0980

**Sollecitazioni indotte dalla presso-flessione deviata:**

Procedura A) **Azioni sui bulloni - Bulloni sollecitati in compressione e trazione:**  
(ad esempio: piastre di base sostenute da controdado senza contatto col c.a.)

$A_{RES\_BULLONATURA}$	$I_{Y-G\_TOTALE}$	$I_{Z-G\_TOTALE}$
(m <sup>2</sup> )	(m <sup>4</sup> )	(m <sup>4</sup> )
0.00667	0.000267	0.000233

Procedura B) **Azioni sui bulloni - Bulloni sollecitati solo a trazione:**  
(Sollecitazione determinata in presso-flessione deviata)

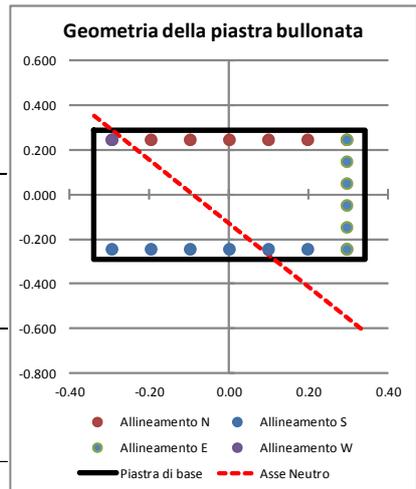
Analisi B) significativa	$\sigma_c$	$\sigma_s$
(-)	(Mpa)	(Mpa)
S	2.67	50

$N_{MIN}$ (Compres)	$N_{MAX}$ (Traz)
(kN)	(kN)
-28.58	26.00

$N_{MAX}$ (Traz)
(kN)
15.00

**Sollecitazioni indotte dal taglio e dalla torsione sul singolo bullone:**

Taglio		Torsione		$V_{i\_MAX}$ (kN)
$V_{Vi}$	$V_{Zi}$	$V_{Vi\_MAX}$	$V_{Zi\_MAX}$	
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	
0.00	1.18	7.04	9.72	12.97



**Sollecitazioni di verifica:**

Taglio	Trazione	Compressione
$F_{V,Ed}$	$F_{T,Ed}$	$F_{C,Ed}$
(kN)	(kN)	(kN)
12.97	26.00	-28.58

Resistenza dei bulloni:  
(NTC 2008, 4.2.8.1.1)

Geometria del giunto:

	(mm)
$e_1$	45
$e_2$	45
$d_0$	23
$p_1$	98
$p_2$	98
$d_m$	32

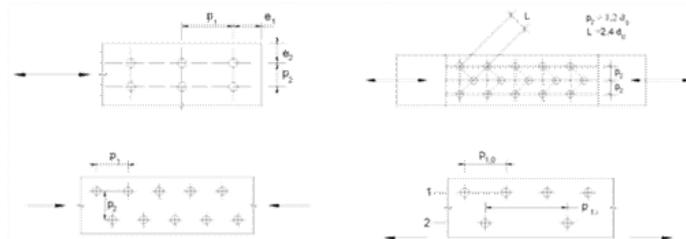


Figura 4.2.3 - Disposizione dei fori per le realizzazioni di unioni bullonate o chiodate

$\alpha$	k	Taglio su filettatura
(-)	(-)	(-)
0.652	2.5	S

Resistenze elementari:		(kN)
Taglio del bullone	$F_{v,Rd}$	116.35
Rifollamento	$F_{b,Rd}$	185.09
Trazione	$F_{t,Rd}$	174.53
Punzonamento	$B_{p,Rd}$	311.24

	(kN) - c.u.	
Resistenza a taglio	116.35	Verificato
Resistenza a trazione	174.53	Verificato
$F_{t,Ed}/F_{t,Rd}$	0.15	Verificato
Verifica combinata	0.22	Verificato

Le verifiche risultano soddisfatte.

### 4.3.2 Verifica del giunto "Sez C" - Connessione di base

La connessione di base con la fondazione in c.a. è realizzata tramite un sistema tirafondi-piastra. Le configurazioni disponibili presentano due differenti soluzioni

Impronta quadrata avente dimensioni 800x800x35 mm (BxHxs). Si utilizzano 12 tirafondi di classe 8.8 e lunghezza L=1.00 m, disposti simmetricamente su un unico allineamento a cerchiare il perimetro della sezione scatolare del montante.

Impronta circolare avente diametro 800 mm e spessore 35 mm. Si utilizzano 12 tirafondi di classe 8.8 e lunghezza L=1.50 m, disposti simmetricamente su un unico allineamento a cerchiare il perimetro della sezione scatolare del montante.

La connessione è irrigidita con piatti di spessore s=15 mm e lunghezza L=300 mm, disposti come dettagliato nell'immagine seguente.

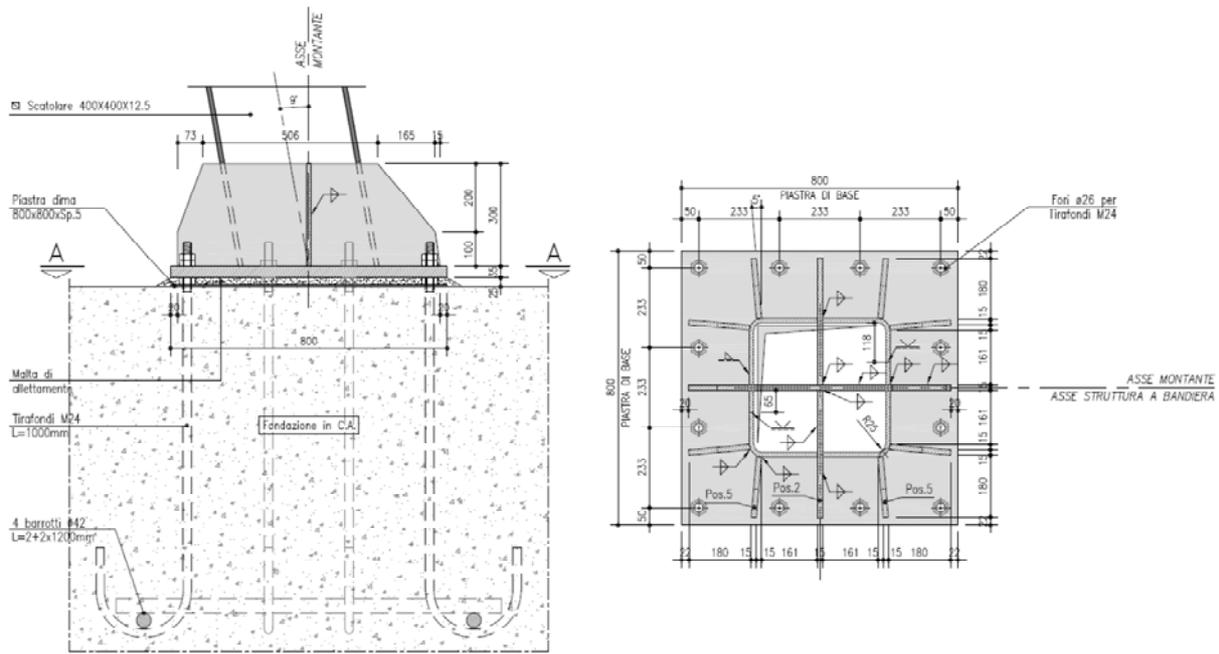


Fig. 46 – Giunto di base quadrato - Sez C

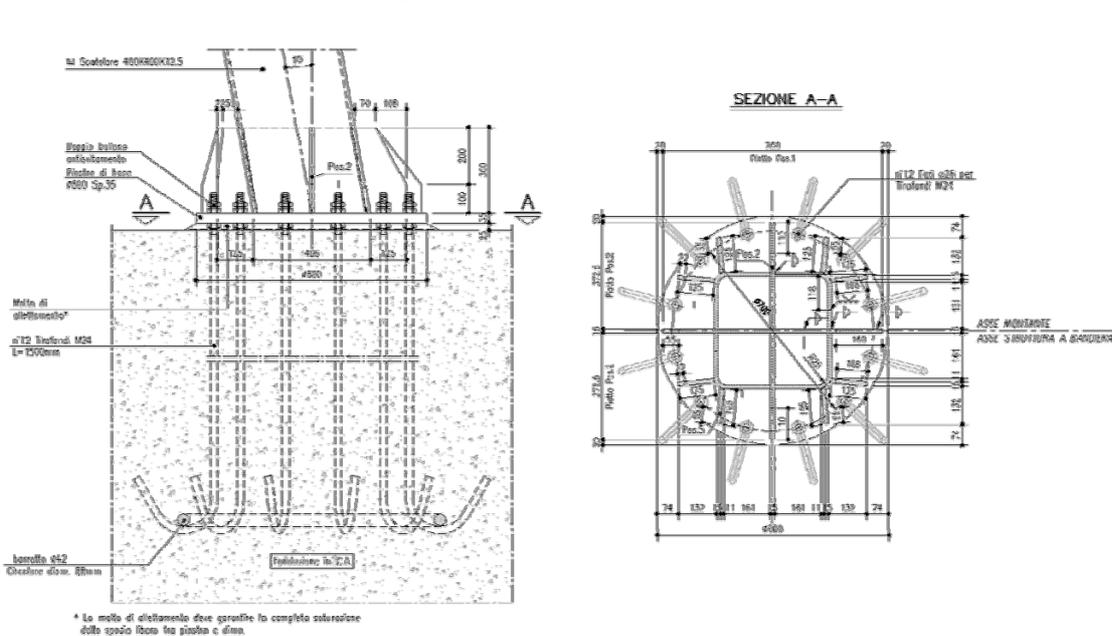


Fig. 47 – Giunto di base circolare - Sez C

Nel seguito i dettagli della verifica condotta per la combinazione significativa agli SLU, ovvero, quella relativa alla Combinazione C1.

Al fine di determinare lo stato sollecitativo assiale più gravoso sui bulloni, si è operato analizzando due possibili schemi resistenti. Il primo vede agenti i soli bulloni, sia sollecitati a trazione, sia a compressione. Il secondo opera nell'ipotesi di resistenza a sola trazione dei bulloni e di validità dell'ipotesi di conservazione della sezione piana. Si è quindi effettuata la verifica assumendo, cautelativamente, lo sforzo più severo determinato nelle due ipotesi precedenti. Per le verifiche della piastra in acciaio e delle lamiere di irrigidimento, invece, si è operato considerando la distribuzione di tensione determinata nella seconda ipotesi.

**Combinazione C1:**

**Verifica Giunzioni bullonate:**

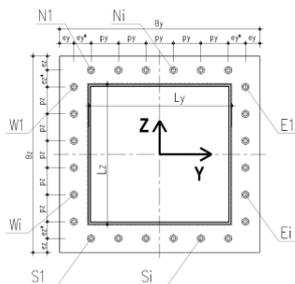
(NTC 2008; 4.2.8 - Giunzioni a taglio; EN 1993-1-8 - 3.6)

Classe Bulloni (-)	$f_{tb}$ (MPa)	$f_{bk\_ACCIAIO}$ (MPa)	$\gamma_{M2}$ (-)
8.8	800	430	1.25

**Azioni di verifica agli SLU:**

Sez Verifica	Combinazione	Geometria del profilo in acciaio:		
		$L_y$ (m)	$L_z$ (m)	$s$ (m)
C	1	0.400	0.400	0.013

EnveSLU-A1 - SezC						
Assiale	VY	VZ	VYZ	Torcente	MY	MZ
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
(1)	-43.14	-7.59	32.11	33.00	45.66	-182.07



**Geometria del giunto bullonato (piastra):**

Numero dei bulloni		$\Phi_{BULLONE}$	$A_{NOM\_BULLONE}$	$\Phi_{BULL-FILLETTO}$	$A_{RES\_BULLONE}$
$n_{N-S}$ (-)	$n_{E-W}$ (-)	(mm)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm <sup>2</sup> )
4	4	24	452	21	353
$B_y$ (m)	$B_z$ (m)	$S_{PIASTRA}$ (m)	$e_y$ (m)	$e_{y^*}$ (m)	$e_z$ (m)
0.8	0.8	0.035	0.05	0	0.05
					$p_y$ (m)
					0.2333
					$p_z$ (m)
					0.2333

flessione deviata:

**Procedura A)**

**Azioni sui bulloni - Bulloni sollecitati in compressione e trazione:**

(ad esempio: piastre di base sostenute da controdamo senza contatto col c.a.)

$A_{RES\_BULLONATURA}$ (m <sup>2</sup> )	$I_{Y-G\_TOTALE}$ (m <sup>4</sup> )	$I_{Z-G\_TOTALE}$ (m <sup>4</sup> )
0.00424	0.000365	0.000365

**Procedura B)**

**Azioni sui bulloni - Bulloni sollecitati solo a trazione:**

(Sollecitazione determinata in presso-flessione deviata)

Analisi B) significativa	$\sigma_c$ (Mpa)	$\sigma_s$ (Mpa)
(-)	6.37	186

**Sollecitazioni indotte dal taglio e dalla torsione sui singola bullone:**

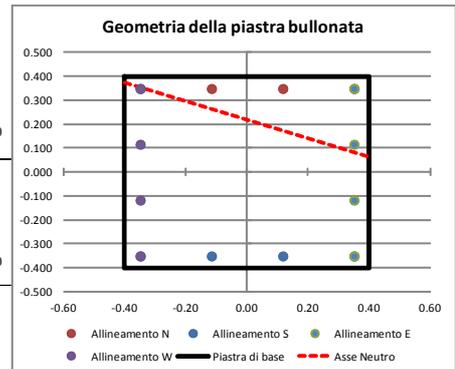
Taglio		Torsione		$V_{i\_MAX}$ (kN)
$V_{y1}$ (kN)	$V_{z1}$ (kN)	$V_{y1\_MAX}$ (kN)	$V_{z1\_MAX}$ (kN)	(kN)
-0.63	2.68	7.72	7.72	13.34

**Sollecitazioni di verifica:**

Taglio	Trazione	Compressione
$F_{V,Ed}$ (kN)	$F_{T,Ed}$ (kN)	$F_{C,Ed}$ (kN)
13.34	87.57	-94.76

$N_{MIN}$ (Compres) (kN)	$N_{MAX}$ (Traz) (kN)
-94.76	87.57

$N_{MAX}$ (Traz) (kN)
65.66



Resistenza dei bulloni:  
(NTC 2008, 4.2.8.1.1)

Geometria del giunto:

	(mm)
e <sub>1</sub>	50
e <sub>2</sub>	50
d <sub>0</sub>	25
p <sub>1</sub>	233
p <sub>2</sub>	233
d <sub>m</sub>	34

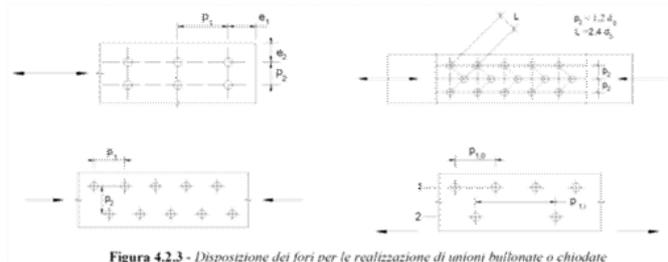


Figura 4.2.3 - Disposizione dei fori per la realizzazione di unioni bullonate o chiodate

α	k	Taglio su filettatura
(-)	(-)	(-)
0.667	2.5	S

Resistenze elementari:		(kN)
Taglio del bullone	F <sub>v,Rd</sub>	<b>Compila Classe bullone</b>
Rifollamento	F <sub>b,Rd</sub>	<b>481.60</b>
Trazione	F <sub>t,Rd</sub>	<b>203.33</b>
Punzonamento	B <sub>b,Rd</sub>	<b>771.63</b>

	(kN) - c.u.	
Resistenza a taglio	<b>481.60</b>	Verificato
Resistenza a trazione	<b>203.33</b>	Verificato
F <sub>t,Ed</sub> /F <sub>t,Rd</sub>	<b>0.43</b>	Verificato
Verifica combinata	<b>0.34</b>	Verificato

Le verifiche risultano soddisfatte.

Si è effettuata la verifica tensionale della piastra di base, soggetta all'azione di trazione esercitata dai tirafondi e di compressione piastra-contropiastra (cls). La modellazione è stata implementata con elementi tipo "shell" a tre o quattro nodi e simula la reale geometria spaziale della piastra.

In relazione al quadro tensionale di verifica, non particolarmente gravoso per i fazzoletti di irrigidimento, si è limitata la modellazione alla piastra di base, implementando dei vincoli lineari a terra in corrispondenza alle linee di intersezione piastra-montante e piastra-fazzoletti di irrigidimento. Le due configurazioni dei carichi applicati alla piastra di base rappresentano le medesime distribuzioni di tensioni ricavata dall'analisi precedente.

La verifica tensionale si è operata confrontando lo stato tensionale tridimensionale puntuale, tratto direttamente quale output dal modello di calcolo ed in termini di tensione alla "Von Mises", con la tensione massima resistente propria del materiale impiegato (EN 1993-1-1; 6.2.1). La verifica risulta soddisfatta se è verificato che:

$$\sigma_{V.M} \cdot \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{275}{1.05} = 262MPa$$

Le tensioni dedotte dalla verifica sezionale (schema 2) e quindi gravanti in termini di carico agente sulla piastra di base sono:

Combinazione 1:

- σ<sub>TRAZ-MAX</sub>= 186 MPa
- σ<sub>COMPRES-MAX</sub>= 6.37 MPa

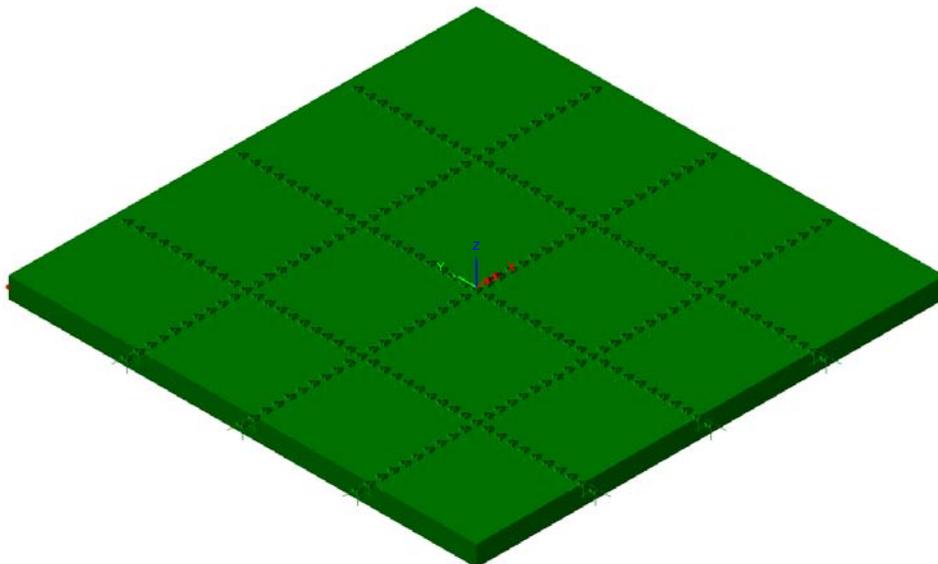


Fig. 48 – Modello tridimensionale della piastra di base

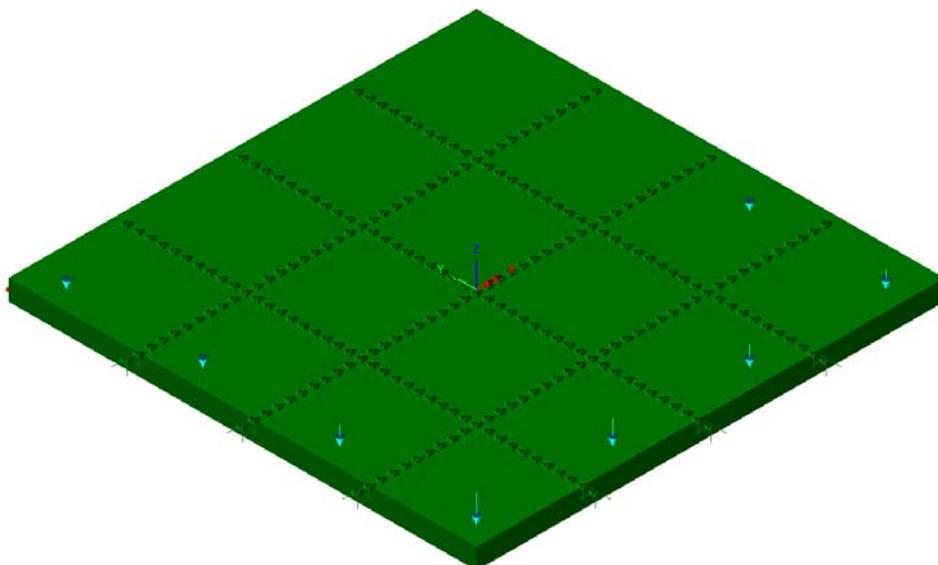


Fig. 49 – Sollecitazioni di trazione dei tiranti (Comb. C1)

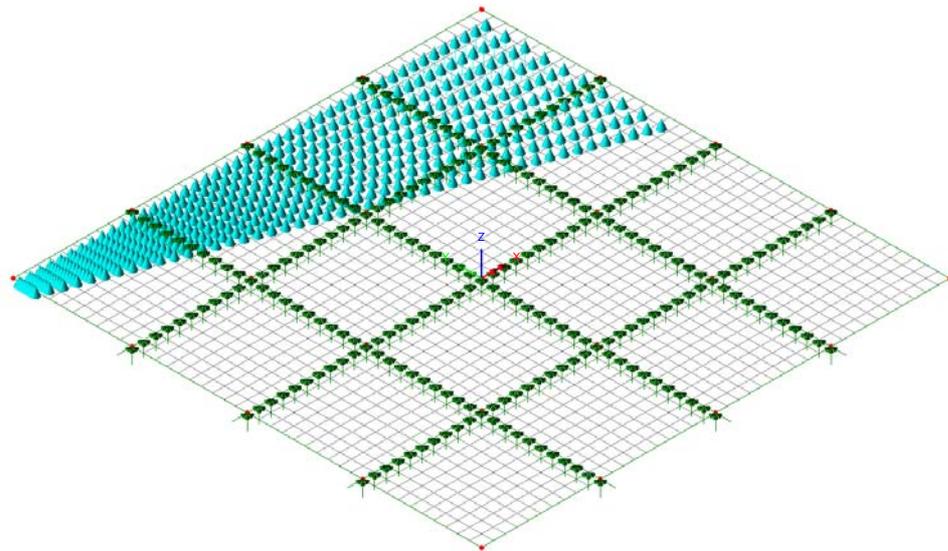


Fig. 50 – Sollecitazioni di compressione

Si ottengono i seguenti risultati:

Loadcase: 3: Combo  
 Results file: PiastraBase.mys  
 Entity: Stress (top) - Thick Shell  
 Component: SE

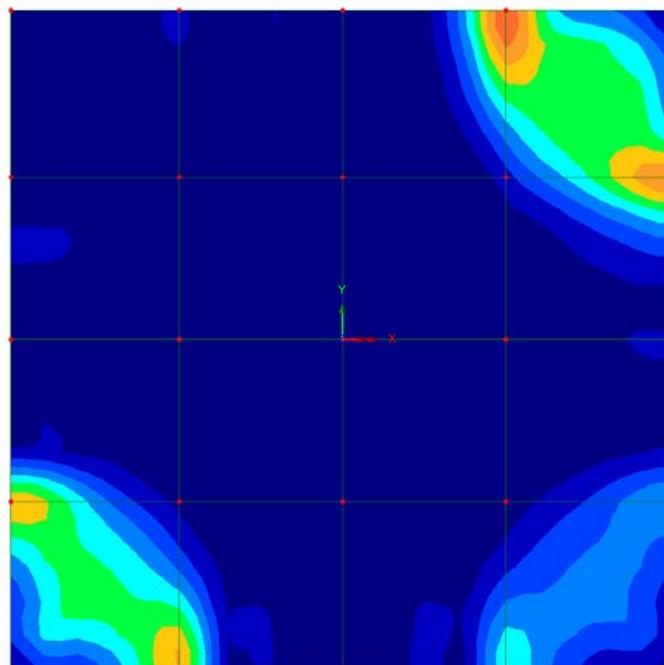
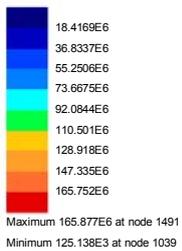


Fig. 51 – Mappatura tensionale

Si evidenzia che il quadro tensionale risulta entro i limiti ammissibili.

La soluzione con piastra di base circolare risulta prestazionale al pari di quella verificata in dettaglio appena sopra.

Per completezza, si riporta nel seguito la verifica della tensione massima nel tirafondo più sollecitato, utilizzando il medesimo set di sollecitazioni esplicitato per la piastra di base quadrata.

**Titolo :** Verifica SLU - Piastra di base circolare

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 40 [cm]  
 Raggio interno: 0 [cm]  
 N° barre uguali: 12  
 Diametro barre: 2.12 [cm]  
 Copriferro (baric.): 5 [cm]

N° barre: 0 Zoom

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 43.14 43.14 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 182.07 182.07 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 87.37 87.37

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

**Metodo di calcolo**

S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

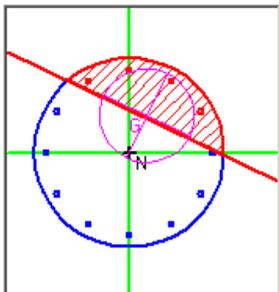
**Materiali**

**Tir10.9** **C28/35**

$\epsilon_{su}$ : 67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰  
 $f_{yd}$ : 782.6 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$ : 3.5 ‰  
 $E_s$ : 200,000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$ : 15.87  
 $E_s/E_c$ : 15  $f_{cc}/f_{cd}$ : 0.85  
 $\epsilon_{syd}$ : 3.913 ‰  $\sigma_{c,adm}$ : 11  
 $\sigma_{s,adm}$ : 695 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$ : 0.6667  
 $\tau_{cl}$ : 1.971

$\sigma_c$ : -6.343 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$ : 207 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$ : 1.035 ‰  
 d: 74.84 cm  
 x: 23.56 x/d: 0.3148  
 $\delta$ : 0.8336

Vertici: 50  
 Verifica  
 N° iterazioni: 4  
 Precompresso



La massima tensione di trazione risulta  $\sigma_{MAX} = 207$  MPa.

Ne discende una massima azione di trazione nel tirafondo pari a:

$$N_{max} = 353 \times 207 = 73.5 \text{ kN}$$

La massima resistenza offerta dal tirafondo, di classe 8.8, è pari a  $F_{Rd,MAX} = 203$  kN.

La verifica risulta soddisfatta.

Di seguito la determinazione della minima lunghezza di ancoraggio:

Verifica dei Tirafondi nelle piastre di base acciaio-CLS:

(EN 1992-1-1 - 8.4; ETAG 001; Annex C)

Lunghezza di ancoraggio dei tirafondi (lunghi)

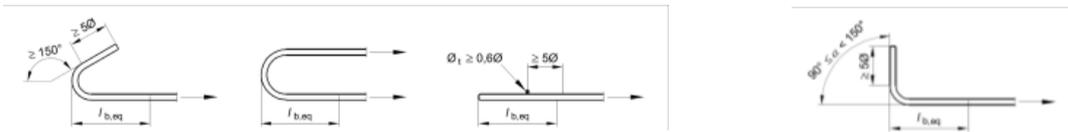
(EN 1992-1-1 - 8.4)

Caratteristiche del CLS:

$f_{ck}$ (MPa)	$\gamma_c$ (-)	$f_{ctm}$ (MPa)	$f_{ctk}$ (MPa)	$f_{ctd}$ (MPa)
28	1.5	2.77	1.94	1.29
$\eta_1$ (-)	$\eta_2$ (-)	$\sigma_{sd}$ (MPa)	$f_{bd}$ (MPa)	$l_{b,req}$ (m)
0.7	1	194	2.03	0.571

Lunghezza minima di ancoraggio di progetto (ancoraggio in trazione):

Ancoraggio Dritto (-)	$C_d$ (m)	$\alpha_1$ (-)	$l_{bd,eq}$ (m)
N	0.105	0.7	<b>0.400</b>



Occorrono tirafondi aventi affondamento minimo pari a 0.40. Si prescrivono tirafondi con estremità ripiegata ed aventi lunghezza complessiva  $L_{TIR} = 1.50$  m.

#### 4.4 S.L.U. Ancoraggio alle strutture di fondazione (tirafondi)

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche di sicurezza del sistema di ancoraggio del portale in acciaio alle opere di fondazione.

La connessione con la fondazione in c.a. è realizzata tramite un sistema tirafondi-piastra di dimensioni 800x800x35 mm (BxHxs), posata su malta di allettamento e garantendo la perfetta aderenza tra malta e piastra oltre alla completa saturazione dell'intercapedine. Si utilizzano 12 tirafondi di classe 8.8 e lunghezza  $L=1.00$  m (piastra di base quadrata); 12 tirafondi di classe 8.8 e lunghezza  $L=1.50$  m (piastra di base circolare), disposti simmetricamente su un unico allineamento a cerchiare il perimetro della sezione scatolare del montante.

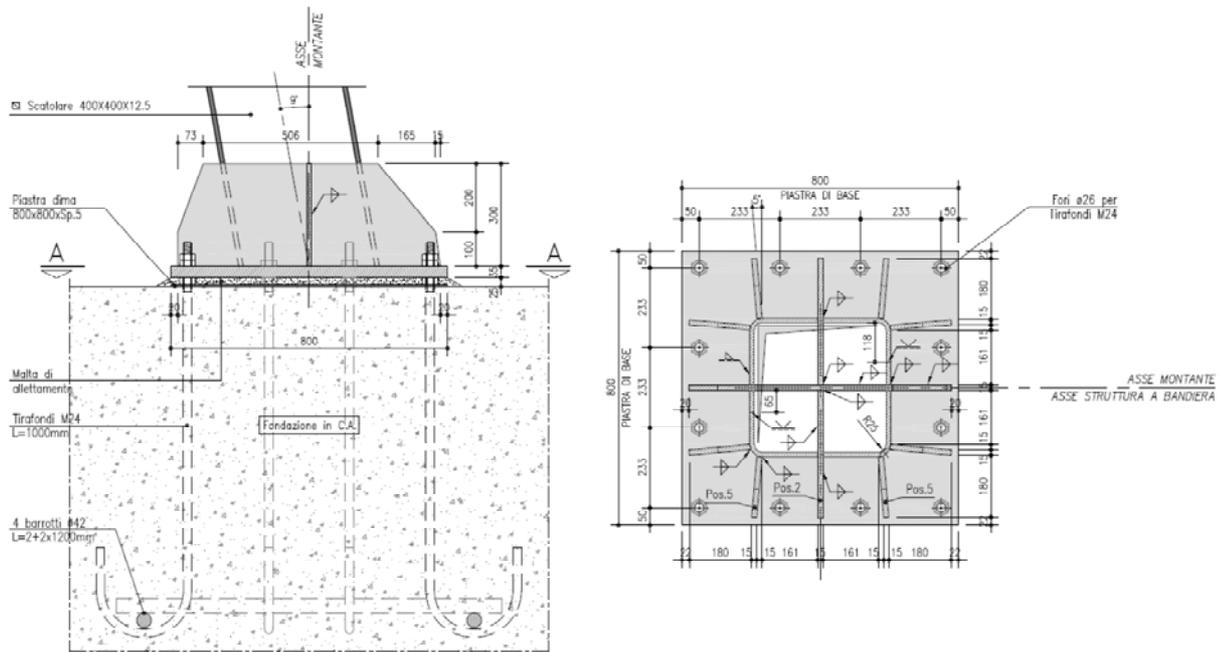


Fig. 52 – Giunto di base - Sez C

Nel seguito si riassumono le verifiche condotte sulla connessione nella combinazione significativa, già richiamata in precedenza (Combinazione C1).

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:

Verifiche lato acciaio:

- 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, analizzando sia la condizione di puro tranciamento, sia la condizione di rottura per "effetto braccio di leva"
- Verifica di resistenza per azioni combinate assiale-tagliante

Verifiche lato calcestruzzo:

- Verifica di resistenza del calcestruzzo per rottura del cono (Metodo di verifica A)
- Rottura per fessurazione\*
- Rottura del bordo di calcestruzzo per effetto delle forze orizzontali\* (taglio-torsione)

Le verifiche hanno preso in conto la reale geometria del plinto di fondazione e dei tirafondi. In particolare si è operato tenendo in considerazione l'effetto di gruppo generato dalla reciproca vicinanza dei tirafondi.

(\*) Per brevità ed in virtù del fatto che nelle ordinarie strutture di fondazione vi è presenza di un'orditura di armatura nelle due direzioni ortogonali, si è omessa la verifica di resistenza del calcestruzzo, necessaria per

individuare l'eventuale necessità di armatura. Si è direttamente verificato il quantitativo minimo di armatura necessaria per garantire la resistenza richiesta, attribuendo interamente le azioni esterne alle barre di armatura.

Si rimanda ai citati testi di riferimento per ulteriori informazioni riguardo le metodologie implementate e il significato della simbologia adottata.

Di seguito la verifica dettagliata per la combinazione significativa:

**Combinazione C1:**

Verifica dei Tirafondi nelle piastre di base acciaio-CLS:

(EN 1992-1-1 - 8.4; ETAG 001; Annex C)

Lunghezza di ancoraggio dei tirafondi (lunghi)

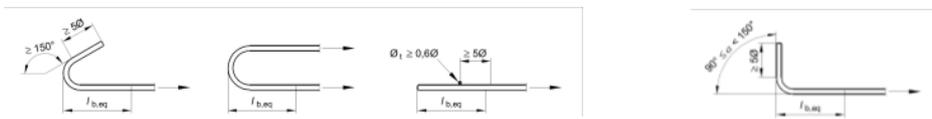
(EN 1992-1-1 - 8.4)

Caratteristiche del CLS:

$f_{ck}$ (MPa)	$\gamma_c$ (-)	$f_{ctm}$ (MPa)	$f_{ctk}$ (MPa)	$f_{ctd}$ (MPa)
28	1.5	2.77	1.94	1.29
$\eta_1$ (-)	$\eta_2$ (-)	$\sigma_{sd}$ (MPa)	$f_{bd}$ (MPa)	$l_{b,reqd}$ (m)
0.7	1	194	2.03	0.571

Lunghezza minima di ancoraggio di progetto (ancoraggio in trazione):

Ancoraggio Diritto (-)	$C_d$ (m)	$\alpha_1$ (-)	$l_{bd,eq}$ (m)
N	0.105	0.7	0.400

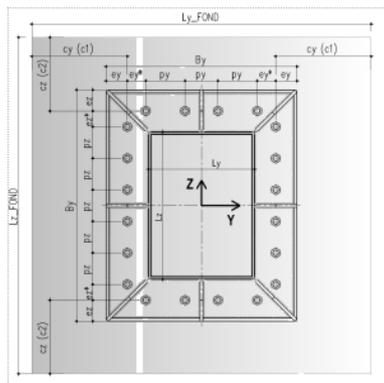


**Verifica a trazione:**

(ETAG 001; Annex C - Metodo di progettazione A)

Geometria della fondazione:

$L_{y\_FOND}$ (m)	$L_z\_FOND$ (m)
1.3	1.3
$c_y$ (c1) (m)	$c_z$ (c2) (m)
0.3	0.3



Caratteristiche materiali tirafondi - fondazione:

		Tirafondi		Armatura fondazione	
$f_{ck}$ (MPa)	$R_{ck}$ (MPa)	$f_{tb}$ (MPa)	$f_{yk}$ (MPa)	$f_{yk}$ (MPa)	$\gamma_s$ (-)
28	34	800	640	450	1.15

Coefficienti di sicurezza adottati

				Calcestruzzo		Acciaio	
$\gamma_c$ (-)	$\gamma_1$ (-)	$\gamma_{2\text{TRAZIONE}}$ (-)	$\gamma_{2\text{TAGLIO}}$ (-)	$\gamma_{MC\text{TRAZIONE}}$ (-)	$\gamma_{MC\text{TAGLIO}}$ (-)	$\gamma_{MS\text{TRAZIONE}}$ (-)	$\gamma_{MS\text{TAGLIO}}$ (-)
1.5	1.2	1.2	1	2.16	1.8	1.50	1.25

Rottura dell'acciaio

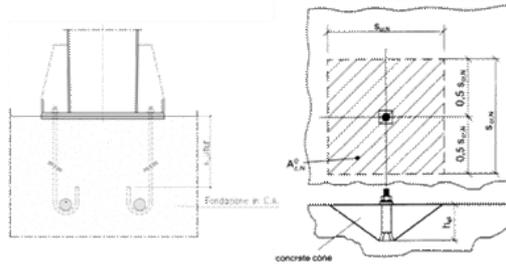
$N_{MAX}$ (Traz) (kN)	$N_{Rd,s}$ (kN)	Verificata
65.66	188.27	

Resistenza del cono di calcestruzzo

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{ucr,N}$$

$h_{utile}$ (m)	$h_{eff}$ (m)
0.4	0.4

$n_{ANCOR\_TESI}$ (-)	$N_{Rk,c}^0$ (kN)	$N_{Rk,c}^0$ (kN)
8	335	118



$S_{cr,N}$ (m)	$C_{cr,N}$ (m)	$A_{c,N}^0$ (m <sup>2</sup> )	$A_{c,N}$ (m <sup>2</sup> )
1.20	0.60	0.36	1.20

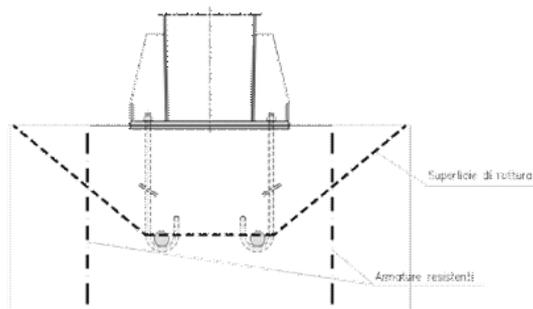
$h_{eff}^1$ (m)	$S_{cr,N}^1$ (m)	$C_{cr,N}^1$ (m)
0.20	0.6	0.30

$\Psi_{s,N}$ (-)	$\Psi_{re,N}$ (-)	$e_{Ny}$ (m)	$e_{Nz}$ (m)	$N_{Rd,c}^h$ (kN)	$\Psi_{ec,N}$ (-)	$\Psi_{ucr,N}$ (-)
1.00	1.00	0.002	0.120	45.88	0.71	1.00

$N_{Rk,c}$ (kN)	$N_{Rd,c}^h$ (kN)	$N_{Sd}^h$ (kN)	Verifica (-)
792.81	367.04	297.10	Verificato

Minima armatura per evitare la rottura del cono:

$A_{S_{MIN}}$ (mm <sup>2</sup> )	$\Phi_s$ (mm <sup>2</sup> )	$n_{MIN\_BARRE}$ (-)
-	16	-



Rottura per fessurazione da carico:

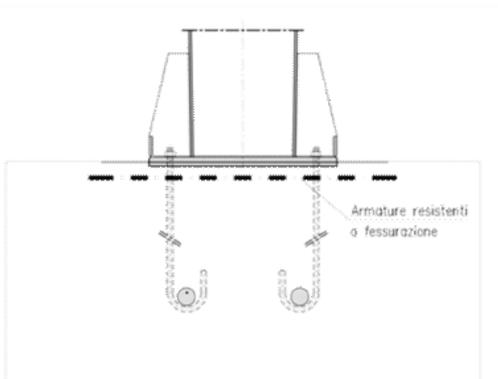
La verifica è soddisfatta se si prevedono ancoranti idonei al calcestruzzo fessurato e:

$N_{Sd}^h$ (kN)	$\Phi_{Sp}$ (-)	$N_{Sd}^h$ (kN)
297.10	0.5	148.55

Minima armatura per evitare la rottura per fessurazione:

$A_{S_{MIN}}$ (mm <sup>2</sup> )	$\Phi_s$ (mm <sup>2</sup> )	$n_{MIN\_BARRE}$ (-)
380	16	2

Occorre inoltre mantenere l'ampiezza delle fessure  $w_k < 0.3$  mm



**Verifica per azioni di taglio:**

(ETAG 001; Annex C - Metodo di progettazione A)

Rottura dell'acciaio:

Verifica ancorante senza braccio di leva:

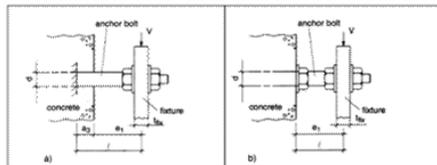
$V_{Rd,s}$ (kN)	
<b>112.96</b>	<b>Verificato</b>

Verifica ancorante con braccio di leva:

Determinazione del braccio di leva:

$e_1$ (m)	$a_3$ (m)	$\alpha$ (-)
0.035	0	2
$W_{el}$ (mm <sup>3</sup> )	$M_{Rk,s}^0$ (kNm)	$M_{Rk,s}$ (kNm)
935	0.90	0.58

Verifica con braccio di leva  
(-)  
S



$V_{Rd,s}$ (kN)	
<b>27</b>	<b>Verificato</b>

Rottura del bordo di calcestruzzo:

- Verifica omessa nel caso di distanza minima dal bordo della fondazione  $c \geq 10 h_{eff}$

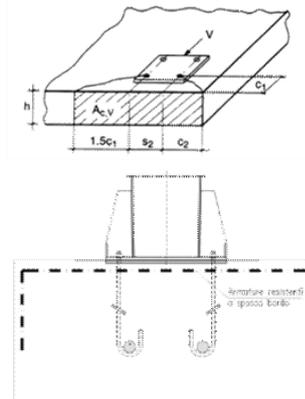
Risultante delle azioni di spacco agenti sul bordo in CLS:

$V_{sd,Y}^E$ (kN)	$V_{sd,Z}^E$ (kN)
43.64	52.71

Minima armatura per evitare la rottura per spacco del bordo:

$A_{S_{MIN,Y}}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{S_{MIN,Z}}$ (mm <sup>2</sup> )	$\Phi_s$ (mm <sup>2</sup> )
145	176	16

$n_{-MIN\_BARRE\_Y}$ (-)	$n_{-MIN\_BARRE\_Z}$ (-)
1	1



Rottura a taglio del calcestruzzo:

- Verifica omessa nel caso di presenza di armatura che racchiude i tirafond

**Verifica per azioni combinate (Effettuata solo lato acciaio):**

$\alpha$ (-)	$N_{sd}/N_{Rd}$ (-)	$V_{sd}/V_{Rd}$ (-)
1.5	0.35	0.50

<b>Ver. Combinata</b> (-)	
<b>0.56</b>	<b>Verificato</b>

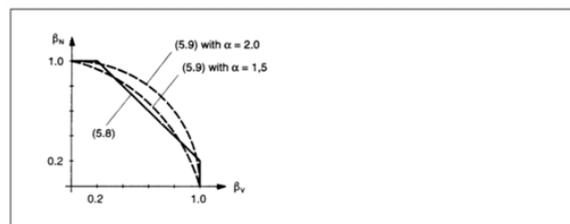


Figure 5.10 Interaction diagram for combined tension and shear loads

In general, Equations (5.8a) to (5.8c) yield conservative results. More accurate results are obtained by Equation (5.9)

$$(\beta_h)^2 + (\beta_v)^2 \leq 1 \tag{5.9}$$

with:

$\beta_h, \beta_v$  see Equations (5.8)  
 $\alpha = 2.0$  if  $N_{sd}$  and  $V_{sd}$  are governed by steel failure  
 $\alpha = 1.5$  for all other failure modes

Nelle verifiche per azioni combinate si è utilizzato ad esponente, in via cautelativa, un valore di  $\alpha=1.50$ , pur procedendo alla verifica delle barre di armatura.

Le verifiche risultano soddisfatte.

Le armature sopra determinate, necessarie per garantire una sufficiente resistenza sotto l'azione delle sollecitazioni esterne, si disporranno in termini di staffe perimetrali nelle due direzioni ortogonali e spilli.

#### **4.5 S.L.U. resistenza saldature**

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche di resistenza delle saldature a cordone d'angolo, da realizzarsi a connettere la sezione scatolare metallica con le piastre di giunto, sia in corrispondenza alle giunzioni interne, sia per la piastra di base dei montanti.

Le verifiche si sono condotte in ottemperanza a quanto disposto nelle NTC 2008, 4.2.8.2.4, utilizzando il metodo semplificato della sezione di gola ruotata.

Le verifiche si conducono, per ciascun cordone d'angolo, sia per la sezione di gola ruotata sul piano della piastra di base, sia per la rotazione sul piano dello scatolare.

Si esplicitano nel seguito le verifiche condotte per la sezione "Sez C", che è risultata la più sollecitata, oltre a quelle relative alla sezione di base.

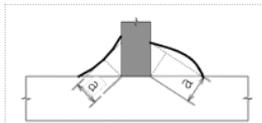
Si trascura a favore di sicurezza il contributo offerto dalle piastre di irrigidimento.

**Resistenza delle saldature a cordoni d'angolo (Per sez. di classe 4 con  $\rho \geq 0.50$ , si assume la sezione lorda)**

(NTC 2008 - 4.2.8.2.4)

Azioni di verifica agli SLU - STR:

Sez Verifica		Geometria del profilo in acciaio:		
		$L_y$ (m)	$L_z$ (m)	$s$ (m)
<b>C</b>	SezC	<b>0.40</b>	<b>0.40</b>	<b>0.0125</b>



	S235	S275 - S355	S420 - S460
$\beta_1$	0,85	0,70	0,62
$\beta_2$	1,0	0,85	0,75

Tensioni sulla sezione di gola in posizione ribaltata:

(A)	$\sqrt{n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$	$f_{yk}$ (MPa)	$\beta_1$ (-)	$\beta_2$ (-)	$\beta_1 \cdot f_{yk}$ (-)	$\beta_2 \cdot f_{yk}$ (-)
(B)	$ n_{\perp}  +  t_{\perp}  \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$	275	0.70	0.85	193	234

Si assume lo sviluppo longitudinale della saldatura pari a quello della sezione scatolare saldata. Il cordone deve essere continuo, lungo uno o entrambi i lati della lamiera saldata.

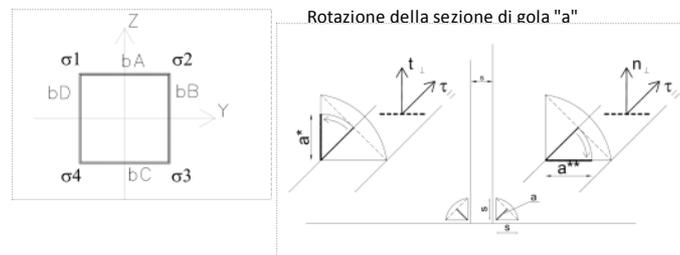
n-CORDONI	a/s	$S_{MIN-SALDAT}$	$a_{RES-TOT}$
(-)	(-)	(m)	(m)
1	1.00	0.018	0.013

Si considera, quale sezione resistente, quella di gola "a", ruotata sui piani delle lamiere saldate:

Grandezze caratteristiche della saldatura lungo il perimetro della sezione scatolare

$A_{SALDAT}$	$I_y$	$I_z$	$W_y$	$W_z$	$S^*_{VY}$	$S^*_{VZ}$	$2 \cdot \Omega \cdot t$
(m <sup>2</sup> )	(m <sup>4</sup> )	(m <sup>4</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>2</sup> )	(m <sup>2</sup> )	(m <sup>3</sup> )
0.0194	0.0005	0.0005	0.0024	0.0024	0.0005	0.0005	0.0038

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



Determinazione dei  $\sigma$  negli spigoli della sezione:

EnveSLU-A1 - SezC						
	Assiale	VY	VZ	Torcente	MY	MZ
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
(1)	-43	-8	32	46	-182	87
(2)	-39	-7	-32	-48	170	82
(3)	-39	-7	32	46	-182	82
(4)	-46	-8	19	27	-113	96

*Tensione nei cordoni di saldatura in corrispondenza ai vertici della sezione rettangolare*

Tensioni sulla sezione resistente ruotata "a\*\*":

	Tensioni parallele				Tensioni perpendicolari			
	$\tau_1$	$\tau_2$	$\tau_3$	$\tau_4$	$t_1$	$t_2$	$t_3$	$t_4$
	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )				
(1)	-10143	15435	14183	-8891	41247	113248	-36794	-108795
(2)	9522	-14815	-15951	10658	-101718	-34205	105759	38245
(3)	-10083	15376	14240	-8947	43300	110813	-39259	-106773
(4)	-6193	9369	8024	-4849	9313	88819	-4531	-84036

Verifica di resistenza della saldatura:

	Formula (A)				Formula (B)			
	Spigolo 1	Spigolo 2	Spigolo 3	Spigolo 4	Spigolo 1	Spigolo 2	Spigolo 3	Spigolo 4
	(kN/m <sup>2</sup> )							
(1)	42475	114295	39433	109158	41247	113248	36794	108795
(2)	102163	37275	106955	39703	101718	34205	105759	38245
(3)	44458	111875	41762	107147	43300	110813	39259	106773
(4)	11184	89311	9215	84176	9313	88819	4531	84036
$\eta_{MAX}$	<b>0.594</b>				<b>0.484</b>			

Tensioni sulla sezione resistente ruotata "a\*\*\*":

	Tensioni parallele				Tensioni perpendicolari			
	$\tau_1$	$\tau_2$	$\tau_3$	$\tau_4$	$n_1$	$n_2$	$n_3$	$n_4$
	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )				
(1)	-10143	15435	14183	-8891	41247	113248	-36794	-108795
(2)	9522	-14815	-15951	10658	-101718	-34205	105759	38245
(3)	-10083	15376	14240	-8947	43300	110813	-39259	-106773
(4)	-6193	9369	8024	-4849	9313	88819	-4531	-84036

Verifica di resistenza della saldatura:

	Formula (A)				Formula (B)			
	Spigolo 1	Spigolo 2	Spigolo 3	Spigolo 4	Spigolo 1	Spigolo 2	Spigolo 3	Spigolo 4
	(kN/m <sup>2</sup> )							
(1)	42475	114295	39433	109158	41247	113248	36794	108795
(2)	102163	37275	106955	39703	101718	34205	105759	38245
(3)	44458	111875	41762	107147	43300	110813	39259	106773
(4)	11184	89311	9215	84176	9313	88819	4531	84036
$\eta_{MAX}$	<b>0.594</b>				<b>0.484</b>			

## 4.6 Verifiche per azioni cicliche – S.L.Fatica

### 4.6.1 Generalità

Per le strutture in progetto, di geometria snella e realizzate per composizione di lamiere tramite saldature e giunzioni bullonate, l'analisi dei fenomeni indotti dall'azione di forzanti cicliche risulta essere di primaria importanza.

Con particolare riferimento alla natura delle azioni variabili, costituite dalla pressione del vento agente sui cartelloni e sul portale, oltre alle sovrappressioni indotte dal transito veicolare, si è reso necessario reperire informazioni statistiche sulla variabilità ed intensità delle azioni attese durante il periodo di vita della struttura, pari a 50 anni.

In estrema sintesi, 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.

$\Delta\sigma_i = | \sigma_{p,max} - \sigma_{p,min} |$       ampiezza dell'escursione delle tensioni, valutata per una determinata azione esterna agente ed associata ad un numero di cicli di ripetizione

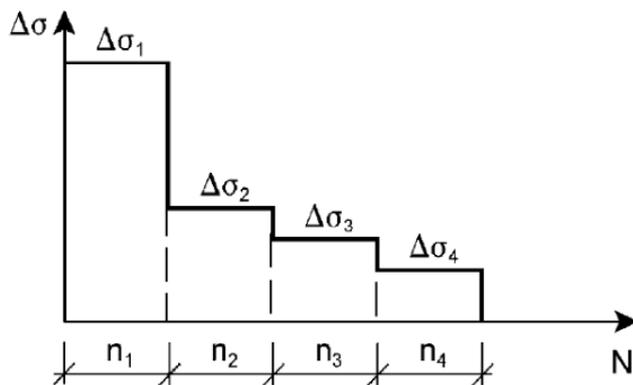


Fig. 53 – Spettro di variazione delle tensioni

Attraverso l'ausilio delle curve S-N di Wohler, 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.

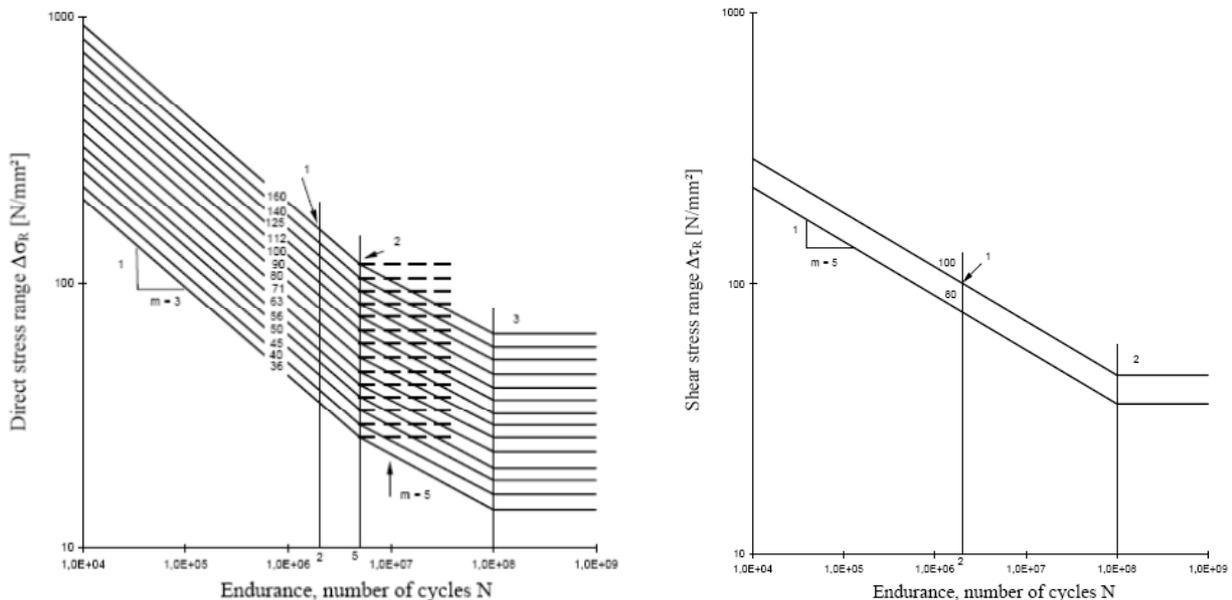


Fig. 54 – Curve di resistenza a fatica S-N per tensioni normali e tangenziali

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:

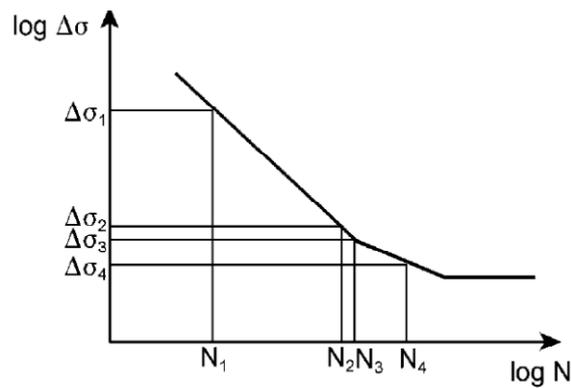


Fig. 55 – **Determinazione del numero di cicli a rottura per  $\Delta\sigma$  assegnato**

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:

$$\gamma_{Ff} = 1$$

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

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

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

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

La procedura sopra descritta è stata implementata in aderenza a quanto dettagliato nei seguenti testi di riferimento:

- Azioni cicliche indotte dal vento Bibliografia [XII]
- Azioni cicliche indotte dal transito di veicoli alti Bibliografia [X]

#### 4.6.1.1 Azioni da fatica del vento

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

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

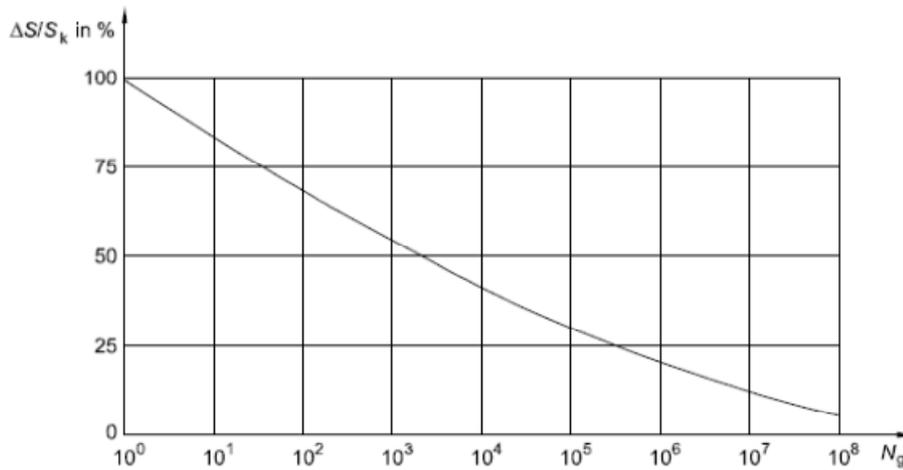


Fig. 56 – Numero di cicli di carico da raffica per un effetto  $\Delta S/S_k$

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.

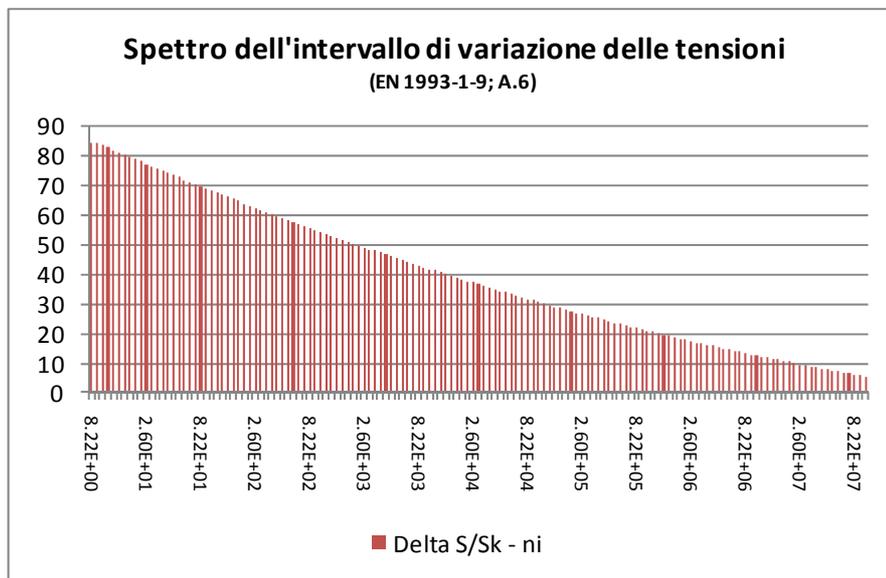


Fig. 57 – Numero di cicli di carico da raffica (cumulata) per un effetto  $\Delta S/S_k$

#### 4.6.1.2 Azioni da fatica indotti dal transito veicolare - Buffeting

L'implementazione della procedura utilizzata per la determinazione degli effetti della fatica, indotta dal transito di veicoli alti, è stata sviluppata in aderenza a quanto dettagliato nelle norme britanniche - Bibliografia [X].

La sovrappressione considerata, agente sul portale, ha il medesimo valore già discusso nei paragrafi precedenti relativamente agli effetti del buffeting.

Il numero di cicli di carico associati a tali sovrappressioni, strettamente connesso al volume di traffico medio dei veicoli transitanti al di sotto della struttura, è calcolabile attraverso la seguente formula proposta in normativa:

$$n_i = 1.6 \times 10^7 \times L \times F_i$$

Dove:

$n_i$  numero di cicli per ogni corsia

- L= 50 anni                                      vita di progetto della struttura
- $F_i$     Fattore di allocazione di corsia (vedi tabella nei paragrafi precedenti)

La formula assume l'ipotesi implicita che il transito medio giornaliero, su ciascuna carreggiata, sia di 7000 veicoli alti. Tale valore è in linea con i dati di traffico forniti dal gestore della rete autostradale. Se il volume reale atteso risultasse minore, sarebbe possibile variare proporzionalmente il numero di cicli per corsia.

#### 4.6.2 S.L.F. - Sezioni saldate a cordone d'angolo

La verifica è stata condotta determinando la tensione caratteristica indotta dall'applicazione del carico da vento e da buffeting, campionata in corrispondenza ai quattro vertici della sezione in oggetto. 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.

Le sezioni investigate sono quelle in corrispondenza alle Sez B, Sez C.

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

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

##### 4.6.2.1 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

##### Sollecitazioni Fatica - SezB

	Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
(1)	0	0	14	23	-13	0
(2)	0	0	1	1	0	0
(3)	0	0	0	0	0	0
(4)	0	0	0	0	0	0

##### Sollecitazioni Fatica - SezC

	Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
(1)	0	0	21	22	-116	0
(2)	0	0	1	1	-3	0
(3)	0	0	0	0	0	0
(4)	0	0	0	0	0	0

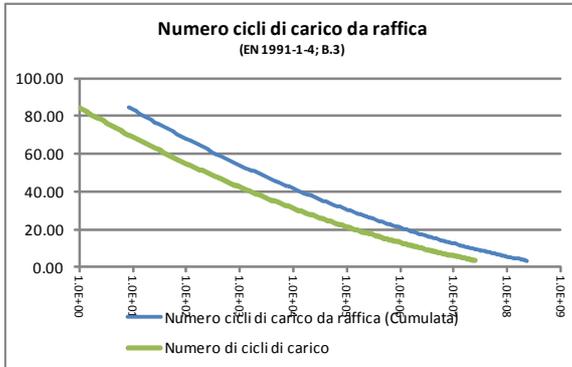


**Verifiche a fatica delle sezioni dello scatolare metallico:**

**Azione di fatica del vento:**

Numero di cicli di carico da raffica (Ng) per effetto ΔS/S<sub>k</sub> (Cumulata - V<sub>N</sub>=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
(-)	(-)
C	4

**Cicli di carico per Buffeting:**

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

n. veicoli/gg (-)	L (anni)	Lane allocation factors, Fi			
		F1 (-)	F2 (-)	F3 (-)	F4 (-)
7000	50	1.00	0.00	0.00	0.00

Azioni cicliche: (-)	n. di cicli (-)	Δσ <sub>k</sub> (MPa)	Δτ <sub>k</sub> (MPa)
Fatica_Vento	-	47.64	4.08
Fatica_BuffetingL1	8.00E+08	1.57	0.19
Fatica_BuffetingL2	0.00E+00	0.00	0.00
Fatica_BuffetingL3	0.00E+00	0.00	0.00

**Tensioni di rottura per fatica:**

(EN 1993-1-9; 7.1)

Azioni normali:				Azioni tangenziali:	
Δσ <sub>c</sub> (MPa)	N(Δσ <sub>c</sub> ) (-)	Δσ <sub>D</sub> (MPa)	N(Δσ <sub>D</sub> ) (-)	Δτ <sub>c</sub> (MPa)	N(Δτ <sub>c</sub> ) (-)
36	2.00E+06	26.5	5.00E+06	80	2.00E+06

γ <sub>Mf</sub> (-)	γ <sub>Ff</sub> (-)
1.35	1.00

**Sommatoria di Miner:**

	Tensioni normali		Tensioni tangenziali	
	Σ (n <sub>Ri</sub> /N <sub>Ri-COLLASSO</sub> ) (-)	Σ (X)*γ <sub>Mf</sub> *γ <sub>Ff</sub> (-)	Σ (n <sub>Ri</sub> /N <sub>Ri-COLLASSO</sub> ) (-)	Σ (X)*γ <sub>Mf</sub> *γ <sub>Ff</sub> (-)
Fatica_Vento	0.00	0.00	0.00	0.00
Fatica_BuffetingL1	0.00	0.00	0.00	0.00
Fatica_BuffetingL2	0.00	0.00	0.00	0.00
Fatica_BuffetingL3	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>Σ (X)*γ<sub>Mf</sub>*γ<sub>Ff</sub></b>		<b>0.004</b>		

La verifica è ampiamente soddisfatta.

Nelle verifiche precedenti si è assunta la categoria di particolare "36" per le sollecitazioni assiali e "80" per le sollecitazioni taglianti, propria delle saldature a cordone d'angolo. Si evidenzia che non si ha effetto rilevante indotto dalla fatica su tali tensioni.

#### **4.6.3 S.L.F. - Giunzioni bullonate**

La verifica è stata condotta determinando la tensione caratteristica indotta dall'applicazione del carico da vento e da buffeting, sul bullone più sollecitato. 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.

La sezione investigata è quella in corrispondenza alla Sez C.

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

**Verifica a fatica bullonatura Sez C - Ancoraggio di base:**

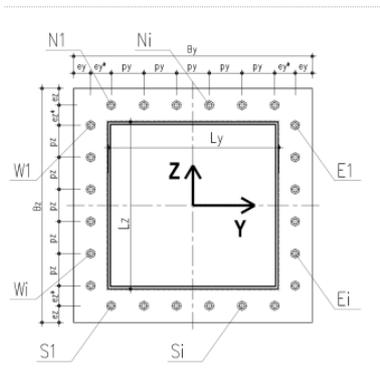
**Verifica a fatica delle Giunzioni bullonate:**

(EN 1993-1-9; 7.1)

Azioni di verifica agli SLE:

		Geometria del profilo in acciaio:		
Sez Verifica		$L_y$	$L_z$	s
		(m)	(m)	(m)
<b>C</b>	SezC	<b>0.40</b>	<b>0.40</b>	<b>0.0125</b>

		Sollecitazioni Fatica - SezC						
Assiale		VY	VZ	VYZ	Torcente	MY	MZ	
(kN)		(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	
Fatica_Vento	(1)	0	0	21	21	22	-116	0
Fatica_BuffetingL1	(2)	0	0	1	1	1	-3	0
Fatica_BuffetingL2	(3)	0	0	0	0	0	0	0
Fatica_BuffetingL3	(4)	0	0	0	0	0	0	0



**Geometria del giunto bullonato (piastra):**

Numero dei bulloni		$\Phi_{BULLONE}$						$A_{NDOM\_BULLONE}$		$\Phi_{BULL-FILETTO}$		$A_{RES\_BULLONE}$	
$n_{N-S}$	$n_{E-W}$	(mm)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm <sup>2</sup> )
4	4	24	452	21.2	353								
$B_y$	$B_z$	SPIASTRA		$e_y$	$e_{y^*}$	$e_z$	$e_{z^*}$	$p_y$	$p_z$				
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)				
0.8	0.8	0.035	0.05	0	0.05	0	0	0.2333	0.2333				

presso-flessione deviata:

Procedura A)

**Azioni sui bulloni - Bulloni sollecitati in compressione e trazione:**

(ad esempio: piastre di base sostenute da controdamo senza contatto col c.a.)

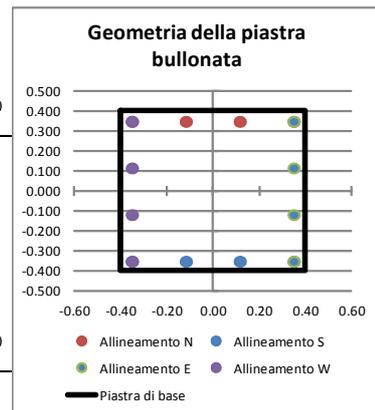
$A_{RES\_BULLONATURA}$	$I_{Y-G\_TOTALE}$	$I_{Z-G\_TOTALE}$	Fatica_Vento	$N_{MIN}$ (Compres)	$N_{MAX}$ (Traaz)
(m <sup>2</sup> )	(m <sup>4</sup> )	(m <sup>4</sup> )	(kN)	(kN)	(kN)
0.00424	0.000365	0.000365	Fatica_Vento	-39.12	39.12
			Fatica_BuffetingL1	-1.30	1.28
			Fatica_BuffetingL2	0.00	0.00
			Fatica_BuffetingL3	0.00	0.00

Procedura B)

**Azioni sui bulloni - Bulloni sollecitati solo a trazione:**

(Sollecitazione determinata in presso-flessione deviata)

Analisi B) significativa	$\sigma_c$	$\sigma_s$	$N_{MAX}$ (Traaz)
(-)	(Mpa)	(Mpa)	(kN)
s	2.40	99	Fatica_Vento
	0.00	0	Fatica_BuffetingL1
	0.00	0	Fatica_BuffetingL2
	0.00	0	Fatica_BuffetingL3



Sollecitazioni indotte dal taglio e dalla torsione sul singolo bullone:

Taglio		Torsione		$V_{I\_MAX}$
$V_{Y1}$	$V_{Z1}$	$V_{Y1\_MAX}$	$V_{Z1\_MAX}$	
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
0.00	1.78	3.71	3.71	Fatica_Vento
0.00	0.04	0.15	0.15	Fatica_BuffetingL1
0.00	0.00	0.00	0.00	Fatica_BuffetingL2
0.00	0.00	0.00	0.00	Fatica_BuffetingL3

Variazione tensionale per effetto dei singoli carichi ciclici:

Precarico agente sul bullone:

(EN 1993-1-8; 3.9.1)

Classe Bulloni	$f_{tb}$	$E_s$
(-)	(MPa)	(MPa)
8.8	800	210000

$F_{p,c}$	Pretensione
(kN)	(-)
180	N

Rigidezza assiale del bullone e della lamiera:

$K_{BULL}$	$K_{LAM}$	$r=K_{LAM}/K_{BULL}$
(kN/m)	(kN/m)	(-)
941333.3333	7530666.667	4

	$\Delta N_{MAX}$	$\Delta N_{MAX-BULLONE}$	$\Delta \sigma_{TRAZ-RIDOTTA}^*$	$\Delta \tau$
	(kN)	(kN)	(MPa)	(MPa)
Fatica_Vento	39	39	111	19
Fatica_BuffetingL1	1	1	4	1
Fatica_BuffetingL2	0	0	0	0
Fatica_BuffetingL3	0	0	0	0

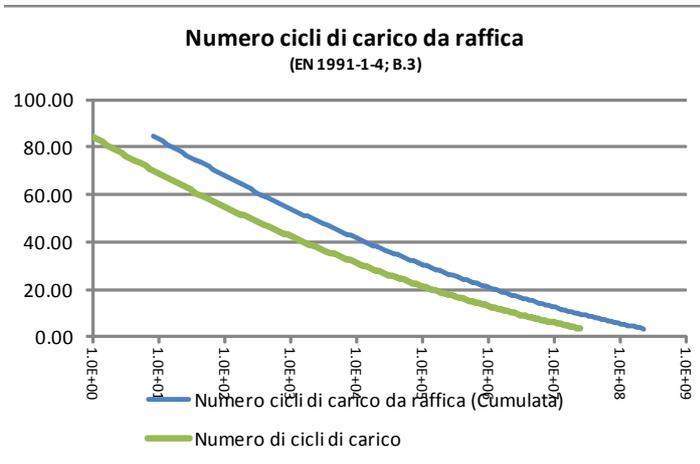
\* NOTA: trattazione valida se l'azione di trazione sul bullone (SLE Rara) è inferiore al precarico  $F_{p,c}$

**Verifiche a fatica delle giunzioni bullonate:**

**Azione di fatica del vento:**

Numero di cicli di carico da raffica (Ng) per effetto ΔS/S<sub>k</sub> (Cumulata - V<sub>N</sub>=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:

(-)

C

**Cicli di carico per Buffeting:**

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

n. veicoli/gg (-)	L (anni)	Lane allocation factors, Fi			
		F1 (-)	F2 (-)	F3 (-)	F4 (-)
7000	50	1.00	0.00	0.00	0.00
Azioni cicliche: (-)	n. di cicli (-)	Δσ <sub>k</sub> (MPa)	Δτ <sub>k</sub> (MPa)		
Fatica_Vento	-	110.83	18.79		
Fatica_BuffetingL1	8.00E+08	3.63	0.69		
Fatica_BuffetingL2	0.00E+00	0.00	0.00		
Fatica_BuffetingL3	0.00E+00	0.00	0.00		

**Tensioni di rottura per fatica:**

(EN 1993-1-9; 7.1)

Azioni normali:				Azioni tangenziali:	
Δσ <sub>c</sub> (MPa)	N(Δσ <sub>c</sub> ) (-)	Δσ <sub>D</sub> (MPa)	N(Δσ <sub>D</sub> ) (-)	Δτ <sub>c</sub> (MPa)	N(Δτ <sub>c</sub> ) (-)
50	2.00E+06	36.8	5.00E+06	100	2.00E+06

$\gamma_{Mf}$	$\gamma_{Ff}$
(-)	(-)
1.35	1.00

Sommatoria di Miner:

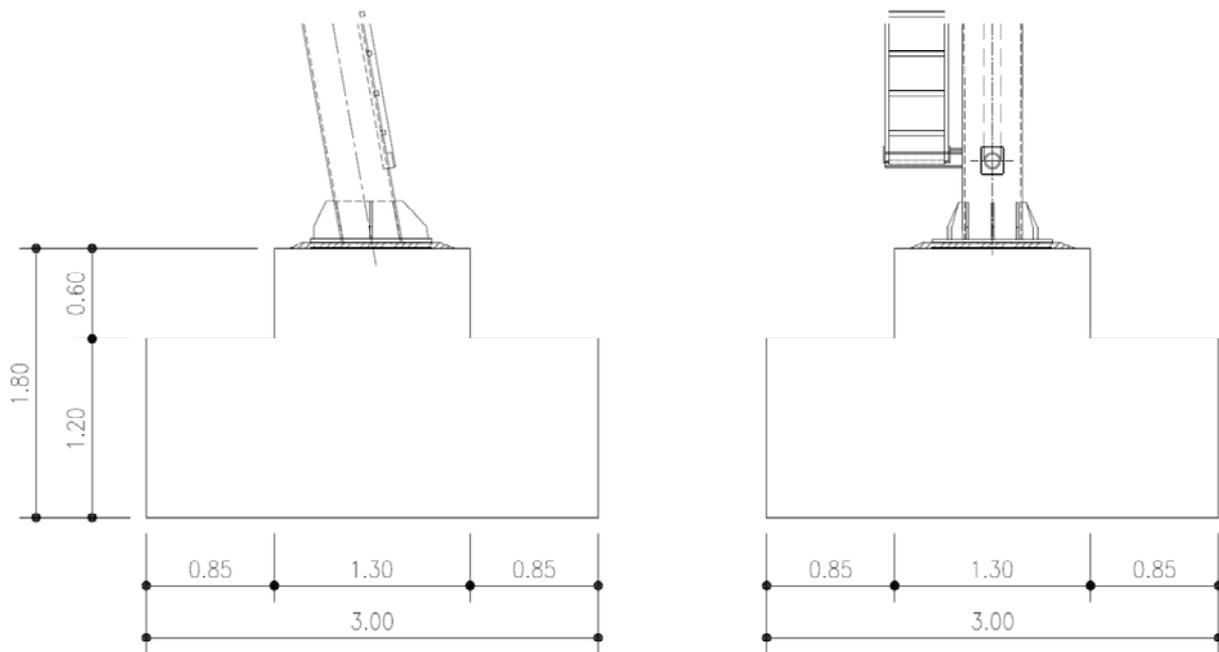
	Tensioni normali		Tensioni tangenziali	
	$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)*\gamma_{Mf}*\gamma_{Ff}$	$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)*\gamma_{Mf}*\gamma_{Ff}$
	(-)	(-)	(-)	(-)
Fatica_Vento	0.07	<b>0.10</b>	0.00	<b>0.00</b>
Fatica_BuffetingL1	0.00	<b>0.00</b>	0.00	<b>0.00</b>
Fatica_BuffetingL2	0.00	<b>0.00</b>	0.00	<b>0.00</b>
Fatica_BuffetingL3	0.00	<b>0.00</b>	0.00	<b>0.00</b>
<b><math>\Sigma(X)*\gamma_{Mf}*\gamma_{Ff}</math></b>		<b>0.101</b>		

La verifica è ampiamente soddisfatta.

## 5. Verifiche plinto di fondazione

### 5.1 Generalità

Nel presente capitolo si riportano i calcoli di verifica del plinto di fondazione, nell'ipotesi di realizzazione di fondazione standard, di tipo diretto, avente la geometria di seguito dettagliata.



**Fig. 58 – Sezioni del plinto di fondazione**

La verifica delle strutture di fondazione è stata eseguita prendendo in considerazione le sollecitazioni agli stati limite ultimi ed agli stati limite di esercizio, nella combinazione caratteristica.

### 5.2 Azioni intradosso plinto

Di seguito si riassumono, in forma tabellare, le azioni sollecitanti riferite alla quota di spiccato fondazione, in corrispondenza al baricentro planimetrico del plinto..

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

COMBINAZIONE SLU-A1								
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz		
(-)	Longitudinale	Trasversale	Verticale	Trasversale	Longitudinale	Torcente		
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)		
COMBINAZIONE SLU-(STR)	1	0	-20	-475	127	-96	46	MIN
		0	33	-349	-224	-40	-76	MAX
		0	-33	-349	223	-40	76	MIN
		0	33	-472	-230	-87	-76	MAX
		0	20	-475	-142	-96	-46	MIN
		0	-33	-349	223	-40	76	MAX
		0	33	-379	-230	-82	-76	MIN
		0	-33	-441	223	-46	76	MAX
		0	20	-475	-142	-96	-46	MIN
		0	-33	-349	223	-40	76	MAX
		0	33	-472	-230	-87	-76	MIN
0	-33	-349	223	-40	76	MAX		

Fig. 59 – Involuppo delle azioni agenti in fondazione - SLU A1

COMBINAZIONE SLU-A2								
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz		
(-)	Longitudinale	Trasversale	Verticale	Trasversale	Longitudinale	Torcente		
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)		
COMBINAZIONE SLU-(GEO)	1	0	-17	-373	110	-81	40	MIN
		0	28	-349	-195	-40	-66	MAX
		0	-28	-349	194	-40	66	MIN
		0	28	-370	-199	-73	-66	MAX
		0	17	-373	-123	-81	-40	MIN
		0	-28	-349	194	-40	66	MAX
		0	28	-370	-199	-73	-66	MIN
		0	-28	-349	194	-40	66	MAX
		0	17	-373	-123	-81	-40	MIN
		0	-28	-349	194	-40	66	MAX
		0	28	-370	-199	-73	-66	MIN
0	-28	-349	194	-40	66	MAX		

Fig. 60 – Involuppo delle azioni agenti in fondazione - SLU A2

COMBINAZIONE SLE Rara								
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz		
(-)	Longitudinale	Trasversale	Verticale	Trasversale	Longitudinale	Torcente		
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)		
COMBINAZIONE SLE Rara	1	0	-13	-358	84	-67	31	MIN
		0	22	-349	-150	-40	-51	MAX
		0	-22	-349	149	-40	51	MIN
		0	22	-356	-153	-61	-51	MAX
		0	13	-358	-95	-67	-31	MIN
		0	-22	-349	149	-40	51	MAX
		0	22	-356	-153	-61	-51	MIN
		0	-22	-349	149	-40	51	MAX
		0	13	-358	-95	-67	-31	MIN
		0	-22	-349	149	-40	51	MAX
		0	22	-356	-153	-61	-51	MIN
0	-22	-349	149	-40	51	MAX		

Fig. 61 – Inviluppo delle azioni agenti in fondazione - SLE Caratteristica

COMBINAZIONE SLV								
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz		
(-)	Longitudinale	Trasversale	Verticale	Trasversale	Longitudinale	Torcente		
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)		
COMBINAZIONE SLV	1	-93	-30	-346	-14	-169	-11	MIN
		93	30	-352	13	88	11	MAX
		22	-95	-343	-22	-52	-29	MIN
		-22	95	-354	21	-29	29	MAX
		22	22	-376	-45	-53	-10	MIN
		-22	-22	-321	44	-28	10	MAX
		-29	75	-358	-138	-86	-29	MIN
		29	-75	-339	137	5	29	MAX
		-93	21	-346	-49	-169	-11	MIN
		93	-21	-352	48	88	11	MAX
		22	75	-358	-138	-52	-29	MIN
		-22	-75	-339	137	-29	29	MAX

Fig. 62 – Inviluppo delle azioni agenti in fondazione - SLV

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

**5.2.1 Determinazione della pressione (convenzionale) agente sul terreno**

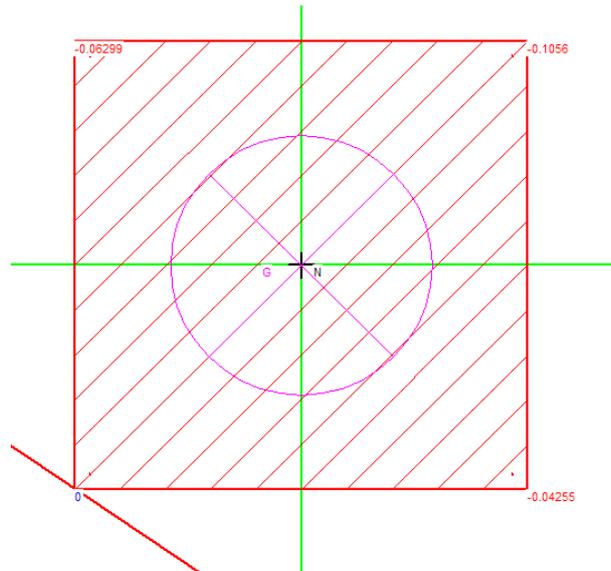
Ai fini delle verifiche del plinto di fondazione, si effettua un calcolo semplificato delle pressioni sul terreno, nell'ipotesi di distribuzione lineare delle pressioni ad intradosso fondazione e terreno non resistente a trazione, si sono determinate le condizione di maggiore sollecitazione della fondazione, nella combinazione SLU (STR). Tale calcolo è sviluppato ai soli fini della determinazione del quadro tensionale nella suola, e non ai fini geotecnici, per le cui verifiche si rimanda allo specifico capitolo.

Le azioni agenti in fondazione, applicate in corrispondenza al baricentro della stessa, sono le seguenti:

COMBINAZIONE SLU-A1								
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz		
(-)	Longitudinale	Trasversale	Verticale	Trasversale	Longitudinale	Torcente		
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)		
COMBINAZIONE SLU-(STR)	1	0	-20	-475	127	-96	46	MIN
		0	33	-349	-224	-40	-76	MAX
		0	-33	-349	223	-40	76	MIN
		0	33	-472	-230	-87	-76	MAX
		0	20	-475	-142	-96	-46	MIN
		0	-33	-349	223	-40	76	MAX
		0	33	-379	-230	-82	-76	MIN
		0	-33	-441	223	-46	76	MAX
		0	20	-475	-142	-96	-46	MIN
		0	-33	-349	223	-40	76	MAX
		0	33	-472	-230	-87	-76	MIN
		0	-33	-349	223	-40	76	MAX

Figura 9.1.1 – Sollecitazioni di verifica

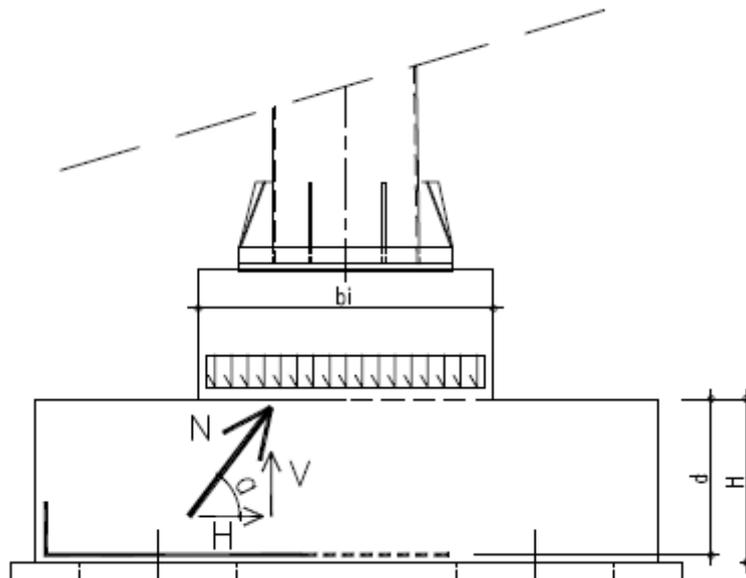
Si esplicita nel seguito la verifica effettuata agli SLU per effetto delle combinazione più gravosa:



**Fig. 63 – Verifica SLU - pressioni sul terreno - combinazione FZ min**

### 5.2.2 Verifica del plinto di fondazione

Per la verifica del plinto di fondazione, soggetto alla reazione del terreno sottostante, si identifica un meccanismo resistente del tipo "tirante-puntone".

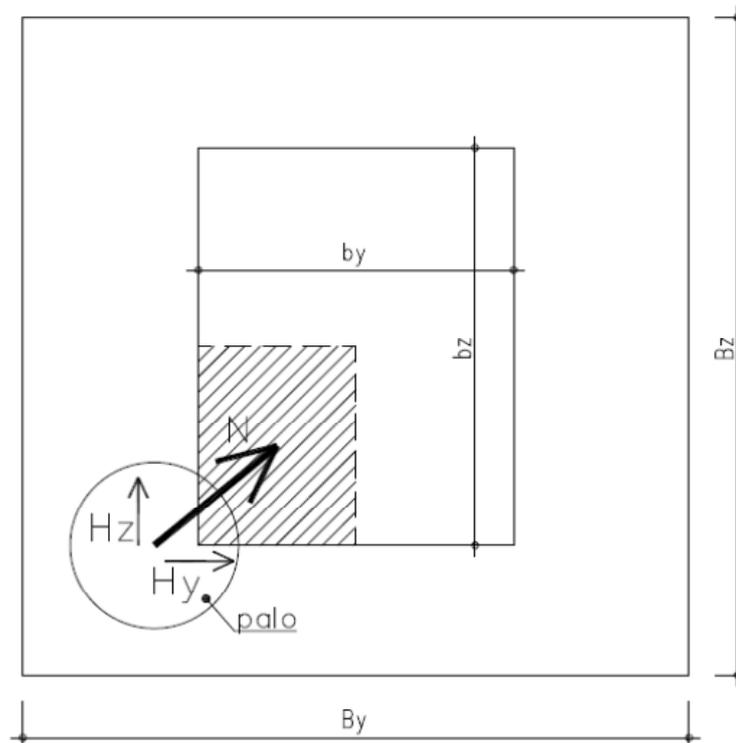


**Fig. 64 – Meccanismo resistente a Tirante-puntone**

Si assumono le seguenti ipotesi:

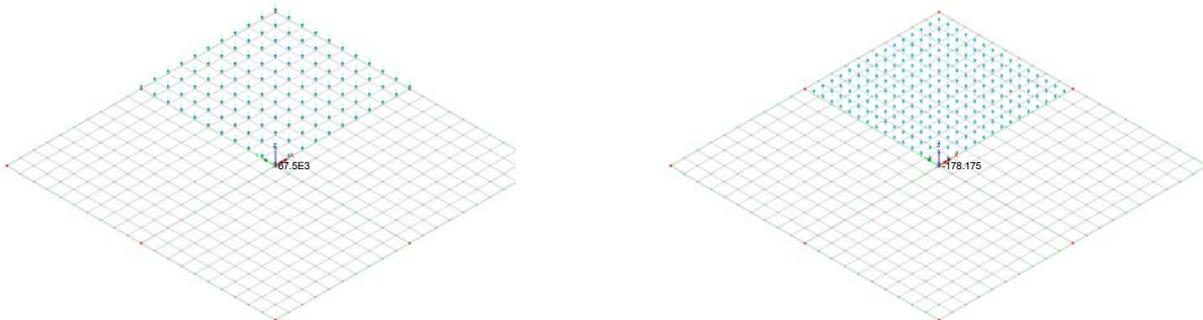
- $R_v$  massima azione verticale risultante, derivante dall'analisi di interazione suolo-struttura, agente su un quarto di fondazione
- $N$  massima azione di compressione agente sul puntone
- $V$  componente verticale della risultante di compressione
- $H$  componente orizzontale della risultante di compressione
- $\alpha$  inclinazione di "N"

La risultante "N" si assume agente nel baricentro delle pressioni esercitate dal terreno sul plinto (determinate considerando un quadrante pari ad un quarto dell'area della fondazione), alla quota dell'armatura inferiore e diretta verso il baricentro del quarto di sezione resistente alla quota H.



**Fig. 65 – Individuazione qualitativa in pianta del puntone**

Isolando il quadrante più sollecitato si ha quanto segue:



**Fig. 66 – Peso proprio del quadrante - Pressioni del terreno**

Si hanno le seguenti azioni risultanti agenti nel baricentro della fondazione:

Le grandezze in gioco sono le seguenti:

- $R_v = 67.33 \text{ kN}$
- $M_x = 50.48 \text{ kNm}$  -  $e_x = 50.48/67.33 = 0.75 \text{ m}$
- $M_y = -50.48 \text{ kNm}$  -  $e_y = -50.48/67.33 = -0.75 \text{ m}$
- $B_y = B_z = 3.00 \text{ m}$
- $b_y = 1.30 \text{ m}$
- $b_z = 1.30 \text{ m}$

- H = 1.20 m

- d = 1.15 m

Il baricentro del quadrante compresso, alla quota "H" e rispetto al baricentro dell'intera fondazione, ha coordinate:

$$e'_x = e'_y = 1.30/4 = 0.325 \text{ m}$$

La distanza in pianta tra il punto di applicazione della risultante verticale inferiore e il baricentro dell'area resistente alla quota H, è pari a circa  $(2 \cdot (0.75 - 0.325)^2)^{0.5} = 0.60 \text{ m}$  considerando la configurazione più gravosa.

L'angolo di inclinazione del puntone compresso è quindi:

$$\text{Tang}(\alpha) = 1.15/0.60 = 1.92$$

$$\alpha = 62.45^\circ \text{ circa}$$

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

$$H = R_v / \text{Tang}(\alpha) = 67.33 / 1.92 = 35.07 \text{ kN}$$

$$N = R_v / \sin(\alpha) = 67.33 / 0.887 = 75.91 \text{ kN}$$

La minima armatura resistente da prevedersi ad intradosso del plinto, per una larghezza "significativa" assunta pari a metà lato (1.5 m), nelle due direzioni ortogonali, è pari a:

$$A_{S_{Y-\min}} = A_{S_{Z-\min}} = \left( H \times \frac{0.425}{0.60} \right) / \left( \frac{450}{1.15} \right) = 64 \text{ mm}^2$$

Si utilizzano armature  $\Phi 24/20$  in fondazione.

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

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

$$P_{C,Rd} = 0.2 \times 1.15 \times 1 \times 15870 \times 0.887 = 3237 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta con ampio margine.