

# AUTOSTRADA (A12) : ROMA - CIVITAVECCHIA

TRATTO: CERVETERI - TORRIMPIETRA

POTENZIAMENTO FUNZIONALE  
TRATTO CERVETERI - TORRIMPIETRA

## PROGETTO DEFINITIVO

### OPERE AUTOSTRADALE

### STRUTTURE

### RELAZIONE DI CALCOLO

PORTALI DI SEGNALETICA (FISSA E VARIABILE)

#### IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Lucio Ferretti Torricelli  
Ord. Ingg. Brescia n.2188  
**RESPONSABILE STRUTTURE**


#### IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Danilo D'Alessandro  
Ord. Ingg. L'Aquila N. 1503

#### IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Orlando Mazza  
Ord. Ingg. Pavia N. 1496  
**RESPONSABILE PROGETTAZIONE  
NUOVE OPERE AUTOSTRADALI**

CODICE IDENTIFICATIVO										ORDINATORE	
RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	nn
111206	LL00	PD	CC	PPP	00000	00000	D S T R	0011	00		

	PROJECT MANAGER:			SUPPORTO SPECIALISTICO:				REVISIONE		
								n.	data	
								0	LUGLIO 2018	
								1	-	
								2	-	
REDATTO:	Ing. Barbara Pietropaoli			VERIFICATO:					3	-
								4	-	

	<p>VISTO DEL COMMITTENTE</p>  <p>IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO ING. M. TORRESI</p>	<p>VISTO DEL CONCEDENTE</p>  <p><b>Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti</b> DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI</p>
--	--	---



SPEA Engineering S.p.A.

**RETE AUTOSTRADALE ITALIANA**  
**AMMODERNAMENTO ED ADEGUAMENTO**  
**DELLA SEDE AUTOSTRADALE**  
**E DEI RELATIVI SVINCOLI**

**PROGETTO ESECUTIVO**

**MONOPALI DI SEGNALAZIONE**  
**STRUTTURE TIPOLOGICHE**

Relazione di calcolo strutture in acciaio



## INDICE

1.	GENERALITÀ .....	4
1.1	Normative di riferimento.....	9
1.2	Documentazione di riferimento .....	10
1.3	Materiali .....	10
1.3.1	Calcestruzzo .....	10
1.3.2	Acciaio per carpenteria metallica e connessioni.....	10
1.3.3	Acciaio per armatura lenta.....	11
1.4	Classe di esecuzione.....	11
1.5	Contestualizzazione delle opere.....	11
1.5.1	Vento.....	12
1.5.2	Azioni sismiche .....	15
1.6	Organizzazione delle analisi e delle verifiche .....	15
2.	ANALISI DEI CARICHI .....	16
2.1	Pesi propri, $G_k$ .....	16
2.2	Azione del vento .....	16
2.3	Combinazioni di carico.....	19
3.	CALCOLO SOLLECITAZIONI DI VERIFICA.....	20
3.1	Sollecitazioni agenti sulla struttura metallica .....	22
3.2	Sollecitazioni agenti ad intradosso fondazione.....	23
4.	VERIFICHE STRUTTURALI.....	26
4.1	Verifica delle sezioni in carpenteria metallica.....	26
4.2	Verifica delle saldature a cordone d'angolo.....	29
4.3	Verifica dei giunti di connessione .....	34
4.3.1	Portale tipo A - Verifica del giunto di sommità della colonna (Sez. B) .....	34
4.3.2	Portale tipo B - Verifica del giunto di sommità della colonna (Sez. B) .....	36
4.3.3	Portale tipo C - Verifica del giunto di sommità della colonna (Sez. B) .....	38
4.3.4	Portale tipo A - Verifica del giunto di base della colonna (Sez. C).....	41
4.3.5	Portale tipo B - Verifica del giunto di base della colonna (Sez. C).....	43
4.3.6	Portale tipo C - Verifica del giunto di base della colonna (Sez. C).....	45
4.4	Ancoraggio alle strutture di fondazione .....	48

4.4.1	Portale tipo A .....	50
4.4.2	Portale tipo B .....	54
4.4.3	Portale tipo C .....	58
4.5	Deformabilità .....	62
5.	verifica delle fondazioni .....	62
5.1	Verifica del plinto di fondazione .....	62

## 1. GENERALITÀ

La presente relazione riguarda le strutture di segnaletica definite “Monopalo”, da realizzarsi lungo la rete autostradale italiana.

Le strutture sono concepite come “Tipologiche” e, nel rispetto dei limiti dimensionali definiti nei paragrafi seguenti, possono essere collocate lungo qualsiasi tratto autostradale a condizione che si rispettino le massime azioni indotte dal vento assunte in fase di calcolo.

In particolare, il massimo valore caratteristico della pressione agente per effetto del vento è pari a  $q_{W-MAX} = 1.50 \text{ kN/m}^2$ .

Ne discende che le analisi e verifiche condotte sono da ritenersi valide per strutture ubicate in aree geografiche aventi caratteristiche tali da determinare la massima pressione del vento, ottenibile attraverso valutazioni basate sulla normativa nazionale (NTC 2008, UNI EN 1991-1-4), al più uguale a  $q_{W-MAX} = 1.50 \text{ kN/m}^2$ .

Le strutture in oggetto, collocate ai margini della carreggiata autostradale, sono destinate a sorreggere cartelli di indicazione stradale di varia metratura, come riepilogato nella tabella seguente, che associa a ciascuna tipologia le rispettive caratteristiche geometriche.

Tipologia monopalo	Sub monopalo	GEOMETRIA TARGA			
		A	B	C	e <sub>GEOM</sub>
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)
A	1	2.500	3.600	1.800	-0.950
A	2	3.000	2.000	1.000	-0.950
A	3	3.000	2.250	1.125	-0.950
A	4	3.000	2.750	1.375	-0.950
A	5	3.500	2.750	1.375	-0.950
A	6	4.000	2.500	1.250	-0.950
B	1	3.000	3.500	1.750	-0.950
B	2	3.000	4.250	2.125	-0.950
C	1	4.500	4.000	2.000	-0.950

**Tabella 1 – Riepilogo dei monopali previsti**

Dove le dimensioni geometriche riassunte hanno il seguente significato:

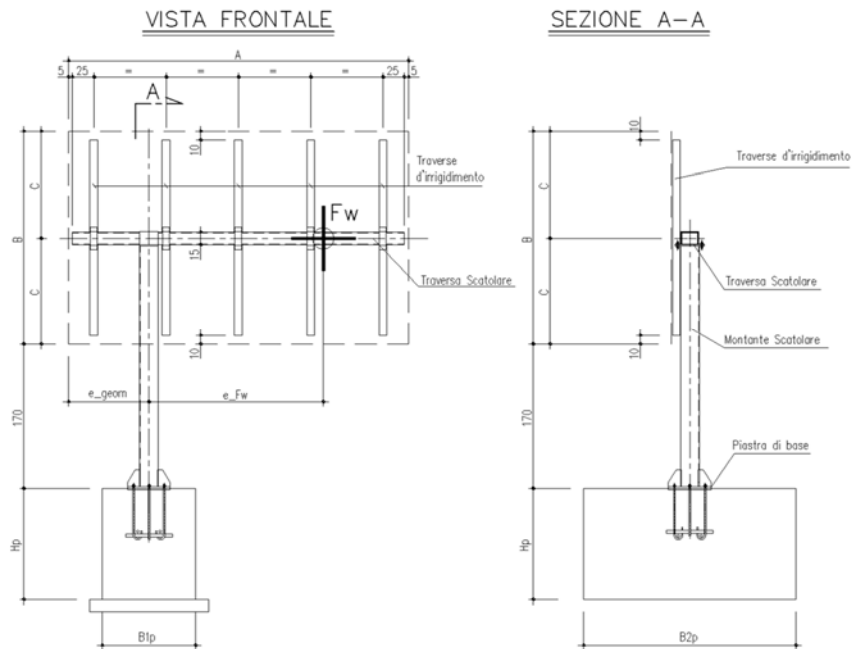


Figura 2 – Schema indicativo dell'installazione

Nella tabella si riportano le dimensioni larghezza x altezza (BxA) massime relative a ciascuna famiglia di monopalo.

Le strutture in questione si compongono di un montante installato su di un dado di fondazione in c.a. e ad esso fissato mediante piastra con tirafondi, alla cui sommità viene fissata una traversa, di analoghe caratteristiche, su cui trovano posto gli organi di fissaggio del pannello di indicazione, costituiti da elementi tubolari.

Il pannello metallico, di alluminio, è collegato ai tubolari verticali mediante apposite staffe di supporto.

Le membrature principali presentano le seguenti caratteristiche:

Tipologia monopalo	Sub monopalo	SCATOLARE SBRACCIO			SCATOLARE MONTANTE			GEOMETRIA PLINTO		
		bx	bz	t	bx	by	t	B1p	B2p	Hp
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
A	1	0.200	0.150	0.006	0.220	0.220	0.006	1.100	2.500	1.300
A	2	0.200	0.150	0.006	0.220	0.220	0.006	1.100	2.500	1.300
A	3	0.200	0.150	0.006	0.220	0.220	0.006	1.100	2.500	1.300
A	4	0.200	0.150	0.006	0.220	0.220	0.006	1.100	2.500	1.300
A	5	0.200	0.150	0.006	0.220	0.220	0.006	1.100	2.500	1.300
A	6	0.200	0.150	0.006	0.220	0.220	0.006	1.100	2.500	1.300
B	1	0.300	0.150	0.006	0.300	0.300	0.006	1.200	2.900	1.500
B	2	0.300	0.150	0.006	0.300	0.300	0.006	1.200	2.900	1.500
C	1	0.300	0.150	0.006	0.300	0.300	0.008	1.300	3.100	1.700

Figura 1 – Dimensione e spessori strutturali

Il montante è fissato alla fondazione mediante n. 6 tirafondi, classe 8.8, di diametro e lunghezza variabile in funzione della tipologia di monopalo, attraverso una piastra nervata di spessore 20-25 mm.

In figura si riportano le caratteristiche dell'ancoraggio alla fondazione.

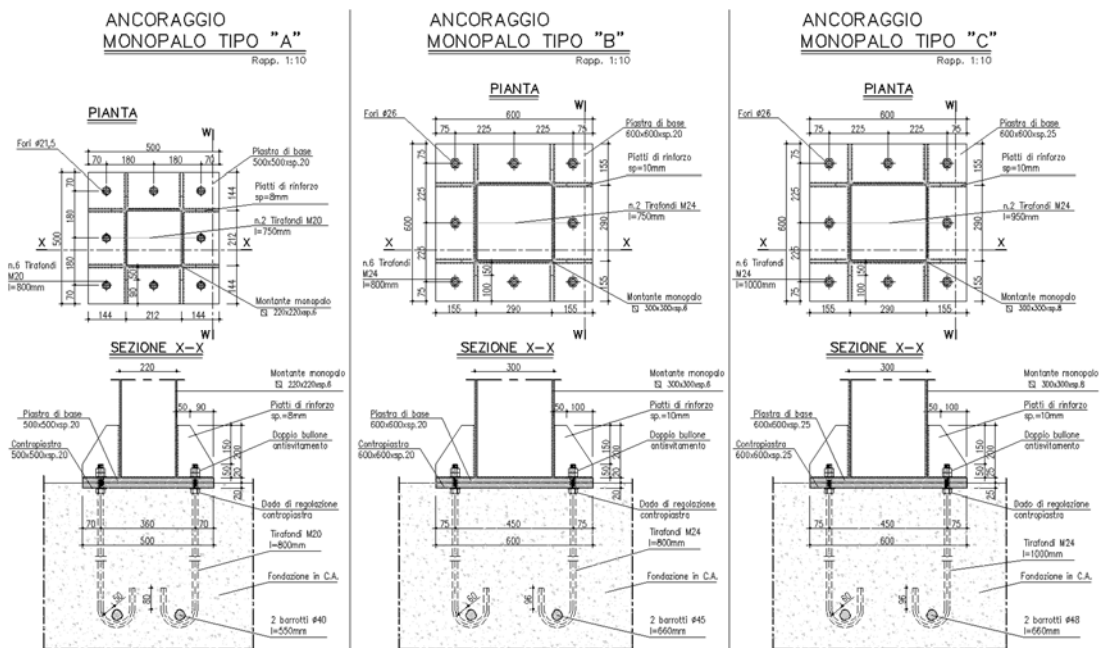
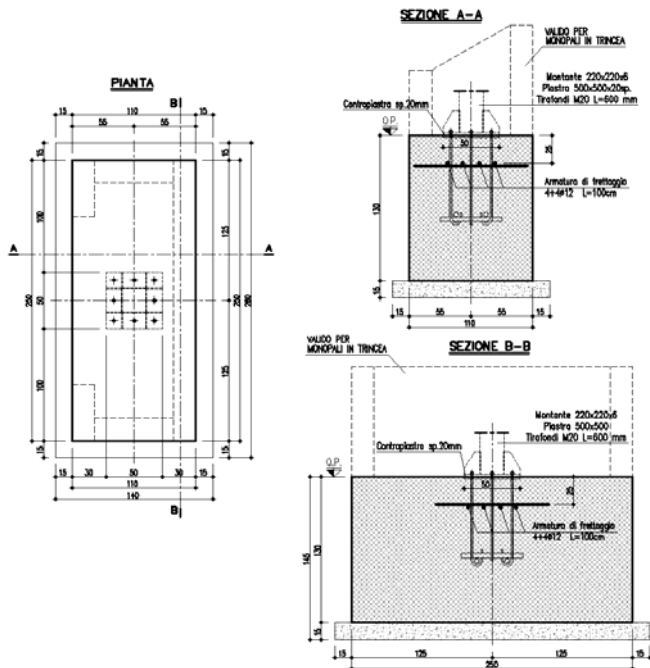


Figura 2 – Caratteristiche dell'ancoraggio alla fondazione

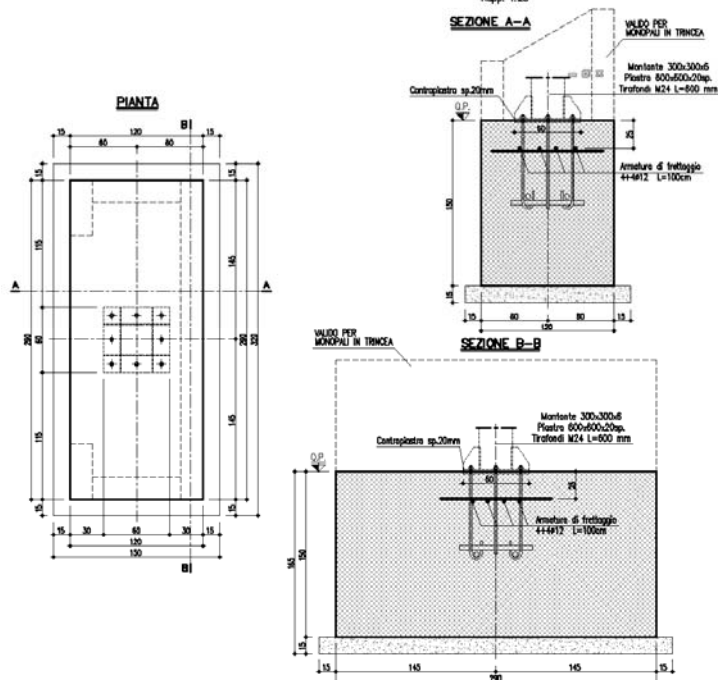
Per le fondazioni si prevede l'adozione di tre principali tipologie, riportate negli schemi seguenti, ognuna delle quali associata ad una delle tre macro-famiglie di monopalo (Tipo A, Tipo B, Tipo C).



CARPENTERIA FONDAZIONE MONOPALO TIPO "A" 250x110x130h  
Rapp. 1:20



CARPENTERIA FONDAZIONE MONOPALO TIPO "B" 290x120x150h  
Rapp. 1:20



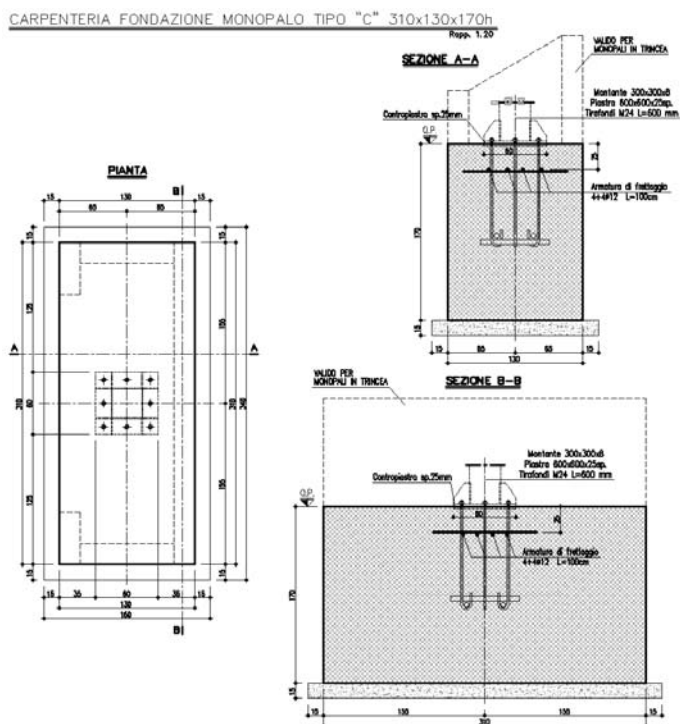


Figura 3 – Tipologie delle fondazioni previste

La presente relazione riporta i calcoli e le verifiche statiche dei principali elementi strutturali di carpenteria metallica, unitamente al dimensionamento strutturale del plinto di fondazione. Si rimanda alla relazione dedicata è per le verifiche di carattere geotecnico.

## 1.1 Normative di riferimento

Le analisi strutturali e le relative verifiche vengono eseguite secondo il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite in accordo alle disposizioni normative previste dalla vigente normativa italiana e da quella europea (Eurocodici). In particolare, al fine di conseguire un approccio il più unitario possibile relativamente alle prescrizioni ed alle metodologie/criteri di verifica, si è fatto diretto riferimento alle varie parti degli Eurocodici, unitamente ai relativi National Application Documents, verificando puntualmente l'armonizzazione del livello di sicurezza conseguito con quello richiesto dalla vigente normativa nazionale.

In dettaglio si sono presi in esame quindi i seguenti documenti, che volta in volta verranno opportunamente richiamati:

- [1] Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario n.30.
- [2] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- [3] D.M. 31 luglio 2012: Approvazione della Appendici Nazionali recanti i parametri tecnici per l'approvazione degli Eurocodici
- [4] UNI EN 1990: Basi della progettazione strutturale
- [5] UNI EN 1991-1-4: Azioni sulle strutture – Azione del vento
- [6] UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo - regole generali e regole per gli edifici
- [7] UNI EN 1993-1-1: Progettazione delle strutture di acciaio – Regole generali e regole per gli edifici
- [8] UNI EN 1993-1-5: Progettazione delle strutture di acciaio – Elementi strutturali a lastra
- [9] UNI EN 1993-1-8: Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione dei collegamenti
- [10] UNI EN 1993-1-9: Progettazione delle strutture di acciaio – Fatica
- [11] UNI EN 1090-1: Esecuzione di strutture in acciaio e di alluminio–Requisiti per la valutazione di conformità dei componenti strutturali
- [12] UNI EN 1090-2: Esecuzione di strutture in acciaio e di alluminio–Requisiti tecnici per strutture in acciaio.

## 1.2 Documentazione di riferimento

[13] Autostrade Meridionali S.p.A – Spea Ingegneria Europea S.p.A. – Ammodernamento ed adeguamento della sede autostradale e dei relativi svincoli: Progetto Esecutivo (Dicembre 1997).

## 1.3 Materiali

### 1.3.1 Calcestruzzo

#### Per C 25/30

##### COMPRESSIONE

$$f_{cd} = 0.85 \times 0.83 \times R_{ck} / \gamma_{m,c} = 0.85 \times 0.83 \times 30 / 1.5 = 14.11 \text{ N/mm}^2$$

dove:

$f_{cd}$  = resistenza di calcolo a compressione del materiale;

$R_{ck}$  = resistenza caratteristica cubica a compressione del conglomerato cementizio a 28 giorni;

$\gamma_{m,c}$  = coefficiente parziale di sicurezza del conglomerato cementizio.

##### TRAZIONE

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_{m,c} = 1.14 \text{ N/mm}^2$$

dove:

$f_{ctk}$  = resistenza caratteristica a trazione del materiale =  $0.7 \cdot f_{ctm}$ ;

$f_{ctm}$  = resistenza a trazione media del calcestruzzo =  $0.27 \sqrt[3]{R_{ck}^2}$  [N/mm<sup>2</sup>];

$\gamma_{m,c}$  = coefficiente parziale di sicurezza del conglomerato cementizio, pari a 1.6.

### 1.3.2 Acciaio per carpenteria metallica e connessioni

Per la realizzazione delle membrature metalliche si adotta, in linea generale, acciaio tipo S355 J2, zincato a caldo.

Le presenti verifiche sono effettuate con acciaio tipo S355, restituendo tale scelta rapporti di sfruttamento più elevati.

Le connessioni, tirafondi inclusi, sono realizzate mediante bulloni classe 8.8

### 1.3.3 Acciaio per armatura lenta

La resistenza di calcolo dell'acciaio  $f_{yd}$  è definita mediante l'espressione:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{m,s} = 450 / 1.15 = 391.3 \text{ N/mm}^2$$

dove:

$f_{yk}$  = tensione caratteristica di snervamento;

$\gamma_{m,s}$  = coefficiente di sicurezza del materiale, pari in questo caso a 1.15.

In sede di progettazione si sono assunti convenzionalmente i seguenti valori nominali delle proprietà del materiale:

- Modulo elastico:  $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$ ;
- Modulo di elasticità trasversale:  $G = E/2(1+\nu)$  ;
- Coefficiente di Poisson :  $\nu = 0.3$ ;
- Coefficiente di espansione termica lineare ( $T \leq 100^\circ\text{C}$ ):  $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$ ;
- Densità:  $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$ .

Il coefficiente di omogeneizzazione è stato assunto pari a 15.

### 1.4 Classe di esecuzione

La classe di esecuzione prescelta per la realizzazione delle strutture metalliche è EXC2, secondo EN 1090.

### 1.5 Contestualizzazione delle opere

Come anticipato in premessa, le strutture sono da intendersi come tipologiche.

La loro contestualizzazione, accompagnata da una relazione di calcolo apposita, è necessaria solo qualora il situ in cui debba essere realizzata presentasse delle azioni indotte dalle spinte del terreno (per particolari morfologie locali), dalla pressione del vento o per classe di aggressività ambientale più gravose rispetto a quelle assunte nel calcolo e specificate in seguito.

In particolare, salvo eventuali verifiche di dettaglio, la struttura risulta utilizzabile, nei confronti della pressione esercitata dal vento, nelle seguenti regioni italiane:

TABELLA SINTETICA - ZONE DI UTILIZZO DEI MONOPALO				
Zonazione secondo NAD EN 1991-1-4 - tab. N.A.1				
Zona	vb0	a0	k0	Regione
1	25	1000	0.010	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della prov. Di Trieste)
2	25	750	0.015	Emilia Romagna
3	27	500	0.020	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Campania, Puglia, Basilicata, Calabria (esclusa la prov. di Reggio Calabria)
4	28	500	0.020	Sicilia e prov. di Reggio Calabria
5	28	750	0.015	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'isola della Maddalena)
6	28	500	0.020	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'isola della Maddalena)
7	28	1000	0.015	Liguria
8	30	1500	0.010	Provincia di Trieste
9	31	500	0.020	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto

Classi di rugosità secondo NAD EN 1991-1-4	
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con vegetazione bassa come erba e ostacoli isolati (alberi, edifici) separati da una distanza pari almeno a 20 volte l'altezza degli ostacoli.
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innestate o ghiacciate, mare, laghi, .....)

In generale in tutte quelle aree geografiche nelle quali risulti una pressione massima del vento agente sulla cartellonistica di intensità  $qW \leq 1.50 \text{ kN/m}^2$

Si escludono dall'utilizzo le aree geografiche retinate in tabella per le quali è necessaria una nuova verifica delle strutture.

Nelle analisi in corso, al fine di involuppare le sollecitazioni indotte dal vento nelle aree geografiche di possibile utilizzo, si è considerato quanto segue per la determinazione dei parametri necessari alla determinazione dei contributi di carico dipendenti.

### 1.5.1 Vento

Vento (EN 1991-1-4 + NAD):

Contestualizzazione		
Nome località:	Struttura tipologica	
<b>Calcolo parametri generali azione del vento (EN 1991-1-4 + NAD) (*)</b>		
Cat. Sito	III	I-II-III-IV-V (categorie secondo NAD EN 1991-1-4)
Zona	3	1-2-3-4-5-6-7-8-9
$a_s$	450	m - quota sito
Categoria sito	III	I-II-III-IV-V (categorie secondo NAD EN 1991-1-4)
Zona	3	1-2-3-4-5-6-7-8-9
$a_s$	450	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
$C_{dir}$	1.00	4.2.(2) P - nota 2
$C_{season}$	1.00	4.2.(2) P - nota 3
$k_1$	1.00	fattore di turbolenza (valore raccomandato da N.A.D.)
$c_o$	1.00	coeff. orografia EN 1991-1-4 §4.3.1 e Annex A3
$T_r$	50	periodo di ritorno
$k_2$	0.14	
$n$	1	
$a_r$	1.00	
$z_0$	0.1	EN 1991-1-4 §4.3.2
$z_{0II}$	0.05	EN 1991-1-4 §4.3.2 prosp. 4.1
$z_{min}$	5.00	EN 1991-1-4 §4.3.2
$z_{max}$	200	EN 1991-1-4 §4.3.2
$k_r$	0.20	fattore di terreno EN 1991-1-4 §4.3.2 (4.5)
$s_v$	5.39	scarto comp. turbolenta vel. vento EN 1991-1-4 §4.4 (4.6)
$r$	1.25	densità aria (4.5 nota 2 e N.A.D.)

(\*) I parametri dipendenti dalla forma del cartello sono valutati nelle schede attinenti

Per quanto riguarda la scelta dei parametri, si rimanda alle tabelle seguenti.

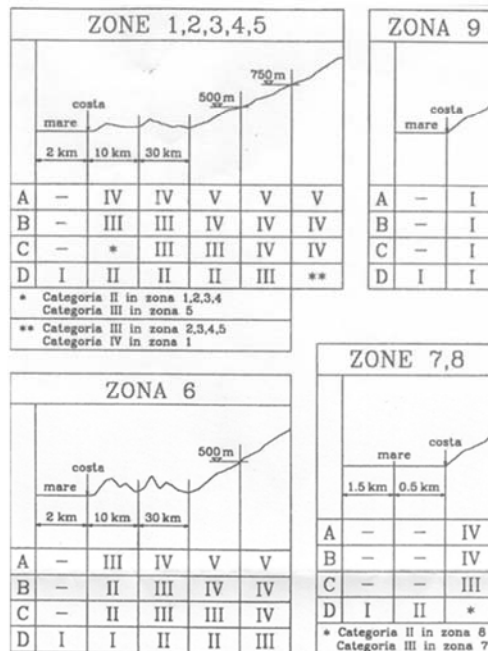
Tabella 3 – Parametri per l'azione del vento

tabelle parametri di base				
Zonazione secondo NAD EN 1991-1-4 - tab. N.A.1				
Zona	$v_{bo}$	$a_0$	$k_0$	Regione
1	25	1000	0.010	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della prov. Di Trieste)
2	25	750	0.015	Emilia Romagna
3	27	500	0.020	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Campania, Puglia, Basilicata, Calabria (esclusa la prov. di Reggio Calabria)
4	28	500	0.020	Sicilia e prov. di Reggio Calabria
5	28	750	0.015	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'isola della Maddalena)
6	28	500	0.020	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'isola della Maddalena)
7	28	1000	0.015	Liguria
8	30	1500	0.010	Provincia di Trieste
9	31	500	0.020	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto

Classi di rugosità secondo NAD EN 1991-1-4	
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con vegetazione bassa come erba e ostacoli isolati (alberi, edifici) separati da una distanza pari almeno a 20 volte l'altezza degli ostacoli.
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi, ....)

Categorie di esposizione secondo NAD EN 1991-1-4 (cfr. tab. N.A.2)		
cat.	$z_0$ (m)	$z_{min}$ (m)
I	0.01	2
II	0.05	4
III	0.1	5
IV	0.3	8
V	0.7	12

Figura N.A.2





### 1.5.2 Azioni sismiche

Le azioni sismiche insistenti sull'installazione e trasmesse al plinto di fondazione sono scarsamente significative. Infatti, la massa media della parte in elevazione risulta in generale non superiore a 2000 kg. L'azione tagliante da vento risulta in generale del medesimo ordine di grandezza del peso della struttura, attestandosi su di un valore medio di 14000 N. E' immediato pertanto constatare che le azioni sismiche orizzontali non potranno in generale mai essere paragonabili alle azioni orizzontali d'esercizio.

Si terrà conto invece delle azioni indotte dal sisma lungo il plinto di fondazione (azioni inerziali e spinte del terreno). Per maggiori dettagli si rimanda allo specifico capitolo di verifica geotecnica.

### 1.6 Organizzazione delle analisi e delle verifiche

Il calcolo delle sollecitazioni viene effettuato mediante una procedura implementata in un foglio elettronico, che, a partire dalle specifiche dimensioni di cartellonistica e di dispositivo (A, B o C) procede al calcolo automatico delle sollecitazioni insistenti nelle membrature metalliche ed a base piastra di ancoraggio.

La medesima procedura viene pertanto utilizzata, previa applicazione degli specifici contributi insistenti lungo il plinto, per il calcolo delle pressioni in fondazione e per le verifiche geotecniche.

## 2. ANALISI DEI CARICHI

Di seguito si evidenziano i contributi di carico implementati nel foglio elettronico, e valutati in automatico nell'ambito delle varie schede.

### 2.1 Pesi propri, Gk

Si considerano i seguenti contributi:

- Peso membrature metalliche acciaio (\*)

Valutato con riferimento a  $\gamma_s = 78.5 \text{ kN/m}^3$

- Peso targa in alluminio (\*\*)

Valutato con riferimento a  $\gamma_a = 27 \text{ kN/m}^3$

(\*)

Per i tubolari di sostegno si ipotizza la presenza di n. 1 tubolare  $\phi 90 \text{ t } 4 \text{ mm} + 5 \%$  per conteggio forfetario del peso degli elementi di ancoraggio.

(\*\*)

Si considera l'effettiva superficie del cartello, applicando forfetariamente un incremento del 5 % per il conteggio dei vari organi di attacco.

### 2.2 Azione del vento

Per il calcolo della pressione del vento e della relativa azione complessiva, si fa riferimento a quanto contenuto in EN 1991-1-4 + NAD.

Di seguito si riportano i parametri di base e la valutazione delle pressioni insistenti sul pannello. Esse vengono valutate per una quota del baricentro pannello da p.c. < 5 m, risultando per ciascuna tipologia tale valore mai superato.

Contestualizzazione		
Nome località:	Struttura tipologica	
Calcolo parametri generali azione del vento (EN 1991-1-4 + NAD) (*)		
Cat. Sito	III	I-II-III-IV-V (categorie secondo NAD EN 1991-1-4)
Zona	3	1-2-3-4-5-6-7-8-9
$a_s$	450	m - quota sito
Categoria sito	III	I-II-III-IV-V (categorie secondo NAD EN 1991-1-4)
Zona	3	1-2-3-4-5-6-7-8-9
$a_s$	450	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
$C_{dir}$	1.00	4.2.(2) P - nota 2
$C_{season}$	1.00	4.2.(2) P - nota 3
$k_1$	1.00	fattore di turbolenza (valore raccomandato da N.A.D.)
$C_o$	1.00	coeff. orografia EN 1991-1-4 §4.3.1 e Annex A3
$T_r$	50	periodo di ritorno
$k_z$	0.14	
$n$	1	
$a_r$	1.00	
$z_0$	0.1	EN 1991-1-4 §4.3.2
$z_{0II}$	0.05	EN 1991-1-4 §4.3.2 prosp. 4.1
$z_{min}$	5.00	EN 1991-1-4 §4.3.2
$z_{max}$	200	EN 1991-1-4 §4.3.2
$k_r$	0.20	fattore di terreno EN 1991-1-4 §4.3.2 (4.5)
$s_v$	5.39	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 parametri dipendenti dalla forma del cartello sono valutati nelle schede attinenti

**Tabella 4 – Parametri dell'azione del vento**

Le pressioni del vento sono state determinate in aderenza a quanto disposto in normativa per le strutture tipo “targa” o “cartello”.

Per il calcolo del coefficiente “ $c_{scd}$ ”, si ricorre alla valutazione della prima frequenza propria della struttura nella direzione del vento e si determina la massa generalizzata.

In relazione alla numerosità delle strutture in analisi ( sei del Tipo A, due del Tipo B e una del tipo C), si sono implementate preliminarmente due analisi modali su due strutture significative in termini di inviluppo dei risultati e si è ottenuto quanto segue:

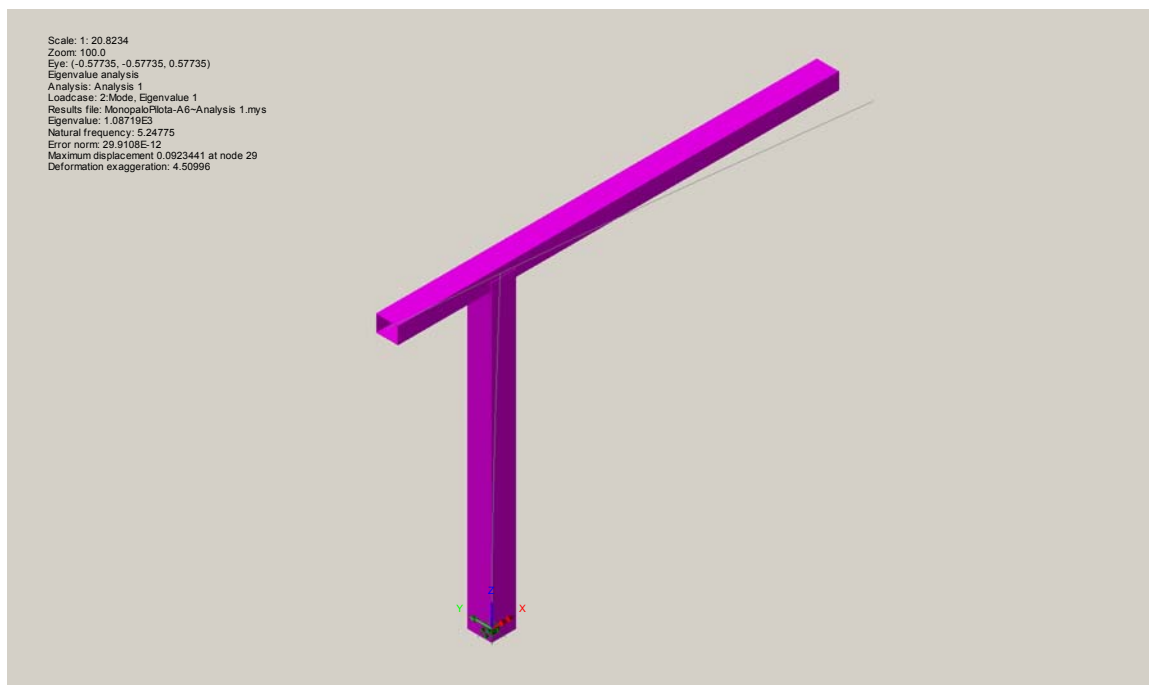


Figura 4 – Primo modo Monopalo A6

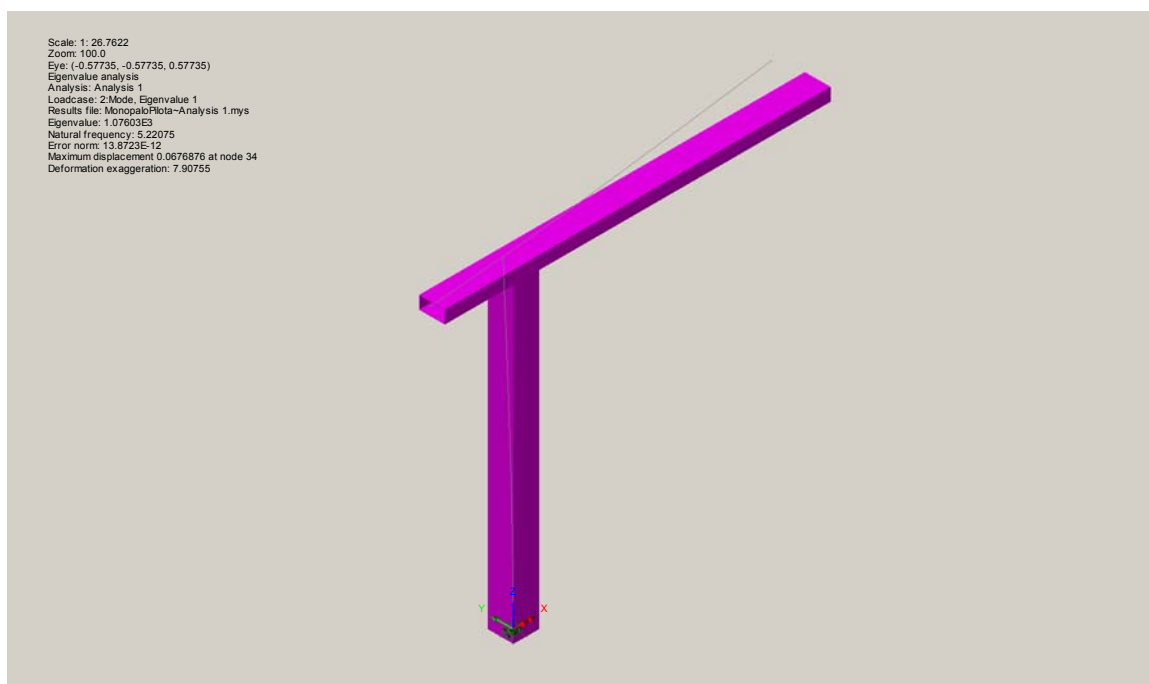


Figura 5 – Primo modo Monopalo C1

Le frequenze registrate sono circa pari a 5.20 Hz.

Le masse generalizzate assumono i valori  $m_G = 98 \text{ kg/m}$ ;  $m_G = 147 \text{ kg/m}$  rispettivamente.

Ne discende che il valore assunto dal parametro  $c_{scd} < 0.95$  in entrambi i casi.

Si assume quindi nelle analisi a seguire, cautelativamente, il parametro  $c_{scd} = 1.00$ , la pressione caratteristica insistente sul pannello risulta sempre di poco minore di  $1.50 \text{ kN/m}^2$ .

Si considera cautelativamente una pressione pari a:

$$f_{w,d} = 1.50 \text{ N/m}^2$$

Ai fini delle analisi a seguire, si considera anche un'eccentricità non intenzionale della risultante delle azioni del vento, pari al 25% della dimensione orizzontale del pannello (cfr. EN 1991-1-4).

### 2.3 Combinazioni di carico

Ai fini della valutazione delle sollecitazioni lungo la struttura, si utilizzano i coefficienti di combinazione di seguito indicati. Per le combinazioni e gli approcci relativi alle azioni in fondazione, si rimanda allo specifico capitolo.

**Tabella 5 – Coefficienti di combinazione - EQU**

Combinazione	$G_k$	Vento
EQU	0.9	1.50

Per la verifica di capacità portante delle fondazioni:


**Tabella 6 – Coefficienti di combinazione - GEO**

Combinazione	$G_k$	Vento
GEO	1.0	1.30

Per la verifica strutturale delle fondazioni:

**Tabella 7 – Coefficienti di combinazione – SLU-STR**

Combinazione	$G_k$	Vento
SLU-STR	1.3	1.50

	<b>Rete autostradale italiana</b>  <b>Monopali di segnalazione – Relazione strutture metalliche</b> <b>Strutture Tipologiche: Monopalo Tipo A – B - C</b>
---	--

**Tabella 8 – Coefficienti di combinazione – SLE-STR**

Combinazione	$G_k$	Vento
SLE-STR	1.0	1.0

### 3. CALCOLO SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Il calcolo delle sollecitazioni viene effettuato mediante un foglio elettronico che elabora i parametri di base dell’installazione, fino a fornire le sollecitazioni lungo le membrature principali in corrispondenza della sezione di attacco della mensola orizzontale (Sezione A), della sezione di sommità del montante metallico (sezione B) e allo spiccato della colonna (Sezione C). Si restituiscono inoltre le sollecitazioni agenti ad intradosso fondazione.

Si evidenzia che, a favore di sicurezza, al fine di non indurre effetti “favorevoli”, il calcolo delle azioni in fondazione viene effettuato considerando l’eccentricità della sagoma del pannello “positiva”; ovvero concorde con il verso delle azioni indotte dal terreno sul plinto.

Il calcolo delle sollecitazioni lungo le membrature in acciaio e sottopiastra viene effettuato con riferimento alle effettive eccentricità.

Per chiarezza, si esplicita nel seguito a titolo esemplificativo l’intero calcolo effettuato per il monopalo Tipo A1. Nella successiva tabella riepilogativa si riassumono i risultati delle analisi relative alle tre tipologie di monopalo e alle rispettive 6 + 2 + 1 sottofamiglie.

Le tabelle seguenti riepilogano le sollecitazioni complessive rilevate ad intradosso fondazione, per i singoli contributi caratteristici e per le combinazioni di interesse, per ciascuna delle installazioni analizzate.

**Calcolo Sollecitazioni e Azioni in fondazione - pannelli SGN**

**Monopalo**

Tipo **A**  
Sub. **1**

1

**Caratteristiche dell'installazione (cfr. schema di riferimento)**

**Localizzazione**

Cat. Sito **III I-II-III-IV-V (categorie secondo NAD EN 1991-1-4)**  
Zona **3 1-2-3-4-5-6-7-8-9**  
 $a_s$  **450 m - quota sito**

**Targa**

Larghezza (B) **2.5 m**  
Altezza (h) **3.6 m**  
Eccentricità geometrica (e) **0.3 m**  
Eccentricità vento (e) \* **0.925 m**  
quota da p.c. (zi) **1.7 m**

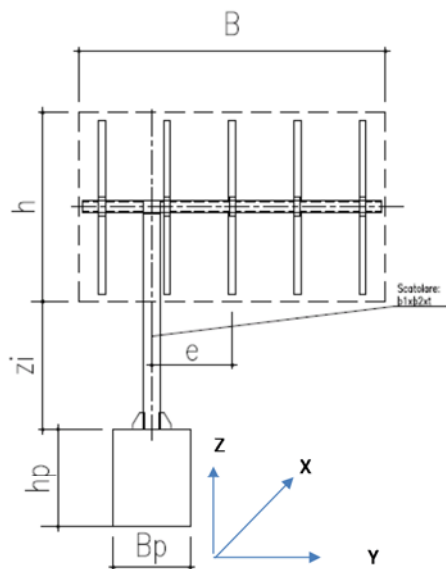
**Struttura di sostegno**

**Montante**

$b_x$  **220 mm**  
 $b_y$  **220 mm**  
t **6 mm**  
 $h_{MONT}$  **3.5 m**  
**traversa**  
 $b_x$  **200 mm**  
 $b_z$  **150 mm**  
t **6 mm**  
l **2.5 m**

**fondazione**

$b_p$  **1.1 m**  
 $l_p$  **2.5 m**  
 $h_p$  **1.3 m**



**Pesi calcolati**

targa	0.77 kN	Alluminio spessore 3 mm (g 27 kN/mc) + 5 % forf.
sostegni targa	1.60 kN	Tubolari phi 90 sp 4 mm passo 500 mm + 5 % forf
montante	1.41 kN	Profilo Quadro, dim. 220 x 220 x 6 mm
traversa	0.80 kN	Profilo Quadro, dim. 200 x 150 x 6 mm
fondazione	89.38 kN	Plinto cls, dim. 1.1 x 2.5 x 1.3 m

\* Si assume una eccentricità accidentale aggiuntiva pari a B/4 per il centro delle pressioni del vento

**Sollecitazioni di verifica della mensola - sezione di attacco (kN e kNm)**

**Sollecitazioni per i singoli valori caratteristici**

Si considera la sezione trasversale dello sbraccio in corrispondenza all'intersezione tra gli assi del montante e dello sbraccio spesso

	N	Tx	Tz	Mx	My	Mz
gk1, installazione	0.00	0.00	1.96	1.52	0.00	0.00
fw	0.00	8.37	0.00	0.00	0.00	12.49

**Sollecitazioni le varie combinazioni di carico**

	N	Tx	Tz	Mx	My	Mz
S.L.U. STR	0.00	12.56	2.55	1.98	0.00	18.73
S.L.E.	0.00	8.37	1.96	1.52	0.00	12.49
S.L.E. freq.	0.00	1.67	1.96	1.52	0.00	2.50
S.L.E. q.p.	0.00	0.00	1.96	1.52	0.00	0.00

Sollecitazioni sommità montante (kN e kNm)								
<b>Sollecitazioni per i singoli valori caratteristici</b>								
	N	Tx	Ty	Mx	My	Mz		
gk1, installazione	-3.16	0.00	0.00	0.95	0.00	0.00		
fw	0.00	13.50	0.00	0.00	0	12.49		
<b>Sollecitazioni le varie combinazioni di carico</b>								
	N	Tx	Ty	Mx	My	Mz		
S.L.U. STR	-4.11	20.25	0.00	1.23	0.00	18.73		
S.L.E.	-3.16	13.50	0.00	0.95	0.00	12.49		
S.L.E. freq.	-3.16	2.70	0.00	0.95	0.00	2.50		
S.L.E. q.p.	-3.16	0.00	0.00	0.95	0.00	0.00		
Sollecitazioni base montante (kN e kNm)								
<b>Sollecitazioni per i singoli valori caratteristici</b>								
	N	Tx	Ty	Mx	My	Mz		
gk1, installazione	-4.57	0.00	0.00	0.95	0.00	0.00		
fw	0.00	14.06	0.00	0.00	47.25	12.49		
<b>Sollecitazioni le varie combinazioni di carico</b>								
	N	Tx	Ty	Mx	My	Mz		
S.L.U. STR	-5.95	21.09	0.00	1.23	70.88	18.73		
S.L.E.	-4.57	14.06	0.00	0.95	47.25	12.49		
S.L.E. freq.	-4.57	2.81	0.00	0.95	9.45	2.50		
S.L.E. q.p.	-4.57	0.00	0.00	0.95	0.00	0.00		
Sollecitazioni fondazione (kN e kNm)								
<b>Sollecitazioni per i singoli valori caratteristici</b>								
	N	Tx	Ty	Mx	My	Mz		
gk1, installazione	-4.57	0.00	0.00	0.95	0.00	0.00		
gk1, plinto	-89.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
fw	0.00	14.06	0.00	0.00	64.8	12.49		
<b>Sollecitazioni per le varie combinazioni di carico</b>								
	ex	ey	N	Tx	Ty	Mx	My	Mz
S.L.U. STR	0.80	0.01	-122.13	21.09	0.00	1.23	97.20	18.73
S.L.U. GEO	0.90	0.01	-93.95	18.28	0.00	0.95	84.24	16.23
S.L.E.	0.69	0.01	-93.95	14.06	0.00	0.95	64.80	12.49
S.L.E. freq.	0.14	0.01	-93.95	2.81	0.00	0.95	12.96	2.50
S.L.E. q.p.	0.00	0.01	-93.95	0.00	0.00	0.95	0.00	0.00
Nota: allo S.L.U. STR le azioni dovute a gk1 sono valutate direttamente con coefficiente 1.3 (max az. assiale)								

### 3.1 Sollecitazioni agenti sulla struttura metallica

Di seguito la tabella riassuntiva con le sollecitazioni nella combinazione SLU STR, utilizzate per la verifica strutturale del portale:



		GEOMETRIA DELLE SEZIONI SIGNIFICATIVE			SEZIONE DI ATTACCO DELLA MENSOLA					
		SCATOLARE SBRACCIO			SEZIONE A					
Tipo	Sub	bx	bz	t	N	Tx	Tz	Mx	My	Mz
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
A	1	0.200	0.150	0.006	0.00	12.56	2.55	1.98	0.00	18.73
A	2	0.200	0.150	0.006	0.00	9.23	2.25	2.31	0.00	17.55
A	3	0.200	0.150	0.006	0.00	10.38	2.43	2.49	0.00	19.74
A	4	0.200	0.150	0.006	0.00	12.68	2.78	2.85	0.00	24.13
A	5	0.200	0.150	0.006	0.00	15.78	3.45	4.40	0.00	36.27
A	6	0.200	0.150	0.006	0.00	17.16	3.87	5.90	0.00	46.13
B	1	0.300	0.150	0.006	0.00	16.14	3.55	3.64	0.00	30.71
B	2	0.300	0.150	0.006	0.00	19.60	4.08	4.18	0.00	37.29
C	1	0.300	0.150	0.006	0.00	31.95	6.76	12.00	0.00	98.21

		GEOMETRIA DELLE SEZIONI SIGNIFICATIVE			SEZIONE DI SOMMITA' DELLA COLONNA					
		SCATOLARE MONTANTE			SEZIONE B					
Tipo	Sub	bx	by	t	N	Tx	Ty	Mx	My	Mz
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
A	1	0.220	0.220	0.006	-4.11	20.25	0.00	1.23	0.00	18.73
A	2	0.220	0.220	0.006	-3.29	13.50	0.00	1.81	0.00	17.55
A	3	0.220	0.220	0.006	-3.55	15.19	0.00	1.95	0.00	19.74
A	4	0.220	0.220	0.006	-4.06	18.56	0.00	2.23	0.00	24.13
A	5	0.220	0.220	0.006	-4.74	21.66	0.00	3.79	0.00	36.27
A	6	0.220	0.220	0.006	-5.08	22.50	0.00	5.33	0.00	46.13
B	1	0.300	0.300	0.006	-5.20	23.63	0.00	2.86	0.00	30.71
B	2	0.300	0.300	0.006	-5.97	28.69	0.00	3.28	0.00	37.29
C	1	0.300	0.300	0.008	-8.57	40.50	0.00	11.14	0.00	98.21

		GEOMETRIA DELLE SEZIONI SIGNIFICATIVE			SEZIONE DI BASE DELLA COLONNA					
		SCATOLARE MONTANTE			SEZIONE C					
Tipo	Sub	bx	by	t	N	Tx	Ty	Mx	My	Mz
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
A	1	0.220	0.220	0.006	-5.95	21.09	0.00	1.23	70.88	18.73
A	2	0.220	0.220	0.006	-4.71	14.34	0.00	1.81	36.45	17.55
A	3	0.220	0.220	0.006	-5.03	16.03	0.00	1.95	42.90	19.74
A	4	0.220	0.220	0.006	-5.68	19.40	0.00	2.23	57.08	24.13
A	5	0.220	0.220	0.006	-6.35	22.50	0.00	3.79	66.59	36.27
A	6	0.220	0.220	0.006	-6.62	23.34	0.00	5.33	66.38	46.13
B	1	0.300	0.300	0.006	-7.68	24.77	0.00	2.86	81.51	30.71
B	2	0.300	0.300	0.006	-8.72	29.84	0.00	3.28	109.73	37.29
C	1	0.300	0.300	0.008	-12.10	41.65	0.00	11.14	149.85	98.21

### 3.2 Sollecitazioni agenti ad intradosso fondazione

Di seguito la tabella riassuntiva con le sollecitazioni utilizzate per le verifiche:

	<b>Azioni in fondazione - Portale A 1</b>					
	N (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
S.L.U. STR	-122.13	21.09	0.00	1.23	97.20	18.73
S.L.U. GEO	-93.95	18.28	0.00	0.95	84.24	16.23
S.L.E.	-93.95	14.06	0.00	0.95	64.80	12.49
S.L.E. freq.	-93.95	2.81	0.00	0.95	12.96	2.50
S.L.E. q.p.	-93.95	0.00	0.00	0.95	0.00	0.00

	<b>Azioni in fondazione - Portale A 2</b>					
	N (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
S.L.U. STR	-120.90	14.34	0.00	1.81	54.00	17.55
S.L.U. GEO	-93.00	12.43	0.00	1.39	46.80	15.21
S.L.E.	-93.00	9.56	0.00	1.39	36.00	11.70
S.L.E. freq.	-93.00	1.91	0.00	1.39	7.20	2.34
S.L.E. q.p.	-93.00	0.00	0.00	1.39	0.00	0.00

	<b>Azioni in fondazione - Portale A 3</b>					
	N (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
S.L.U. STR	-121.22	16.03	0.00	1.95	62.65	19.74
S.L.U. GEO	-93.25	13.89	0.00	1.50	54.30	17.11
S.L.E.	-93.25	10.69	0.00	1.50	41.77	13.16
S.L.E. freq.	-93.25	2.14	0.00	1.50	8.35	2.63
S.L.E. q.p.	-93.25	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00

	<b>Azioni in fondazione - Portale A 4</b>					
	N (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
S.L.U. STR	-121.86	19.40	0.00	2.23	81.21	24.13
S.L.U. GEO	-93.74	16.82	0.00	1.72	70.38	20.91
S.L.E.	-93.74	12.94	0.00	1.72	54.14	16.09
S.L.E. freq.	-93.74	2.59	0.00	1.72	10.83	3.22
S.L.E. q.p.	-93.74	0.00	0.00	1.72	0.00	0.00

	<b>Azioni in fondazione - Portale A 5</b>					
	N (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
S.L.U. STR	-122.54	22.50	0.00	3.79	94.75	36.27
S.L.U. GEO	-94.26	19.50	0.00	2.92	82.11	31.44
S.L.E.	-94.26	15.00	0.00	2.92	63.16	24.18
S.L.E. freq.	-94.26	3.00	0.00	2.92	12.63	4.84
S.L.E. q.p.	-94.26	0.00	0.00	2.92	0.00	0.00

	<b>Azioni in fondazione - Portale A 6</b>					
	N (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
S.L.U. STR	-122.81	23.34	0.00	5.33	95.63	46.13
S.L.U. GEO	-94.47	20.23	0.00	4.10	82.88	39.98
S.L.E.	-94.47	15.56	0.00	4.10	63.75	30.75
S.L.E. freq.	-94.47	3.11	0.00	4.10	12.75	6.15
S.L.E. q.p.	-94.47	0.00	0.00	4.10	0.00	0.00

<b>Azioni in fondazione - Portale B 1</b>						
	N (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
S.L.U. STR	-177.33	24.77	0.00	2.86	116.94	30.71
S.L.U. GEO	-136.41	21.47	0.00	2.20	101.35	26.62
S.L.E.	-136.41	16.52	0.00	2.20	77.96	20.48
S.L.E. freq.	-136.41	3.30	0.00	2.20	15.59	4.10
S.L.E. q.p.	-136.41	0.00	0.00	2.20	0.00	0.00

<b>Azioni in fondazione - Portale B 2</b>						
	N (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
S.L.U. STR	-178.37	29.84	0.00	3.28	152.76	37.29
S.L.U. GEO	-137.21	25.86	0.00	2.53	132.39	32.32
S.L.E.	-137.21	19.89	0.00	2.53	101.84	24.86
S.L.E. freq.	-137.21	3.98	0.00	2.53	20.37	4.97
S.L.E. q.p.	-137.21	0.00	0.00	2.53	0.00	0.00

<b>Azioni in fondazione - Portale C 1</b>						
	N (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
S.L.U. STR	-234.76	41.65	0.00	11.14	218.70	98.21
S.L.U. GEO	-180.58	36.09	0.00	8.57	189.54	85.12
S.L.E.	-180.58	27.77	0.00	8.57	145.80	65.48
S.L.E. freq.	-180.58	5.55	0.00	8.57	29.16	13.10
S.L.E. q.p.	-180.58	0.00	0.00	8.57	0.00	0.00

#### 4. VERIFICHE STRUTTURALI

##### 4.1 Verifica delle sezioni in carpenteria metallica

Le verifiche vengono effettuate con riferimento ai criteri generali contenuti in EN 1991-1-3. Il profilo del montante è considerato in classe 3 o 4 in funzione delle caratteristiche geometriche e dello stato tensionale insistente.

Si terrà pertanto conto, nella verifica per tensioni normali, dell'effetto del local buckling, effettuando le verifiche tensionali con il metodo della sezione ridotta (cfr. EN 1993-1-5).

La tensione di riferimento risulta, previa applicazione di  $\gamma_{m0} = 1.05$ :  $f_{yd} = 338$  MPa.

La sovrapposizione degli effetti di M/N con quelli di V/T verrà effettuata solo in caso di presenza di interazione tra i due fenomeni.

Le verifiche vengono effettuate in automatico, estraendo per la combinazione S.L.U., il massimo rapporto di sfruttamento per tensioni normali e taglianti.

Di seguito si riporta, per tutti i portali, la sintesi delle sollecitazioni di progetto S.L.U. ed il massimo rapporto di sfruttamento rilevato per tensioni normali e taglianti.

A titolo esemplificativo si riporta nel seguito la verifica esplicita della sezione dello sbraccio (Sezione A) del portale tipo A1.

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

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

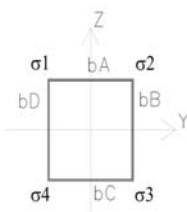
Azioni di verifica agli SLU:

SEZ VERIFICA		Geometria del profilo in acciaio:									Coord. G <sub>SEZ_LORDA</sub>			
Tipo	Sezione	L <sub>i</sub> (m)	L <sub>j</sub> (m)	s (m)	A (m <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> (m <sup>4</sup> )	A <sub>v,1</sub> (m <sup>2</sup> )	A <sub>v,2</sub> (m <sup>2</sup> )	W <sub>x</sub> (m <sup>3</sup> )	W <sub>y</sub> (m <sup>3</sup> )	2*Ω*t (m <sup>3</sup> )	Y <sub>G</sub> (m)	Z <sub>G</sub> (m)
A1	SEZIONE A	0.2	0.15	0.006	0.0041	0.0000	0.0000	0.0024	0.0018	0.0002	0.0002	0.0003	0	0

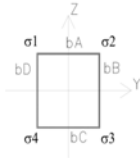
SEZIONE A					
Assiale (kN)	Vi (kN)	Vj (kN)	Torcente (kNm)	Mi (kNm)	Mj (kNm)
0.00	12.56	2.55	0.00	1.98	18.73

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> (-)
355000	1.05	1.05

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



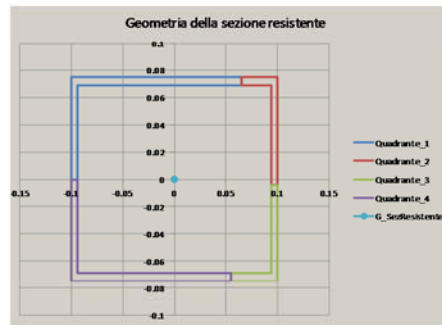
Acciaio		
fyk	γM0	γM1
355000	1.05	1.05

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

SEZIONE A														Tensioni di compressione sono positive:															
Assiale	V1	V2	Torcente	M1	M2	Azioni taglianti e torcenti		Azione assiale				Momento Biflettente (MY)				Momento Biflettente (MZ)				Tensioni risultanti:									
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	Vi - Torcente	Vj - Torcente	σ1	σ2	σ3	σ4	σ1	σ2	σ3	σ4	σ1	σ2	σ3	σ4	σ1	σ2	σ3	σ4						
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kN/m²)	(kN/m²)	(kN/m²)	(kN/m²)	(kN/m²)	(kN/m²)	(kN/m²)	(kN/m²)	(kN/m²)	(kN/m²)	(kN/m²)	(kN/m²)	(kN/m²)	(kN/m²)	(kN/m²)	(kN/m²)						
0.00	12.56	2.55	0.00	1.98	18.73	5231	1417	0	0	0	0	-9831	9831	9831	9831	-79416	79416	79416	79416	-89247	69585	89247	-69585						

ITERAZIONE N. 03

SEZIONE A - ITERAZIONE N. 03																							
Assiale	V1	V2	Torcente	M1	M2	Azioni taglianti e torcenti		Azione assiale				Momento Biflettente (MY)				Momento Biflettente (MZ)				Tensioni risultanti:			
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	Vi - Torcente	Vj - Torcente	σ1	σ2	σ3	σ4	σ1	σ2	σ3	σ4	σ1	σ2	σ3	σ4	σ1	σ2	σ3	σ4
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kN/m²)	(kN/m²)	(kN/m²)	(kN/m²)	(kN/m²)	(kN/m²)	(kN/m²)	(kN/m²)	(kN/m²)	(kN/m²)	(kN/m²)	(kN/m²)	(kN/m²)	(kN/m²)	(kN/m²)	(kN/m²)
0.00	12.56	2.55	0.00	1.98	18.73	5231	1417	0	0	0	0	-9831	9831	9831	9831	-79416	79416	79416	79416	-89247	69585	89247	-69585



Caratteristiche della sezione EFFICACE - Effetto del Local Buckling

Azione assiale - Momento Biflettente (MY) - Momento Biflettente (MZ)																				
bA				bB				bC				bD								
ψ	ko	λ	ρ	bEFF	ψ	ko	λ	ρ	bEFF	ψ	ko	λ	ρ	bEFF	ψ	ko	λ	ρ	bEFF	
(-)	(-)	(-)	(-)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(m)	
-1.29256806	31.15622608	0.258	1.000	0.09	0.779682	4.481629	0.511	1.000	0.15	-0.779681904	18.659712	0.334	1.000	0.11	Lato Teso	Lato Teso	Lato Teso	Lato Teso	1.000	0.15

Azioni Sollecitanti Agenti sulla sezione Efficace:

$$\eta = \frac{N_{Ed}}{F_y A_{eff}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{y,Ed} e_{y,Ed}}{F_y W_{y,eff}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{z,Ed} e_{z,Ed}}{F_y W_{z,eff}} \leq 1.0 \quad (EN 1993-1-5; 4.6)$$

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

η<sub>0</sub> = A + B + C

SEZIONE A						A	B	C	η <sub>0</sub> = A + B + C	Verifica
Assiale	V1	V2	Torcente	M1 - Eff	M2 - Eff	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
0	13	3	0	2	19	0.000	0.029	0.235	0.264	Sez. Verticale

**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	0.814	59	33	25

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:

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

	$\sigma_{cr}$ (MPa)	$a$ (m)	$k\tau$ (-)	$\tau_{cr}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$\lambda_w$ (-)	$\chi(\lambda)$ (-)	$V_{bw,Rd}$ (kN)	(EN 1993-1-5; 5.3 - EN 1993-1-5; Annesso A)
$L_y$	171	100	5.34	913143	0.474	1.000	234	
$L_z$	304	100	5.34	1623363	0.355	1.000	176	

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

	Azioni taglianti e torcenti		Verifiche di resistenza:			
	$V_i$ - Torcente (kN)	$V_j$ - Torcente (kN)	$\eta_3$ (-)	$\eta_3$ (-)	Verifica (-)	Interaz. V-M (-)
A1 - SEZIONE A	6	1	0.03	0.01	Sez. Verificata	Nessuna Interaz.

Di seguito la tabella riassuntiva coi risultati in termini di coefficienti di sfruttamento  $\eta_1$  e  $\eta_4$  per tutte le sezioni e per le varie tipologie di portale.

**Coefficienti di sfruttamento (SLU-A1):**

	Tipo Portale (-)	$\eta_1$ (-)	$\eta_3$ (-)
SEZIONE A	A 1	0.264	0.027
	A 2	0.254	0.020
	A 3	0.284	0.022
	A 4	0.344	0.027
	A 5	0.520	0.034
	A 6	0.665	0.037
	B 1	0.255	0.023
	B 2	0.307	0.028
	C 1	0.819	0.045
SEZIONE B	A 1	0.013	0.214
	A 2	0.018	0.190
	A 3	0.019	0.214
	A 4	0.022	0.261
	A 5	0.036	0.380
	A 6	0.050	0.474
	B 1	0.018	0.185
	B 2	0.020	0.225
	C 1	0.043	0.412
SEZIONE C	A 1	0.634	0.216
	A 2	0.334	0.191
	A 3	0.392	0.215
	A 4	0.518	0.263
	A 5	0.611	0.382
	A 6	0.619	0.475
	B 1	0.440	0.187
	B 2	0.590	0.227
	C 1	0.565	0.413

Le verifiche sono soddisfatte.

#### 4.2 Verifica delle saldature a cordone d'angolo

Come anticipato, le saldature di connessione tra gli scatolari a costituire la colonna montante e lo sbraccio orizzontale e le piastre bullonate sono realizzate a cordone d'angolo.

Di seguito si riassumono le verifiche di resistenza in ottemperanza a quanto disposto in NTC 2008.

A favore di sicurezza e per brevità, si considera il solo contributo resistente delle saldature afferenti al perimetro della sezione scatolare, omettendo il contributo dei piatti di irrigidimento.

A titolo esemplificativo si esplicita la verifica in dettaglio condotta per la sezione di sommità del montante.

A seguire si riporta la tabella riassuntiva contenente i risultati di verifica, in termini di maggior coefficiente di sfruttamento della sezione saldata, per tutti i portali e per le sezioni di sommità e base della colonna.



**Rete autostradale italiana**

**Monopali di segnalazione – Relazione strutture metalliche  
Strutture Tipologiche: Monopalo Tipo A – B - C**

Sezione di base della colonna montante:



**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:		
Tipo	Sezione	$L_1$ (m)	$L_2$ (m)	s (m)
<b>A1</b>	<b>SEZIONE B</b>	<b>0.22</b>	<b>0.22</b>	<b>0.006</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)	$\sqrt{\sigma_1^2 + \tau_1^2} \leq \beta_1 \cdot f_y$	$f_y$ (MPa)	$\beta_1$ (-)	$\beta_2$ (-)	$\beta_1 \cdot f_y$ (-)	$\beta_2 \cdot f_y$ (-)
(B)	$ \sigma_1  \leq \beta_2 \cdot f_y$	<b>355</b>	<b>0.70</b>	<b>0.85</b>	249	302

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.

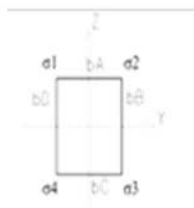
n-CORDONI	a/s	$S_{MIN-SALDAT}$	$a_{RES-TOT}$
(-)	(-)	(m)	(m)
<b>1</b>	<b>1.00</b>	0.008	0.006

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

$A_{SALDAT}$	$I_1$	$I_2$	$W_1$	$W_2$	$S^*_{v1}$	$S^*_{v2}$	$2^* \Omega^* t$
(m <sup>2</sup> )	(m <sup>4</sup> )	(m <sup>4</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>2</sup> )	(m <sup>2</sup> )	(m <sup>3</sup> )
0.0051	0.0000	0.0000	0.0004	0.0004	0.0001	0.0001	0.0005

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



Determinazione dei  $\sigma$  negli spigoli della sezione:

	Compila' Sez Verifica'					
	Assiale (kN)	Vi (kN)	Vj (kN)	Torcente (kNm)	Mi (kNm)	Mj (kNm)
A1 - SEZIONE B	-4.11	20.25	0.00	18.73	1.23	0.00

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

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

	Tensioni parallele				Tensioni perpendicolari			
	$\tau_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_3$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_4$ (kN/m <sup>2</sup> )	$t_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$t_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	$t_3$ (kN/m <sup>2</sup> )	$t_4$ (kN/m <sup>2</sup> )
A1 - SEZIONE B	-27839	27839	40330	-40330	-2659	-2659	4260	4260

Verifica di resistenza della saldatura:

	Formula (A)				Formula (B)			
	Spigolo 1 (kN/m <sup>2</sup> )	Spigolo 2 (kN/m <sup>2</sup> )	Spigolo 3 (kN/m <sup>2</sup> )	Spigolo 4 (kN/m <sup>2</sup> )	Spigolo 1 (kN/m <sup>2</sup> )	Spigolo 2 (kN/m <sup>2</sup> )	Spigolo 3 (kN/m <sup>2</sup> )	Spigolo 4 (kN/m <sup>2</sup> )
A1 - SEZIONE B	27966	27966	40554	40554	2659	2659	4260	4260
$\eta_{MAX}$	<b>0.163</b>				<b>0.014</b>			

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

	Tensioni parallele				Tensioni perpendicolari			
	$\tau_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_3$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_4$ (kN/m <sup>2</sup> )	$n_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$n_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	$n_3$ (kN/m <sup>2</sup> )	$n_4$ (kN/m <sup>2</sup> )
A1 - SEZIONE B	-27839	27839	40330	-40330	-2659	-2659	4260	4260

Verifica di resistenza della saldatura:

	Formula (A)				Formula (B)			
	Spigolo 1 (kN/m <sup>2</sup> )	Spigolo 2 (kN/m <sup>2</sup> )	Spigolo 3 (kN/m <sup>2</sup> )	Spigolo 4 (kN/m <sup>2</sup> )	Spigolo 1 (kN/m <sup>2</sup> )	Spigolo 2 (kN/m <sup>2</sup> )	Spigolo 3 (kN/m <sup>2</sup> )	Spigolo 4 (kN/m <sup>2</sup> )
A1 - SEZIONE B	27966	27966	40554	40554	2659	2659	4260	4260
$\eta_{MAX}$	<b>0.163</b>				<b>0.014</b>			

Le verifiche sono soddisfatte.

Di seguito la tabella riassuntiva coi risultati in termini di coefficienti di sfruttamento  $\eta_{MAX}$  per tutte le sezioni saldate e per le varie tipologie di portale.

## Coefficienti di sfruttamento (SLU-A1):

	Tipo Portale (-)	$\eta_{1MAX}$ (-)
SEZIONE B	A 1	<b>0.163</b>
	A 2	<b>0.147</b>
	A 3	<b>0.165</b>
	A 4	<b>0.202</b>
	A 5	<b>0.296</b>
	A 6	<b>0.371</b>
	B 1	<b>0.142</b>
	B 2	<b>0.172</b>
	C 1	<b>0.322</b>
SEZIONE C	A 1	<b>0.834</b>
	A 2	<b>0.459</b>
	A 3	<b>0.536</b>
	A 4	<b>0.703</b>
	A 5	<b>0.851</b>
	A 6	<b>0.893</b>
	B 1	<b>0.525</b>
	B 2	<b>0.697</b>
	C 1	<b>0.802</b>

Le verifiche sono soddisfatte.

#### 4.3 Verifica dei giunti di connessione

La struttura si realizzerà in stabilimento per conci, 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 cordone d'angolo.

Le giunzioni tra conci, invece, si realizzeranno in situ con giunti bullonati agenti "a taglio".

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 hanno due giunzioni bullonate per la parte in elevazione, corrispondenti alle sezioni "Sez B" e Sez C" (base connessa alla fondazione con un sistema di tirafondi).

Si prescrivono bulloni ad alta resistenza di classe 8.8 per le connessioni aeree; per la connessione alla base tirafondi di lunghezza variabile e dipendente dalla tipologia di monolapo (vedi elaborati grafici dedicati), con caratteristiche minime equivalenti ai bulloni di classe 8.8.

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.

Per ciascuna tipologia di portale si è verificata la sezione appartenente alla sottofamiglia soggetta alla maggiore sollecitazione (A1-A6; B1-B2; C1). La medesima sezione ha le stesse caratteristiche geometriche per tutte le sottofamiglie di portali appartenente alla stessa tipologia. I risultati della verifica risultano quindi validi per tutte le sottofamiglie della stessa tipologia.

La scelta della specifica giunzione da sottoporre a verifica della bullonatura è stata fatta utilizzando i maggiori coefficienti di sfruttamento delle sezioni metalliche.

##### 4.3.1 Portale tipo A - Verifica del giunto di sommità della colonna (Sez. B)

Per i dettagli geometrici delle giunzioni si rimanda agli elaborati grafici dedicati.

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:**

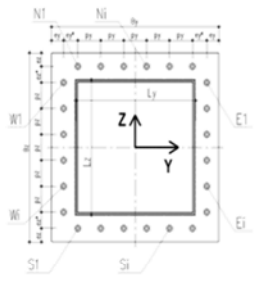
(NTC 2008; 4.2.8 - Giunzioni a taglio; EN 1993-1-8 - 3.6)

Classe Bulloni	$f_u$ (MPa)	$f_{t, ACCIAIO}$ (MPa)	$\gamma_{M2}$ (-)
8.8	800	355	1.25

**Azioni di verifica agli SLU:**

Progress. Generale 15	SEZ VERIFICA		Geometria del profilo in acciaio:		
	Tipo	Sezione	$L_1$ (m)	$L_2$ (m)	s (m)
	A6	SEZIONE B	0.22	0.22	0.006

Verifica SLU - STR						
	Assiale (kN)	$V_{ij}$ (kN)	$V_{ij}$ (kN)	Torcente (kNm)	$M_i$ (kNm)	$M_j$ (kNm)
Tipo A6 - SEZIONE B	-5.08	22.50	0.00	22.50	46.13	5.33



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

Numero dei bulloni									
$n_{N-S(i)}$ (-)	$n_{E-W(i)}$ (-)	$\Phi_{BULLONE}$ (mm)	$A_{NOM BULLONE}$ (mm <sup>2</sup> )	$\Phi_{BULL FILETTO}$ (mm)	$A_{RES BULLONE}$ (mm <sup>2</sup> )				
2	3	18	254	15.8	192				
$B_1$ (m)	$B_2$ (m)	$S_{PIASTRA}$ (m)	$e_1$ (m)	$e_1^*$ (m)	$e_2$ (m)	$e_2^*$ (m)	$P_1$ (m)	$P_2$ (m)	
0.35	0.22	0.01	0.035	0	0.035	0	0.2800	0.0750	

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

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

$A_{RES BULLONATURA}$ (m <sup>2</sup> )	$I_{YG, TOTALE}$ (m <sup>4</sup> )	$I_{ZG, TOTALE}$ (m <sup>4</sup> )	$N_{MAX}$ (compres) (kN)	$N_{MAX}$ (traz) (kN)
0.00115	0.000004	0.000023	-18.61	16.92

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

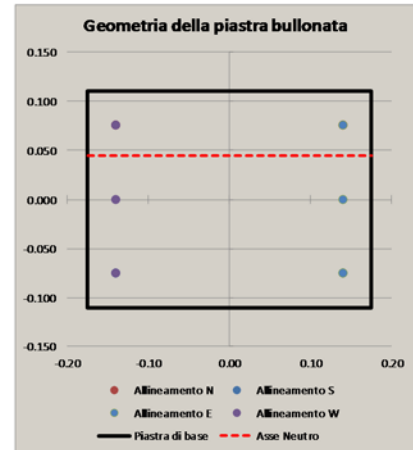
Analisi B) significativa (-)	$\sigma_C$ (Mpa)	$\sigma_T$ (Mpa)	$N_{MAX}$ (traz) (kN)
5	2.70	68	13.06

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

Taglio		Torsione		$V_{1, MAX}$ (kN)
$V_{Y1}$ (kN)	$V_{Z1}$ (kN)	$V_{Y1, MAX}$ (kN)	$V_{Z1, MAX}$ (kN)	
3.75	0.00	24.69	46.09	54.16

**Sollecitazioni di verifica:**

Taglio	Trazione	Compressione
$F_{V1d}$ (kN)	$F_{T1d}$ (kN)	$F_{C1d}$ (kN)
54.16	16.92	-18.61



Resistenza dei bulloni:  
(NTC 2008, 4.2.8.1.1)

Geometria del giunto:

	(mm)
$e_1$	35
$e_2$	35
$d_b$	19,5
$p_1$	75
$p_2$	75
$d_m$	26

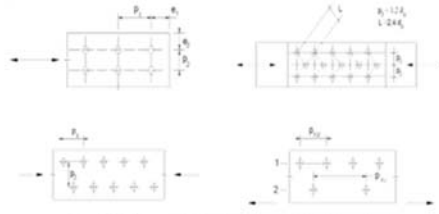


Figura 4.2.3 - Disposizione dei fori per la realizzazione di unioni bullonate a chiodate

$\alpha$	k	Taglio su filettatura
(-)	(-)	(-)
0.598	2.5	S

Resistenze elementari:		(kN)
Taglio del bullone	$F_{v,Rd}$	73.73
Rifollamento	$F_{t,Rd}$	76.46
Trazione	$F_{t,Rd}$	110.59
Punzonamento	$B_{p,Rd}$	139.19

	(kN) - c.u.	
Resistenza a taglio	73.73	Verificato
Resistenza a trazione	110.59	Verificato
$F_{t,E}/F_{t,Rd}$	0.15	Verificato
Verifica combinata	0.84	Verificato

Le verifiche risultano soddisfatte.

#### 4.3.2 Portale tipo B - Verifica del giunto di sommità della colonna (Sez. B)

Per i dettagli geometrici delle giunzioni si rimanda agli elaborati grafici dedicati.

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:**

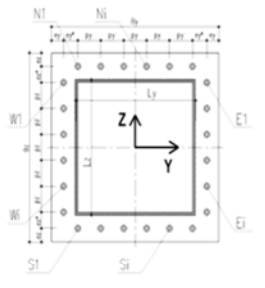
(NTC 2008; 4.2.8 - Giunzioni a taglio; EN 1993-1-8 - 3.6)

Classe Bulloni	$f_u$ (MPa)	$f_{t, ACCIAIO}$ (MPa)	$\gamma_{M2}$ (-)
8.8	800	355	1.25

**Azioni di verifica agli SLU:**

Progress. Generale 17	SEZ VERIFICA		Geometria del profilo in acciaio:		
	Tipo	Sezione	$L_1$ (m)	$L_2$ (m)	s (m)
	B2	SEZIONE B	0.3	0.3	0.006

Verifica SLU - STR							
	Assiale (kN)	$V_{ij}$ (kN)	$V_{ij}$ (kN)	$V_{ij}$ (kN)	Torcente (kNm)	Mi (kNm)	Mj (kNm)
Tipo B2 - SEZIONE B	-5.97	28.69	0.00	28.69	37.29	3.28	0.00



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

Numero dei bulloni									
$n_{N-S}()$ (-)	$n_{E-W}()$ (-)	$\Phi_{BULLONE}$ (mm)	$A_{NOM BULLONE}$ (mm <sup>2</sup> )	$\Phi_{BULL-FILETTO}$ (mm)	$A_{RES BULLONE}$ (mm <sup>2</sup> )				
2	4	18	254	15.6	192				
$B_1$ (m)	$B_2$ (m)	$S_{PIASTRA}$ (m)	$e_1$ (m)	$e_1^*$ (m)	$e_2$ (m)	$e_2^*$ (m)	$P_1$ (m)	$P_2$ (m)	
0.45	0.3	0.01	0.035	0	0.0375	0	0.3800	0.0750	

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

**Procedura A)**

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

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

$A_{RES BULLONATURA}$ (m <sup>2</sup> )	$I_{YG, TOTALE}$ (m <sup>4</sup> )	$I_{ZG, TOTALE}$ (m <sup>4</sup> )	$N_{MAX} (compres)$ (kN)	$N_{MAX} (traz)$ (kN)
0.00154	0.000011	0.000055	-7.31	5.82

**Procedura B)**

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

(Sollecitazione determinata in presso-flessione deviata)

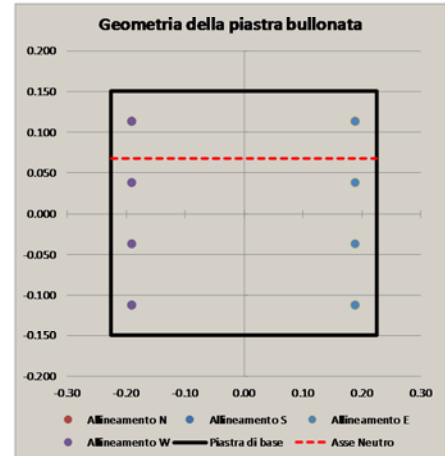
Analisi B) significativa (-)	$\sigma_c$ (Mpa)	$\sigma_t$ (Mpa)	$N_{MAX} (traz)$ (kN)
5	0.80	21	4.03

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

Taglio		Torsione		$V_{1, MAX}$ (kN)
$V_{Y1}$ (kN)	$V_{Z1}$ (kN)	$V_{Y1, MAX}$ (kN)	$V_{Z1, MAX}$ (kN)	
3.99	0.00	12.16	20.54	25.88

**Sollecitazioni di verifica:**

Taglio	Trazione	Compressione
$F_{V,1d}$ (kN)	$F_{T,1d}$ (kN)	$F_{C,1d}$ (kN)
25.88	5.82	-7.31



Resistenza dei bulloni:

(NTC 2008, 4.2.8.1.1)

Geometria del giunto:

	(mm)
$e_1$	35
$e_2$	35
$d_0$	19.5
$p_1$	75
$p_2$	75
$d_m$	28

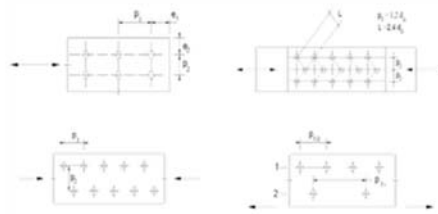


Figura 4.2.3 - Disposizione dei fori per la realizzazione di anelli bullonati o chiodati

$\alpha$ (-)	k (-)	Taglio su filettatura (-)
0.598	2.5	S

Resistenze elementari:		(kN)
Taglio del bullone	$F_{v,Rd}$	73.73
Rifollamento	$F_{b,Rd}$	76.46
Trazione	$F_{t,Rd}$	110.59
Punzonamento	$B_{p,Rd}$	149.89

	(kN) - c.u.	
Resistenza a taglio	73.73	Verificato
Resistenza a trazione	110.59	Verificato
$F_{t,Ed}/F_{t,Rd}$	0.05	Verificato
Verifica combinata	0.39	Verificato

Le verifiche risultano soddisfatte.

#### 4.3.3 Portale tipo C - Verifica del giunto di sommità della colonna (Sez. B)

Per i dettagli geometrici delle giunzioni si rimanda agli elaborati grafici dedicati.

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:**

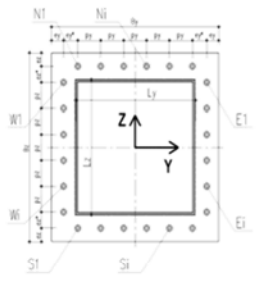
(NTC 2008; 4.2.8 - Giunzioni a taglio; EN 1993-1-8 - 3.6)

Classe Bulloni	$f_u$ (MPa)	$f_y$ ACCIAIO (MPa)	$\gamma_{M2}$ (-)
8.8	800	355	1.25

**Azioni di verifica agli SLU:**

Progress. Generale	SEZ VERIFICA		Geometria del profilo in acciaio:		
	Tipo	Sezione	$L_1$ (m)	$L_2$ (m)	s (m)
18	C1	SEZIONE B	0.3	0.3	0.008

Verifica SLU - STR							
	Assiale (kN)	$V_{ij}$ (kN)	$V_{ij}$ (kN)	$V_{ij}$ (kN)	Torcente (kNm)	$M_i$ (kNm)	$M_j$ (kNm)
Tipo C1 - SEZIONE B	-8.57	40.50	0.00	40.50	98.21	11.14	0.00



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

Numero dei bulloni		Geometria del giunto bullonato (piastra):												
$n_{N-S(i)}$ (-)	$n_{N-W(i)}$ (-)	$\Phi_{BULLONE}$ (mm)	$A_{NOM. BULLONE}$ (mm <sup>2</sup> )	$\Phi_{BULL-FILLETTO}$ (mm)	$A_{RES. BULLONE}$ (mm <sup>2</sup> )	$B_1$ (m)	$B_2$ (m)	$s_{PIASTRA}$ (m)	$e_1$ (m)	$e_1^*$ (m)	$e_2$ (m)	$e_2^*$ (m)	$P_1$ (m)	$P_2$ (m)
2	4	20	314	17.7	245	0.45	0.3	0.01	0.035	0	0.0375	0	0.3800	0.0750

**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.)

$A_{RES. BULLONATURA}$ (m <sup>2</sup> )	$I_{Y-G. TOTALE}$ (m <sup>4</sup> )	$I_{Z-G. TOTALE}$ (m <sup>4</sup> )	$N_{MAX}$ (compres) (kN)	$N_{MAX}$ (traz) (kN)
0.00196	0.000014	0.000071	-23.35	21.21

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

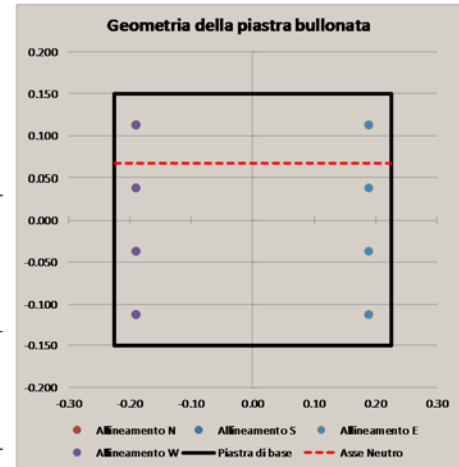
Analisi B) significativa (-)	$\sigma_c$ (Mpa)	$\sigma_s$ (Mpa)	$N_{MAX}$ (traz) (kN)
5	2.50	64	15.68

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

Taglio		Torsione		$V_{1, MAX}$ (kN)
$V_{11}$ (kN)	$V_{21}$ (kN)	$V_{11, MAX}$ (kN)	$V_{21, MAX}$ (kN)	
5.06	0.00	32.02	54.08	65.57

**Sollecitazioni di verifica:**

Taglio	Trazione	Compressione
$F_{V,Ed}$ (kN)	$F_{T,Ed}$ (kN)	$F_{C,Ed}$ (kN)
65.57	21.21	-23.35



Resistenza dei bulloni:  
(NTC 2008, 4.2.8.1.1)

Geometria del giunto:

	(mm)
$e_1$	35
$e_2$	35
$d_0$	21
$p_1$	75
$p_2$	75
$d_m$	28

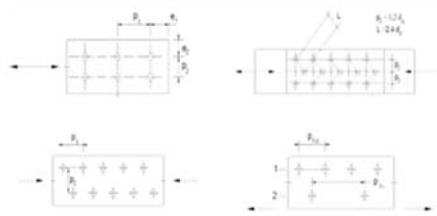


Figura 4.2.3 - Disposizione dei fori per la realizzazione di anelli bullonati o chiodati

$\alpha$ (-)	k (-)	Taglio su flettatura (-)
0.556	2.5	S

Resistenze elementari:		(kN)
Taglio del bullone	$F_{v,Rd}$	94.08
Rifollamento	$F_{b,Rd}$	78.89
Trazione	$F_{t,Rd}$	141.12
Punzonamento	$B_{p,Rd}$	149.89

	(kN) - c.u.	
Resistenza a taglio	78.89	Verificato
Resistenza a trazione	141.12	Verificato
$F_{t,Ed}/F_{t,Rd}$	0.15	Verificato
Verifica combinata	0.94	Verificato

Le verifiche risultano soddisfatte.

#### 4.3.4 Portale tipo A - Verifica del giunto di base della colonna (Sez. C)

Per i dettagli geometrici delle giunzioni si rimanda agli elaborati grafici dedicati.

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:**

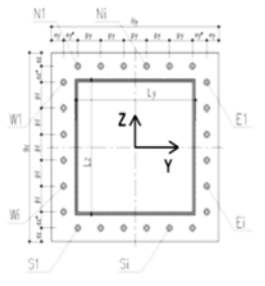
(NIC 2008; 4.2.8 - Giunzioni a taglio; EN 1993-1-8 - 3.6)

Classe Bulloni	$f_u$ (MPa)	$f_{t, ACCIAIO}$ (MPa)	$\gamma_{M2}$ (-)
8.8	800	355	1.25

**Azioni di verifica agli SLU:**

Progress. Generale 24	SEZ VERIFICA		Geometria del profilo in acciaio:		
	Tipo	Sezione	$L_1$ (m)	$L_2$ (m)	s (m)
	A6	SEZIONE C	0.22	0.22	0.006

Verifica SLU - STR							
	Assiale (kN)	$V_i$ (kN)	$V_j$ (kN)	$V_{ij}$ (kN)	Torcente (kNm)	Mi (kNm)	Mj (kNm)
Tipo A6 - SEZIONE C	-6.62	23.34	0.00	23.34	46.13	5.33	66.38



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

Numero dei bulloni		Geometria del giunto bullonato (piastra)												
$n_{N-S(0)}$ (-)	$n_{E-W(0)}$ (-)	$\Phi_{BULLONE}$ (mm)	$A_{NOM. BULLONE}$ (mm <sup>2</sup> )	$\Phi_{BULL-FILETTO}$ (mm)	$A_{RES. BULLONE}$ (mm <sup>2</sup> )	$B_1$ (m)	$B_2$ (m)	$s_{PIASTRA}$ (m)	$e_1$ (m)	$e_1^*$ (m)	$e_2$ (m)	$e_2^*$ (m)	$P_1$ (m)	$P_2$ (m)
3	3	20	314	17.7	245	0.5	0.5	0.02	0.07	0	0.07	0	0.1800	0.1800

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

**Procedura A) Azioni sui bulloni - Bulloni sollecitati in compressione e trazione:**  
(ad esempio: piastre di base sostenute da contodado 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> )	$N_{MAX}$ (compres) (kN)	$N_{MAX}$ (traz) (kN)
0.00196	0.000048	0.000048	-67.22	65.57

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

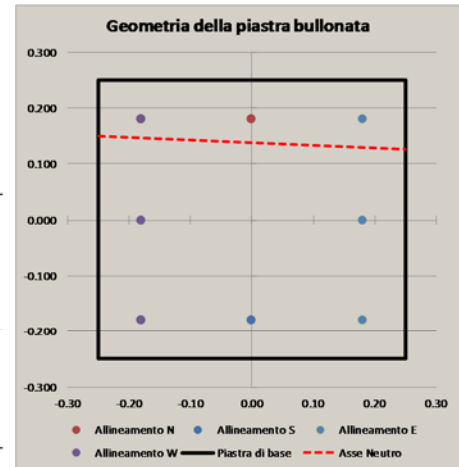
Analisi B) significativa (-)	$\sigma_c$ (Mpa)	$\sigma_s$ (Mpa)	$N_{MAX}$ (traz) (kN)
S	6.10	208	50.96

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

Taglio		Torsione		$V_i$ MAX (kN)
$V_{Yi}$ (kN)	$V_{Zi}$ (kN)	$V_{Yi}$ MAX (kN)	$V_{Zi}$ MAX (kN)	
2.92	0.00	21.35	21.35	32.33

**Sollecitazioni di verifica:**

Taglio	Trazione	Compressione
$F_{V,Ed}$ (kN)	$F_{T,Ed}$ (kN)	$F_{C,Ed}$ (kN)
32.33	65.57	-67.22

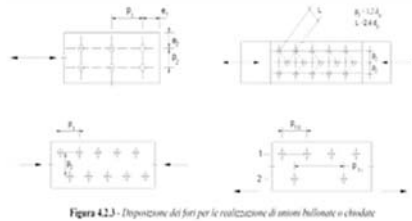


Resistenza dei bulloni:

(NTC 2008, 4.2.8.1.1)

Geometria del giunto:

	(mm)
$e_1$	70
$e_2$	70
$d_0$	21
$p_1$	180
$p_2$	180
$d_m$	26



$\alpha$	k	Taglio su filettatura
(-)	(-)	(-)
1.000	2.5	S

Resistenze elementari:		(kN)
Taglio del bullone	$F_{t,rd}$	94.08
Rifollamento	$F_{b,rd}$	284.00
Trazione	$F_{t,rd}$	141.12
Punzonamento	$B_{p,rd}$	278.37

	(kN) - c.u.	
Resistenza a taglio	94.08	Verificato
Resistenza a trazione	141.12	Verificato
$F_{t,td}/F_{t,rd}$	0.46	Verificato
Verifica combinata	0.68	Verificato

Le verifiche risultano soddisfatte.

#### 4.3.5 Portale tipo B - Verifica del giunto di base della colonna (Sez. C)

Per i dettagli geometrici delle giunzioni si rimanda agli elaborati grafici dedicati.

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:**

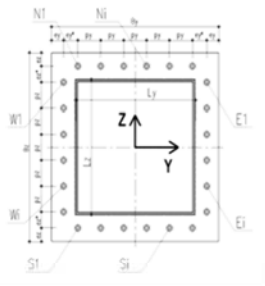
(NIC 2008; 4.2.8 - Giunzioni a taglio; EN 1993-1-8 - 3.6)

Classe Bulloni	$f_u$ (MPa)	$f_{t, ACCIAIO}$ (MPa)	$\gamma_{M2}$ (-)
8.8	800	355	1.25

**Azioni di verifica agli SLU:**

Progress. Generale 26	SEZ VERIFICA		Geometria del profilo in acciaio:		
	Tipo	Sezione	$L_1$ (m)	$L_2$ (m)	s (m)
	B2	SEZIONE C	0.3	0.3	0.006

Verifica SLU - STR						
Assiale (kN)	$V_i$ (kN)	$V_j$ (kN)	$V_{ij}$ (kN)	Torcente (kNm)	$M_i$ (kNm)	$M_j$ (kNm)
Tipo B2 - SEZIONE C	-8.72	29.84	0.00	29.84	37.29	3.28



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

Numero dei bulloni		Geometria del giunto bullonato (piastra)												
$n_{N-S(0)}$ (-)	$n_{E-W(0)}$ (-)	$\Phi_{BULLONE}$ (mm)	$A_{NOM BULLONE}$ (mm <sup>2</sup> )	$\Phi_{BULL-FILETTO}$ (mm)	$A_{RES BULLONE}$ (mm <sup>2</sup> )	$B_1$ (m)	$B_2$ (m)	$s_{PIASTRA}$ (m)	$e_1$ (m)	$e_1^*$ (m)	$e_2$ (m)	$e_2^*$ (m)	$P_1$ (m)	$P_2$ (m)
3	3	24	452	21.2	353	0.6	0.6	0.02	0.075	0	0.075	0	0.2250	0.2250

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

Procedura A) Azioni sui bulloni - Bulloni sollecitati in compressione e trazione:  
(ad esempio: piastre di base sostenute da contodado 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> )	$N_{MAX}$ (compres) (kN)	$N_{MAX}$ (traz) (kN)
0.00282	0.000107	0.000107	-84.80	82.62

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

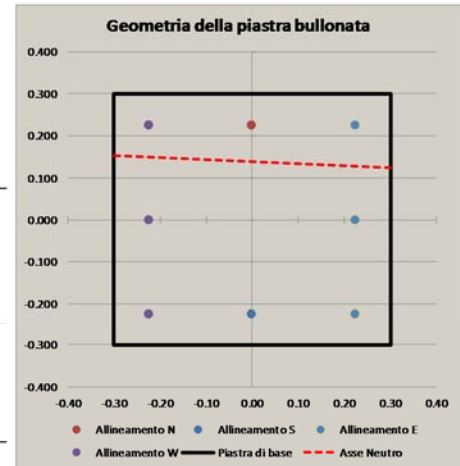
Analisi B) significativa (-)	$\sigma_c$ (Mpa)	$\sigma_t$ (Mpa)	$N_{MAX}$ (traz) (kN)
S	5.20	192	67.78

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

Taglio		Torsione		$V_i$ MAX (kN)
$V_{Yi}$ (kN)	$V_{Zi}$ (kN)	$V_{Yi, MAX}$ (kN)	$V_{Zi, MAX}$ (kN)	
3.73	0.00	13.81	13.81	22.33

**Sollecitazioni di verifica:**

Taglio	Trazione	Compressione
$F_{V,Ed}$ (kN)	$F_{T,Ed}$ (kN)	$F_{C,Ed}$ (kN)
22.33	82.62	-84.80



Resistenza dei bulloni:  
(NTC 2008, 4.2.8.1.1)

Geometria del giunto:

	(mm)
$e_1$	75
$e_2$	75
$d_0$	25
$p_1$	225
$p_2$	225
$d_m$	30

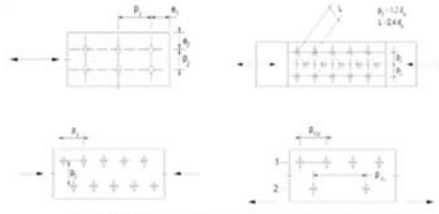


Figura 4.2.3 - Disposizione dei fori per la realizzazione di anelli bullonati a chiodare

$\alpha$	k	Taglio su filettatura
(-)	(-)	(-)
1.000	2.5	S

Resistenze elementari:		(kN)
Taglio del bullone	$F_{v,Rd}$	135.55
Rifollamento	$F_{b,Rd}$	340.80
Trazione	$F_{t,Rd}$	203.33
Punzonamento	$B_{p,Rd}$	321.20

	(kN) - c.u.	
Resistenza a taglio	135.55	Verificato
Resistenza a trazione	203.33	Verificato
$F_{v,Rd}/F_{t,Rd}$	0.41	Verificato
Verifica combinata	0.45	Verificato

Le verifiche risultano soddisfatte.

#### 4.3.6 Portale tipo C - Verifica del giunto di base della colonna (Sez. C)

Per i dettagli geometrici delle giunzioni si rimanda agli elaborati grafici dedicati.

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:**

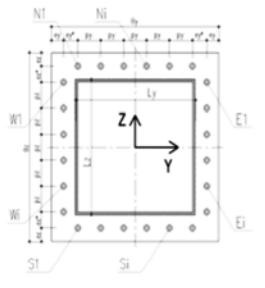
(NIC 2008; 4.2.8 - Giunzioni a taglio; EN 1993-1-8 - 3.6)

Classe Bulloni	$f_u$ (MPa)	$f_{t, ACCIAIO}$ (MPa)	$\gamma_{M2}$ (-)
8.8	800	355	1.25

**Azioni di verifica agli SLU:**

Progress. Generale 27	SEZ VERIFICA		Geometria del profilo in acciaio:		
	Tipo	Sezione	$L_1$ (m)	$L_2$ (m)	s (m)
	C1	SEZIONE C	0.3	0.3	0.008

Verifica SLU - STR							
	Assiale (kN)	$V_i$ (kN)	$V_j$ (kN)	$V_{ij}$ (kN)	Torcente (kNm)	Mi (kNm)	Mj (kNm)
Tipo C1 - SEZIONE C	-12.10	41.65	0.00	41.65	98.21	11.14	149.85



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

Numero dei bulloni		Geometria del giunto bullonato (piastra)												
$n_{N-S(0)}$ (-)	$n_{N-W(0)}$ (-)	$\Phi_{BULLONE}$ (mm)	$A_{NOM BULLONE}$ (mm <sup>2</sup> )	$\Phi_{BULL-FILETTO}$ (mm)	$A_{RES BULLONE}$ (mm <sup>2</sup> )	$B_1$ (m)	$B_2$ (m)	$s_{PIASTRA}$ (m)	$e_1$ (m)	$e_1^*$ (m)	$e_2$ (m)	$e_2^*$ (m)	$P_1$ (m)	$P_2$ (m)
3	3	24	452	21.2	353	0.6	0.6	0.025	0.075	0	0.075	0	0.2250	0.2250

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

Procedura A) Azioni sui bulloni - Bulloni sollecitati in compressione e trazione:  
(ad esempio: piastre di base sostenute da contodado 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> )	$N_{MAX}$ (compres) (kN)	$N_{MAX}$ (traz) (kN)
0.00282	0.000107	0.000107	-120.76	117.74

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

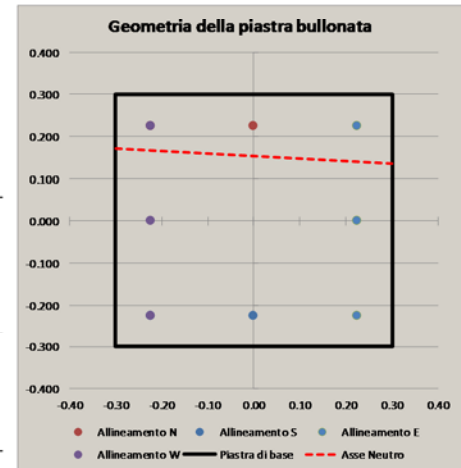
Analisi B) significativa (-)	$\sigma_c$ (Mpa)	$\sigma_s$ (Mpa)	$N_{MAX}$ (traz) (kN)
S	7.60	268	94.60

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

Taglio		Torsione		$V_i$ MAX (kN)
$V_{Yi}$ (kN)	$V_{Zi}$ (kN)	$V_{Yi, MAX}$ (kN)	$V_{Zi, MAX}$ (kN)	
5.21	0.00	36.38	36.38	55.25

**Sollecitazioni di verifica:**

Taglio	Trazione	Compressione
$F_{V,Ed}$ (kN)	$F_{T,Ed}$ (kN)	$F_{C,Ed}$ (kN)
55.25	117.74	-120.76





Resistenza dei bulloni:  
(NTC 2008, 4.2.8.1.1)

Geometria del giunto:

	(mm)
$e_1$	75
$e_2$	75
$d_0$	25
$p_1$	225
$p_2$	225
$d_m$	30

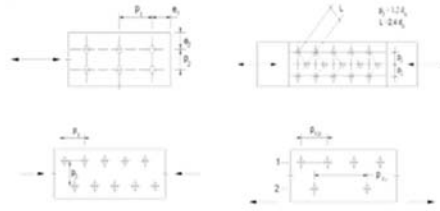


Figura 4.2.3 - Disposizione dei fori per la realizzazione di anelli bullonati a chiodare

$\alpha$ (-)	k (-)	Taglio su filettatura (-)
1.000	2.5	S

Resistenze elementari:		(kN)
Taglio del bullone	$F_{v,Rd}$	135.55
Rifollamento	$F_{b,Rd}$	426.00
Trazione	$F_{t,Rd}$	203.33
Punzonamento	$B_{p,Rd}$	401.50

	(kN) - c.u.	
Resistenza a taglio	135.55	Verificato
Resistenza a trazione	203.33	Verificato
$F_{t,Rd}/F_{t,Rd}$	0.58	Verificato
Verifica combinata	0.82	Verificato

Le verifiche risultano soddisfatte.

#### 4.4 Ancoraggio alle strutture di fondazione

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 variabile in funzione del tipo di portale, posata su contropiastra avente la medesima impronta e spessore  $s=20-25$  mm. Si utilizzano tirafondi di classe 8.8 e lunghezza anch'essa dipendente dal tipo di portale, disposti simmetricamente su un unico allineamento a cerchiare il perimetro della sezione scatolare del montante.

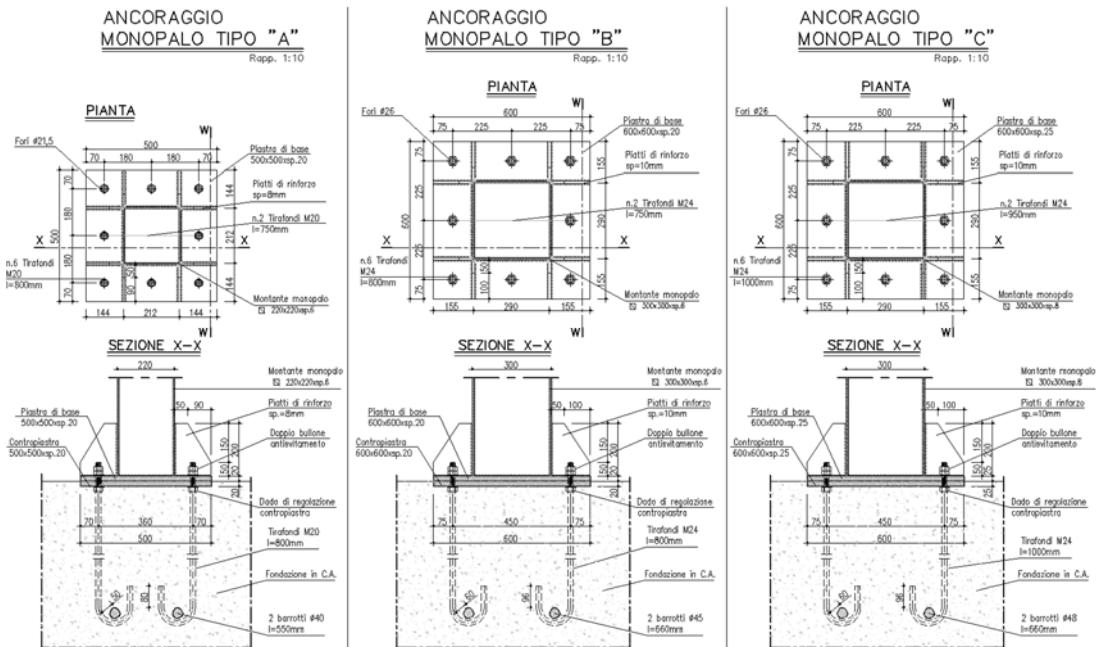


Fig. 1 – Giunto di base - Sez C

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

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 delle tensioni nella piastra in acciaio e nelle lamiere di irrigidimento, invece, si è operato considerando la distribuzione di tensione determinata nella seconda ipotesi.

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

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.

Di seguito si riassumono le verifiche condotte.

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.

### 4.4.1 Portale tipo A

**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)
25	1.5	2.56	1.80	1.20
$\eta_{11}$ (-)	$\eta_2$ (-)	$\sigma_{sd}$ (MPa)	$f_{bd}$ (MPa)	$l_{b,reqd}$ (m)
0.7	1	209	1.89	0.554

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

Ancoraggio Dritto (-)	$c_d$ (m)	$\alpha_1$ (-)	$l_{bd,eq}$ (m)
N	0.080	0.7	0.387

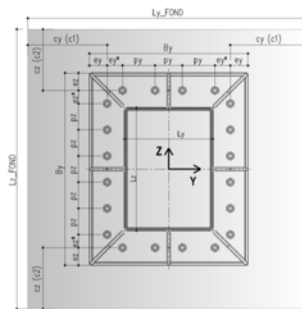


**Verifica a trazione:**

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

Geometria della fondazione:

$l_x, f_{OND}$ (m)	$l_y, f_{OND}$ (m)
1.1	2.5
$c_y (c1)$ (m)	$c_z (c2)$ (m)
0.37	1.07



Caratteristiche materiali tirafondi - fondazione:

$f_{ck}$ (MPa)	$R_{ck}$ (MPa)	Tirafondi		Armatura fondazione	
		$f_{tb}$ (MPa)	$f_{yk}$ (MPa)	$f_{yk}$ (MPa)	$\gamma_s$ (-)
25	30	800	640	450	1.15

Coefficienti di sicurezza adottati

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

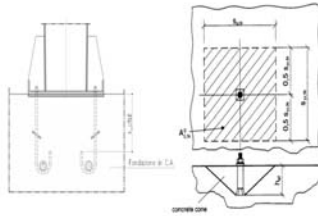
Rottura dell'acciaio

$N_{MAX}$ (Traz)	$N_{Rd,s}$	Verificata
(kN)	(kN)	
50.96	130.67	

**Resistenza del cono di calcestruzzo**

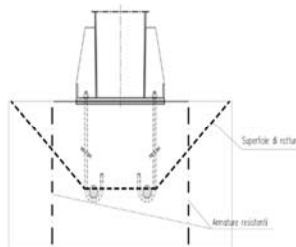
$$N_{Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}^0}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{ucr,N}$$

$h_{utile}$ (m)	$h_{eff}$ (m)					
0.4	0.4					
$n_{ANCOR\_TESI}$ (-)	$N_{Rk,c}^0$ (kN)	$N_{Rk,c}^0$ (kN)				
4	316	-				
$s_{\sigma,N}$ (m)	$c_{cr,N}$ (m)	$A_{c,N}^0$ (m <sup>2</sup> )	$A_{c,N}$ (m <sup>2</sup> )			
1.20	0.60	1.44	1.52			
$h'_{eff}$ (m)	$s'_{cr,N}$ (m)	$c'_{\sigma,N}$ (m)				
-	-	1.07				
$\Psi_{s,N}$ (-)	$\Psi_{re,N}$ (-)	$e_{Ny}$ (m)	$e_{Nz}$ (m)	$N_{Rd,c}^h$ (kN)	$\Psi_{ec,N}$ (-)	$\Psi_{ucr,N}$ (-)
0.89	1.00	0.007	0.036	31.86	0.93	1.00
$N_{Rk,c}$ (kN)	$N_{Rd,c}^E$ (kN)	$N_{Sd}^E$ (kN)	Verifica (-)			
275.31	127.46	142.28	Occorre prevedere armatura			



Minima armatura per evitare la rottura del cono:

$A_{S\_MIN}$ (mm <sup>2</sup> )	$\Phi_s$ (mm <sup>2</sup> )	$n_{MIN\_BARRE}$ (-)
474	12	5



**Rottura per fessurazione da carico:**

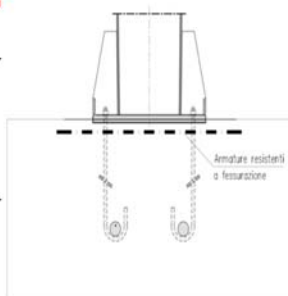
La verifica è soddisfatta se si prevedono ancoranti idonei al calcestruzzo fessurato e:

$N_{Sd}^E$ (kN)	$\Phi_{sp}$ (-)	$N_{Sd}^E$ (kN)
142.28	0.5	71.14

Minima armatura per evitare la rottura per fessurazione:

$A_{S\_MIN}$ (mm <sup>2</sup> )	$\Phi_s$ (mm <sup>2</sup> )	$n_{MIN\_BARRE}$ (-)
182	12	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)	
78.40	Verificato

Verifica ancorante con braccio di leva:

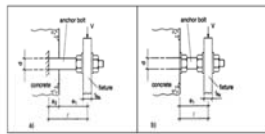
Determinazione del braccio di leva:

$e_1$ (m)	$a_3$ (m)	$\alpha$ (-)
0.0125	0	2
$W_{el}$ (mm <sup>3</sup> )	$M_{Rk,s}^0$ (kNm)	$M_{Rk,s}$ (kNm)
541	0.52	0.32

$V_{Rd,s}$ (kN)	
41	Verificato

Verifica con braccio di leva

(-)  
S



**Rottura del bordo di calcestruzzo:**

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

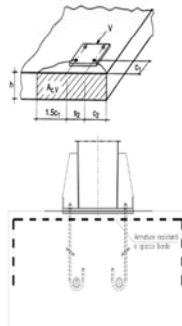
Risultante delle azioni di spacco agenti sul bordo in CLS:

$V_{sd,y}^R$ (kN)	$V_{sd,z}^R$ (kN)
66.05	0.00

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> )
220	0	12

$n_{MIN,BARRE,y}$ (-)	$n_{MIN,BARRE,z}$ (-)
2	0



**Rottura a taglio del calcestruzzo:**

- Verifica omessa nel caso di presenza di armatura che racchiude i tirafondi trazionati.

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

$\alpha$ (-)	$N_{sd}/N_{Rd}$ (-)	$V_{sd}/V_{Rd}$ (-)
1.5	0.39	0.80

Ver. Combinata (-)	
0.96	Verificato

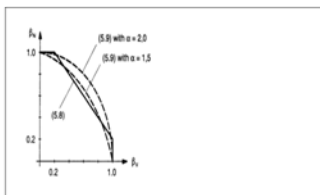


Figure 5.10 Interaction diagram for combined tension and shear loads

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

$$(\beta_N)^2 + (\beta_V)^2 \leq 1 \quad (5.8)$$

with:

$\beta_N, \beta_V$  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 eventuali spilli.

#### 4.4.2 Portale tipo B

**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)
25	1.5	2.56	1.80	1.20
$\eta_1$ (-)	$\eta_2$ (-)	$\sigma_{sd}$ (MPa)	$f_{bd}$ (MPa)	$l_{b,reqd}$ (m)
0.7	1	183	1.89	0.581

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

Ancoraggio Dritto (-)	$c_d$ (m)	$\alpha_1$ (-)	$l_{bd,eq}$ (m)
N	0.101	0.7	0.407

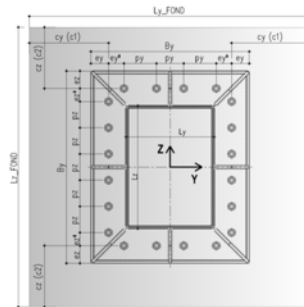


**Verifica a trazione:**

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

Geometria della fondazione:

$l_{y,FOND}$ (m)	$l_{z,FOND}$ (m)
1.2	2.9
$c_y(c1)$ (m)	$c_z(c2)$ (m)
0.375	1.225



Caratteristiche materiali tirafondi - fondazione:

$f_{ck}$ (MPa)	$R_{ck}$ (MPa)	Tirafondi		Armatura fondazione	
		$f_{tb}$ (MPa)	$f_{yk}$ (MPa)	$f_{yk}$ (MPa)	$\gamma^S$ (-)
25	30	800	640	450	1.15

Coefficienti di sicurezza adottati

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

Rottura dell'acciaio

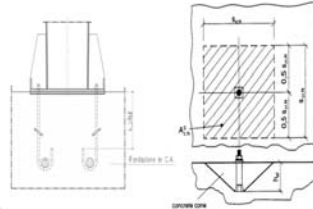
$N_{MAX(TIRAZ)}$ (kN)	$N_{Rd,s}$ (kN)	
67.78	188.27	Verificata



Resistenza del cono di calcestruzzo

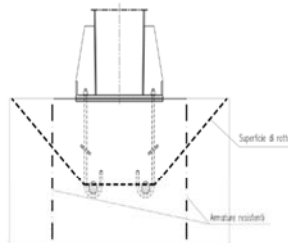
$$N_{Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{cr,N}$$

$h_{utile}$ (m)	$h_{eff}$ (m)					
0.4	0.4					
$n_{ANCOR\_TESI}$ (-)	$N_{Rk,c}^0$ (kN)	$N_{Rk,c}^0$ (kN)				
4	316	-				
$S_{cr,N}$ (m)	$C_{cr,N}$ (m)	$A_{c,N}^0$ (m <sup>2</sup> )	$A_{c,N}$ (m <sup>2</sup> )			
1.20	0.60	1.44	1.71			
$h'_{eff}$ (m)	$S'_{cr,N}$ (m)	$C'_{cr,N}$ (m)				
-	-	1.23				
$\Psi_{s,N}$ (-)	$\Psi_{re,N}$ (-)	$e_{Ny}$ (m)	$e_{Nz}$ (m)	$N_{Rd,c}^h$ (kN)	$\Psi_{ec,N}$ (-)	$\Psi_{cr,N}$ (-)
0.89	1.00	0.010	0.051	35.00	0.91	1.00
$N_{Rk,c}$ (kN)	$N_{Rd,c}^E$ (kN)	$N_{Sd}^E$ (kN)	Verifica (-)			
302.40	140.00	181.68	Occorre prevedere armatura			



Minima armatura per evitare la rottura del cono:

$A_{S\_MIN}$ (mm <sup>2</sup> )	$\Phi_S$ (mm <sup>2</sup> )	$n_{MIN\_BARRE}$ (-)
606	12	6



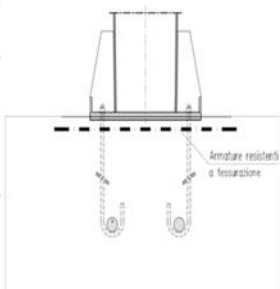
Rottura per fessurazione da carico:

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

$N_{Sd}^E$ (kN)	$\Phi_{Sp}$ (-)	$N_{Sd}^E$ (kN)
181.68	0.5	90.84

Minima armatura per evitare la rottura per fessurazione:

$A_{S\_MIN}$ (mm <sup>2</sup> )	$\Phi_S$ (mm <sup>2</sup> )	$n_{MIN\_BARRE}$ (-)
232	12	3



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:

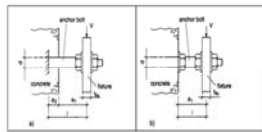
$V_{sd,s}$ (kN)	
112.96	Verificato

Verifica ancorante con braccio di leva:

Determinazione del braccio di leva:

$e_1$ (m)	$a_3$ (m)	$\alpha$ (-)
0.0125	0	2
$W_{pl}$ (mm <sup>2</sup> )	$M^0_{sk,s}$ (kNm)	$M_{sk,s}$ (kNm)
935	0.90	0.57

Verifica con braccio di leva  
(-)  
S



$V_{sd,s}$ (kN)	
74	Verificato

**Rottura del bordo di calcestruzzo:**

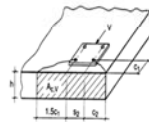
- Verifica omessa nel caso di distanza minima dal bordo della fondazione  $c \geq 10 h_{eff}$

Risultante delle azioni di spacco agenti sul bordo in CLS:

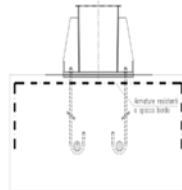
$V^e_{sd,y}$ (kN)	$V^e_{sd,z}$ (kN)
57.46	0.00

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> )
192	0	12



$n_{-MIN,BARRE,y}$ (-)	$n_{-MIN,BARRE,z}$ (-)
2	0



**Rottura a taglio del calcestruzzo:**

- Verifica omessa nel caso di presenza di armatura che racchiude i tirafondi trazionali.

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

$\alpha$ (-)	$N_{sd}/N_{Rd}$ (-)	$V_{sd}/V_{Rd}$ (-)
1.5	0.36	0.30

Ver. Combinata (-)	
0.38	Verificato

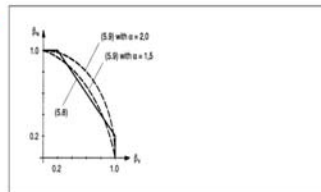


Figure 5.10 Interaction diagram for combined tension and shear loads

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

$$(\frac{N_{sd}}{N_{Rd}})^n + (\frac{V_{sd}}{V_{Rd}})^n \leq 1 \quad (5.9)$$

with

$\frac{N_{sd}}{N_{Rd}}, \frac{V_{sd}}{V_{Rd}}$  see Equations (5.8)  
 $n = 2.0$  if  $N_{sd}$  and  $V_{sd}$  are governed by steel failure  
 $n = 1.5$  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 eventuali spilli.

### 4.4.3 Portale tipo C

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)
25	1.5	2.56	1.80	1.20
$\eta_{11}$ (-)	$\eta_{12}$ (-)	$\sigma_{sd}$ (MPa)	$f_{bd}$ (MPa)	$l_{b,reqd}$ (m)
0.7	1	260	1.89	0.828

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

Ancoraggio Diritto (-)	$c_d$ (m)	$\alpha_1$ (-)	$l_{b,req}$ (m)
N	0.101	0.7	0.580

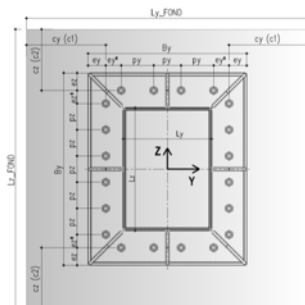


Verifica a trazione:

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

Geometria della fondazione:

$L_{x,fond}$ (m)	$L_{z,fond}$ (m)
1.3	3.1
$c_y(c1)$ (m)	$c_z(c2)$ (m)
0.425	1.325



Caratteristiche materiali tirafondi - fondazione:

$f_{ck}$ (MPa)	$R_{ck}$ (MPa)	Tirafondi		Armatura fondazione	
		$f_{tb}$ (MPa)	$f_{yk}$ (MPa)	$f_{yk}$ (MPa)	$\gamma_s$ (-)
25	30	800	640	450	1.15

Coefficienti di sicurezza adottati

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

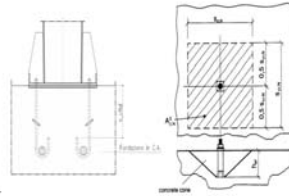
Rottura dell'acciaio

$N_{MAX(TIRAZ)}$ (kN)	$N_{Rd,s}$ (kN)	Verificata
94.60	188.27	

**Resistenza del cono di calcestruzzo**

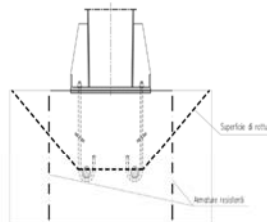
$$N_{Rd,c} = N_{Rd,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{ucr,N}$$

$h_{eff}$ (m)	$h_{eff}$ (m)					
0.6	0.6					
$n_{ANCOR\_TESI}$ (-)	$N_{Rd,c}^0$ (kN)	$N_{Rd,c}^0$ (kN)				
4	581	-				
$s_{cr,N}$ (m)	$c_{cr,N}$ (m)	$A_{c,N}^0$ (m <sup>2</sup> )	$A_{c,N}$ (m <sup>2</sup> )			
1.80	0.90	3.24	2.63			
$h'_{eff}$ (m)	$s'_{cr,N}$ (m)	$c'_{cr,N}$ (m)				
-	-	1.33				
$\Psi_{s,N}$ (-)	$\Psi_{re,N}$ (-)	$e_{Ny}$ (m)	$e_{Nz}$ (m)	$N_{Rd,c}^h$ (kN)	$\Psi_{ec,N}$ (-)	$\Psi_{ucr,N}$ (-)
0.84	1.00	0.011	0.048	43.12	0.94	1.00
$N_{Rd,c}$ (kN)	$N_{Rd,c}^E$ (kN)	$N_{sd}^E$ (kN)	Verifica (-)			
372.52	172.46	256.72	Occorre prevedere armatura			



**Minima armatura per evitare la rottura del cono:**

$A_{S\_MIN}$ (mm <sup>2</sup> )	$\Phi_s$ (mm <sup>2</sup> )	$n_{MIN\_BARRI}$ (-)
856	12	8



**Rottura per fessurazione da carico:**

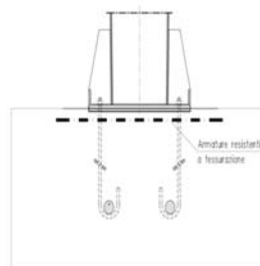
La verifica è soddisfatta se si prevedono ancoranti idonei al calcestruzzo fessurato e:

$N_{sd}^E$ (kN)	$\Phi_{sp}$ (-)	$N_{sd}^E$ (kN)
256.72	0.5	128.36

**Minima armatura per evitare la rottura per fessurazione:**

$A_{S\_MIN}$ (mm <sup>2</sup> )	$\Phi_s$ (mm <sup>2</sup> )	$n_{MIN\_BARRI}$ (-)
328	12	3

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:

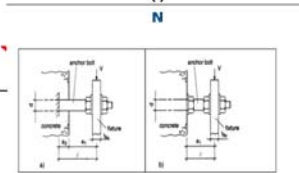
$V_{Rd,s}$ (kN)	
<b>112.96</b>	<b>Verificato</b>

Verifica ancorante con braccio di leva:

Determinazione del braccio di leva:

$e_1$ (m)	$a_3$ (m)	$\alpha$ (-)
0.0125	0	2
$W_{ef}$ (mm <sup>3</sup> )	$M_{Rk,s}^0$ (kNm)	$M_{Rk,s}$ (kNm)
935	0.90	0.45

**Verifica con braccio di leva (-)**



$V_{Rd,s}$ (kN)	
<b>57</b>	<b>Verificato</b>

**Rottura del bordo di calcestruzzo:**

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

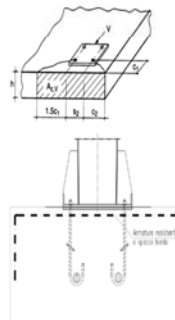
Risultante delle azioni di spacco agenti sul bordo in CLS:

$V_{sd,y}^E$ (kN)	$V_{sd,z}^E$ (kN)
114.40	0.00

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)
381	0	12

$n_{MIN,BARRE,y}$ (-)	$n_{MIN,BARRE,z}$ (-)
4	0



**Rottura a taglio del calcestruzzo:**

- Verifica omessa nel caso di presenza di armatura che racchiude i tirafondi trazionati.

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

$\alpha$ (-)	$N_{sd}/N_{Rd}$ (-)	$V_{sd}/V_{Rd}$ (-)
1.5	0.50	0.49

<b>Ver. Combinata (-)</b>	
<b>0.70</b>	<b>Verificato</b>

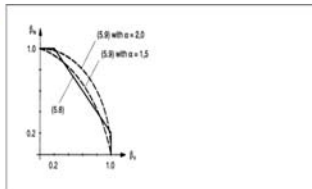


Figure 5.19 Interaction diagram for combined tension and shear loads

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

$$(\frac{N}{N_d})^\alpha + (\frac{V}{V_d})^\alpha \leq 1 \quad (5.8)$$

with

$\alpha = 2.0$  see Equations (5.8)  
 $\alpha = 1.5$  if  $N_{sd}$  and  $V_{sd}$  are governed by steel failure  
 $\alpha = 1.0$  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 eventuali spilli.

Si evidenzia che, in particolare per i portali Tipo C, è assolutamente necessario utilizzare il serraggio dei bulloni sui tirafondi con coppia di normativa, posizionando i controdadi al disotto della contropiastra che deve garantire un uniforme contatto col getto in calcestruzzo.

La piastra di base della colonna e la contropiastra annegata nel getto devono pure garantire un contatto uniforme.

Le azioni agenti sulla struttura per effetto combinato taglio-torsione, generano delle sollecitazioni di taglio importanti sui tirafondi che, quindi, non devono presentare tratti liberi tra il dado di serraggio e la parte annegata nel getto della fondazione.

#### 4.5 Deformabilità

Si calcola la freccia orizzontale longitudinale della sommità montante per effetto del vento.

Il calcolo viene effettuato in via semplificata valutando la freccia orizzontale della mensola sottoposta all'azione concentrata del vento in sommità  $f = PL^3/(2EJ)$ .

La freccia dell'estremità dello sbraccio viene valutata componendo lo spostamento orizzontale con la rotazione del montante.

Si ottengono i risultati della tabella seguente, da confrontarsi rispettivamente con l'altezza del montante e con la somma delle lunghezze montante+sbraccio massimo ( $L_{tot}$ ).

Tipo	Sub	Sommità montante (L/δ)	Estremità mensola (L/δ)
(-)	(-)	(-)	(-)
A	1	143	136
A	2	355	241
A	3	290	204
A	4	202	150
A	5	174	106
A	6	183	89
B	1	326	262
B	2	220	187
C	1	220	113

Le deformazioni risultano compatibili con l'utilizzo delle strutture.

## 5. VERIFICA DELLE FONDAZIONI

Per quanto non dettagliato nel presente documento si rimanda alla relazione di calcolo geotecnica.

### 5.1 Verifica del plinto di fondazione

Per la verifica del plinto di fondazione, direttamente gravante sul terreno sottostante, si identifica un meccanismo resistente del tipo "tirante-puntone".

Con riferimento alle modeste sollecitazioni flettenti agenti attorno all'asse longitudinale della fondazione ed alla geometria del plinto, si concentrano le attenzioni sul momento agente attorno all'asse "Y"; pur considerando gli effetti sull'eccentricità del carico verticale indotti dal momento flettente attorno ad "X" e le ricadute sulle pressioni del terreno.

Per semplicità e a favore di sicurezza si trascura l'effetto favorevole indotto dal peso proprio del



plinto di fondazione.

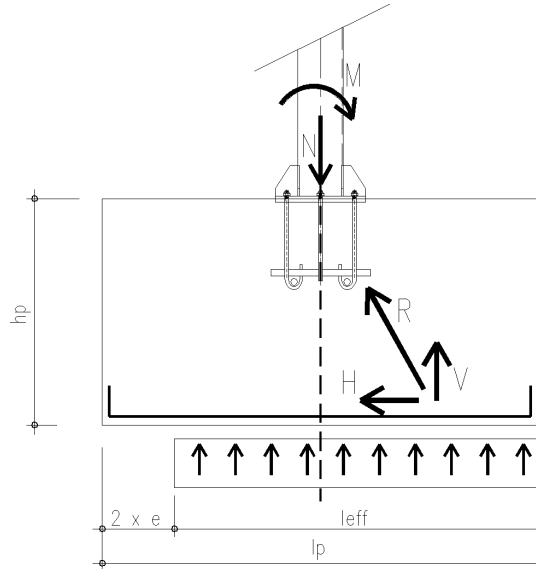


Fig. 2 – Schema tirante-puntone

Si assumono le seguenti ipotesi:

- V massima risultante delle pressioni scambiate tra suolo e plinto considerando l'effetto dell'eccentricità del carico e agente su metà fondazione
- R massima azione di compressione agente sul puntone
- H componente orizzontale della risultante di compressione
- $\alpha$  inclinazione di "R"

La risultante "R" si assume agente nel baricentro della porzione di terreno compresso e, comunque, al massimo ad un quarto della dimensione geometrica del plinto, alla quota dell'armatura inferiore.

Di seguito si esplicita il calcolo dell'armatura minima orizzontale da prevedere nel corrente inferiore teso per la fondazione del portale A1. Nella successiva tabella, in forma sintetica, la medesima analisi per tutti i plinti di fondazione.

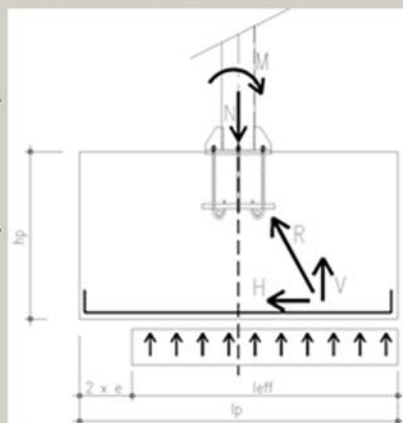
VERIFICA STRUTTURALE DELLA FONDAZIONE:

Combinazione SLU-STR

Tipo (-)	Sub (-)	ex (m)	ey (m)	$\sigma_{MAX}$ (MPa)	$\alpha$ (grad)
A	1	0.80	0.01	0.125	54.603

V (kN)	R (kN)	H (kN)
122.13	149.83	86.79

$f_{YK}$ (MPa)	$f_{YD}$ (MPa)	$A_{S,H-MIN}$ (mm <sup>2</sup> )
450	391	222



Tipo (-)	Sub (-)	ex (m)	ey (m)	$\sigma_{MAX}$ (MPa)	$\alpha$ (grad)	V (kN)	R (kN)	H (kN)	$A_{S,H-MIN}$ (mm <sup>2</sup> )
A	1	0.80	0.01	0.12	54.60	122.13	149.83	86.79	<b>222</b>
A	2	0.45	0.01	0.07	60.84	94.06	107.71	52.49	<b>134</b>
A	3	0.52	0.02	0.08	60.84	103.33	118.33	57.66	<b>147</b>
A	4	0.67	0.02	0.10	59.25	121.86	141.80	72.51	<b>185</b>
A	5	0.77	0.03	0.12	55.38	122.54	148.90	84.59	<b>216</b>
A	6	0.78	0.04	0.13	55.19	122.81	149.57	85.38	<b>218</b>
B	1	0.66	0.02	0.10	60.85	162.63	186.21	90.70	<b>232</b>
B	2	0.86	0.02	0.13	56.62	178.37	213.60	117.51	<b>300</b>
C	1	0.93	0.05	0.16	57.81	234.76	277.39	147.77	<b>378</b>

Si dispongono armature longitudinali ad intradosso plinto pari a  $\Phi 16/20$ .

Il numero di barre necessario, nella configurazione più severa, è pari a  $378/201 = 2$  barre.

La verifica è soddisfatta.

Con riferimento alla modeste azioni in gioco, si omette la verifica del puntone compresso.

**Portale a bandiera "Tipo B"**  
**L= 13.75 m**

*RELAZIONE DI CALCOLO*

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	2 di 113

## INDICE

<b>1. INTRODUZIONE</b>	<b>4</b>
<b>2. RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI</b>	<b>9</b>
<b>3. MATERIALI</b>	<b>11</b>
3.1 Conglomerati cementizi	11
3.2 Acciaio ad aderenza migliorata	12
3.3 Acciaio da carpenteria	12
3.4 Bulloni ad alta resistenza	13
3.5 Saldature	13
<b>4. SOFTWARE DI CALCOLO</b>	<b>14</b>
<b>5. CARICHI DI PROGETTO</b>	<b>15</b>
5.1 Elenco delle condizioni di carico elementari	15
5.2 Valutazione delle azioni sulla struttura	15
5.2.1 Carichi permanenti - Pesi propri e permanenti portati ( $g_1-g_2$ )	15
5.2.2 Azioni dei carichi variabili ( $Q_{ak}$ )	18
5.2.3 Azioni del vento ( $Q_{wk}$ )	18
5.2.4 Azioni di Buffeting	28
5.2.5 Carico da neve	33
5.2.6 Temperatura	34
5.2.7 Azione sismica ( $E_K$ )	35
<b>6. COMBINAZIONI DI CARICO</b>	<b>39</b>
6.1 Combinazioni per gli S.L.U.	39
6.2 Combinazioni per gli S.L.E.	40
<b>7. ANALISI STRUTTURALE</b>	<b>41</b>
7.1 Generalità	41
7.2 Caratteristiche di sollecitazione elementari	42
7.3 Involuppo delle caratteristiche di sollecitazione	49
7.3.1 Enve SLU - A1	49
7.3.2 Enve SLE - Caratteristica	51
7.3.3 Enve Sisma - SLV	53
7.4 Spostamenti	55
7.5 Azioni in fondazione	58
7.5.1 Fondazioni per posa su terreno pianeggiante	60
7.5.2 Fondazioni per posa su rilevato	62
<b>8. VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA'</b>	<b>64</b>
8.1 Struttura metallica in elevazione	64
8.1.1 Sollecitazioni di verifica	64
8.1.2 Verifica delle sezioni in acciaio	67

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	3 di 113

8.1.1	Verifica delle saldature a cordone d'angolo.....	73
8.1.2	Verifica dei giunti di connessione .....	76
8.1.2.1	Verifica del giunto "Sez A" .....	77
8.1.2.2	Verifica del giunto "Sez C" - Connessione di base.....	82
8.2	Ancoraggio alle strutture di fondazione .....	87
8.3	Verifiche per azioni cicliche - Fatica .....	93
8.3.1	Generalità .....	93
8.3.1.1	Azioni da fatica del vento .....	95
8.3.1.2	Azioni da fatica indotti dal transito veicolare - Buffeting .....	97
8.3.2	Verifica a fatica delle sezioni saldate.....	97
8.3.2.1	Azioni indotte dai carichi di fatica.....	98
8.3.3	Verifica a fatica delle giunzioni bullonate.....	101
<b>9.</b>	<b>PLINTO E PALI DI FONDAZIONE.....</b>	<b>ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.</b>
9.1	Descrizione e ipotesi di calcolo .....	<b>Errore. Il segnalibro non è definito.</b>

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	4 di 113

## 1. INTRODUZIONE

La segnaletica verticale d'informazione, come servizio all'utenza, è da sempre uno degli obiettivi più importanti della Società AUTOSTRADE per l'Italia S.p.A.

La presente relazione contiene le ipotesi progettuali assunte e le principali risultanze delle analisi, sia relativamente alla parte in elevazione, sia alla struttura di fondazione fino alla quota di intradosso plinto, per il portale tipologico denominato "Portale a bandiera Tipo B", avente lunghezza massima dello sbraccio pari a 13.75 m.

La struttura in progetto è finalizzata al sostenimento della cartellonistica stradale a servizio dei veicoli in transito sulla sede autostradale, in corrispondenza a carreggiate a due corsie di marcia, oltre emergenza.

La parte in elevazione è costituita da un montante a sezione scatolare variabile con l'altezza e pari a 1000x600 mm alla base, 800x800 mm in sommità (BxH), vincolato a terra attraverso un sistema di tirafondi solidali col plinto di fondazione, avente impronta quadrata in pianta e fondato su quattro pali trivellati o elica  $\Phi=800$  mm.

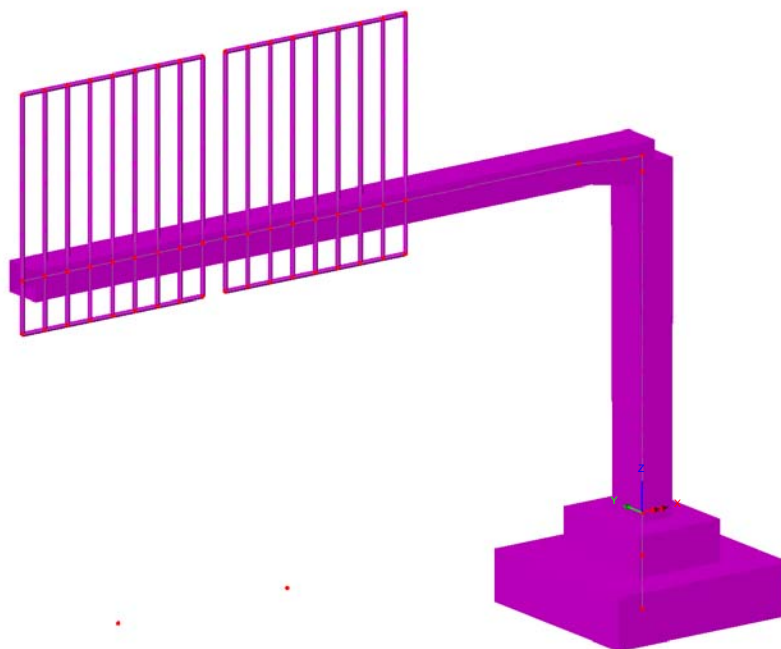
La cartellonistica è sorretta da tubolari in acciaio  $\Phi=90$ mm, aventi interasse e spessore variabili in relazione alla dimensione del cartellone, solidarizzati alla mensola della struttura principale attraverso collari bullonati.

La mensola è costituita anch'essa da una struttura composta in acciaio avente sezione rettangolare di 800x600 mm (BxH) e lunghezza massima dello sbraccio pari a 13.75 m (misurata dall'asse del montante).

La struttura, costituita da due parti principali; si realizza in stabilimento attraverso saldature a piena penetrazione e, una volta mobilitata in prossimità del luogo di montaggio, si assembla attraverso giunzioni bullonate con schema resistente "a taglio".

Le lamiere hanno spessore  $s=12$  mm per la parte dello sbraccio (lunghezza massima  $L_{MAX}=12.45$  m);  $s=15$  mm a costituire la restante porzione della mensola e la colonna montante.

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	5 di 113

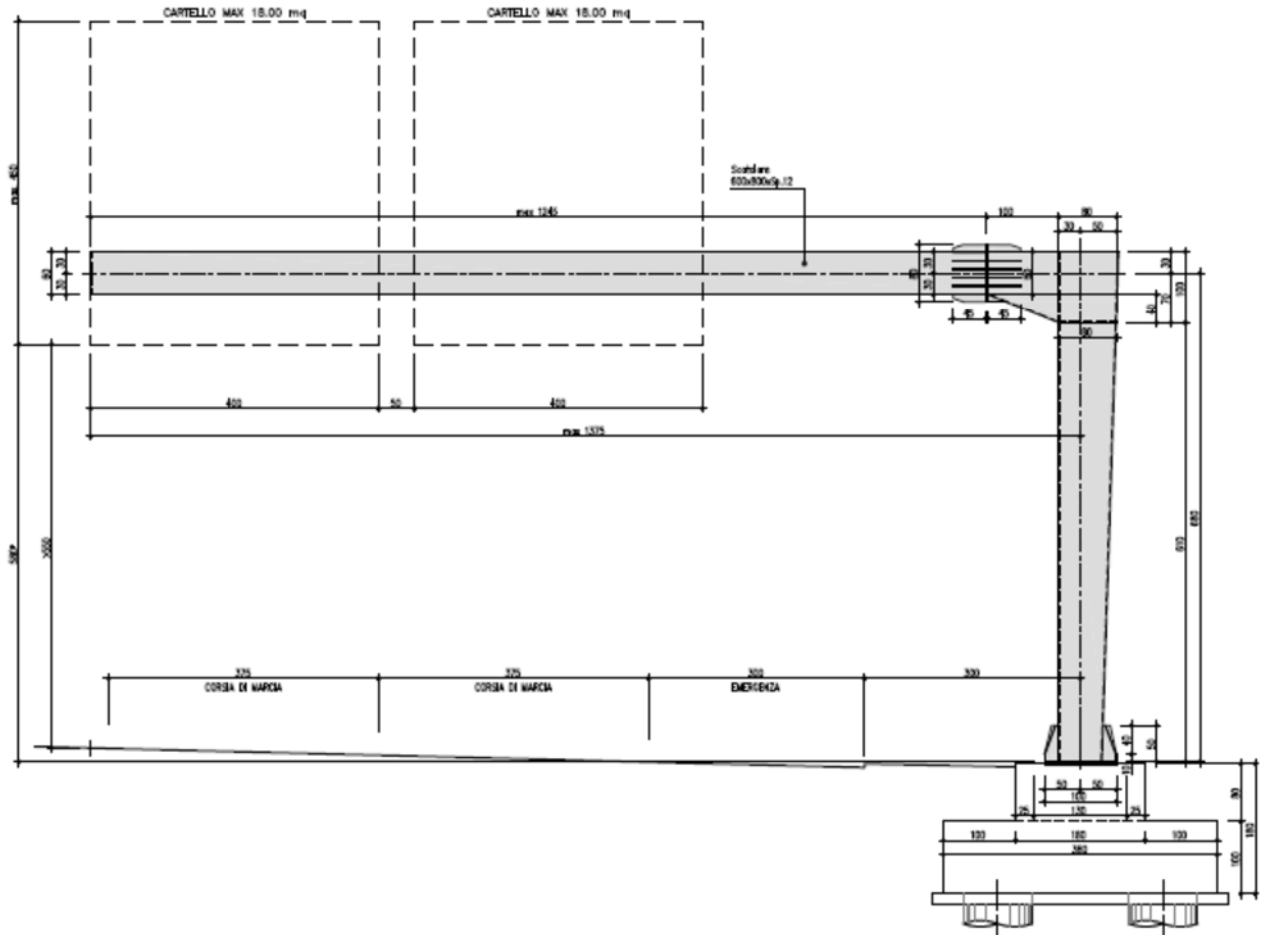


**Fig. 1 - Vista 3D del portale**

La struttura dei cartelloni è costituita da una lamiera di spessore massimo  $s=3$  mm. Le analisi sono state effettuate nell'ipotesi che il massimo numero di cartelloni posizionabili sia pari a due, aventi la geometria schematizzata nell'immagine precedente e dettagliata negli elaborati grafici a corredo. La superficie massima esposta al vento è pari a  $4.00 \times 4.50 = 18$  m<sup>2</sup> (BxH) per ciascun cartellone; complessivamente 36 m<sup>2</sup>.

Nel prosieguo della relazione si riporteranno, per brevità, le immagini di carpenteria del portale con fondazione per posa su terreno pianeggiante, omettendo, tranne nei capitoli dedicati alle verifiche delle fondazioni, quelle della tipologia prevista per la posa su rilevato. Si chiarisce che, le due strutture, risultano perfettamente identiche per la parte metallica e di cartellonistica. Risulta pure univoco il calcolo della pressione del vento agente in quanto, ai fini della verifica della struttura, la direzione significativa del flusso è quella perpendicolare alla parete cartellonata che non risente della posa su rilevato ( $c_f=1$ ).

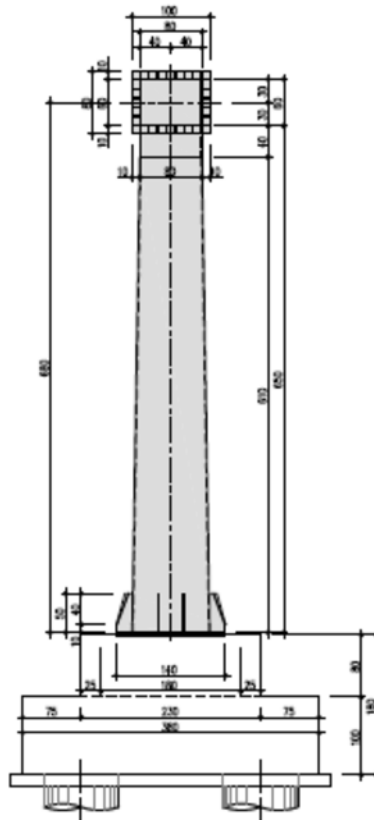
Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	6 di 113



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



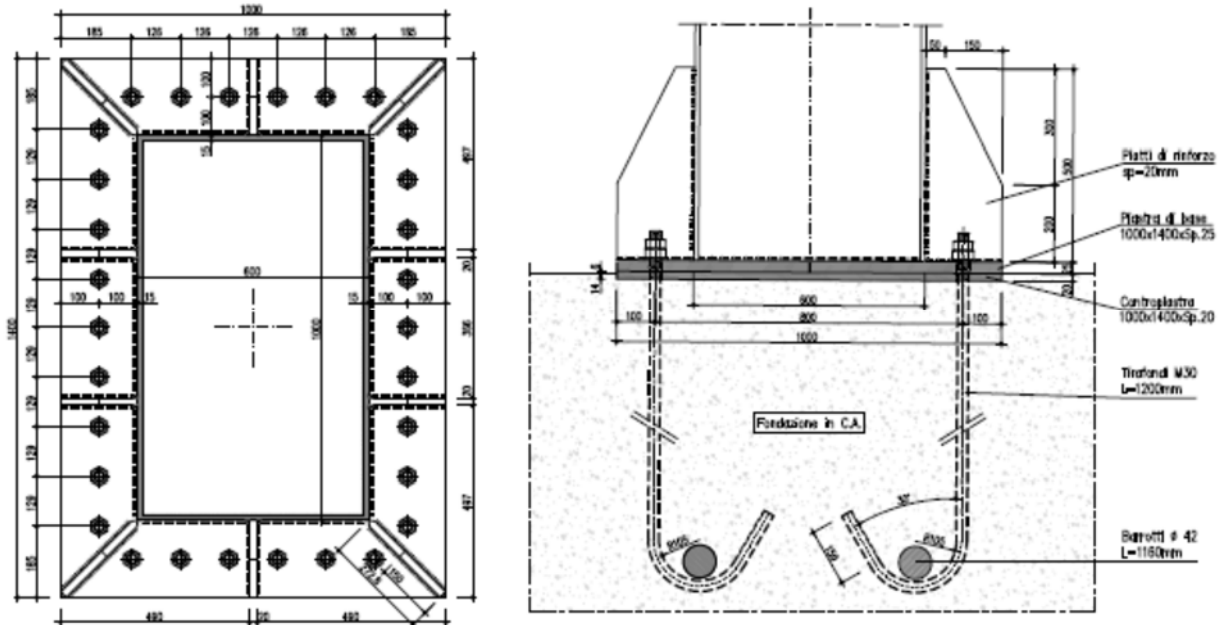
Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	7 di 113



**Fig. 3 – Vista laterale del portale**

Il collegamento alla base dei piedritti, con le strutture di fondazione, è composto da un sistema tirafondi-piastra, opportunamente irrigidita. E' previsto l'utilizzo di 30 tirafondi M30 cl. 8.8 lunghi 1.20 m; piastra di base di spessore  $s=25$  mm e contropiastra  $s=20$ mm.

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	8 di 113



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

Per ulteriori dettagli si rimanda ai pertinenti disegni di progetto.

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	9 di 113

## 2. RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI

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

### 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 ed estera:

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

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	10 di 113

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

Articoli e pubblicazioni:

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

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	11 di 113

### 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.

#### 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)
. pali	C25/30	(Rck $\geq$ 30 MPa)
. fondazioni	C28/35	(Rck $\geq$ 35 MPa)

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

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

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	12 di 113

### 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 ridurre l'aderenza al conglomerato; dovranno inoltre presentare sezione integra e priva di qualsiasi difetto.

### 3.3 Acciaio da carpenteria

La carpenteria metallica sarà realizzata in acciaio tipo 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 °C<sup>-1</sup>

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

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	13 di 113

### 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)

### 3.5 Saldature

Le saldature dovranno essere realizzate secondo le indicazioni delle Norme CNR 10011/97 e in ottemperanza alle norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14.01.2008).

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

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	14 di 113

#### 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

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.



Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	15 di 113

## 5. CARICHI DI PROGETTO

### 5.1 Elenco delle condizioni di carico elementari

Si calcola l'opera sottoposta alle azioni indotte da:

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

### 5.2 Valutazione delle azioni sulla struttura

#### 5.2.1 Carichi permanenti - Pesì propri e permanenti portati ( $g_1$ - $g_2$ )

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

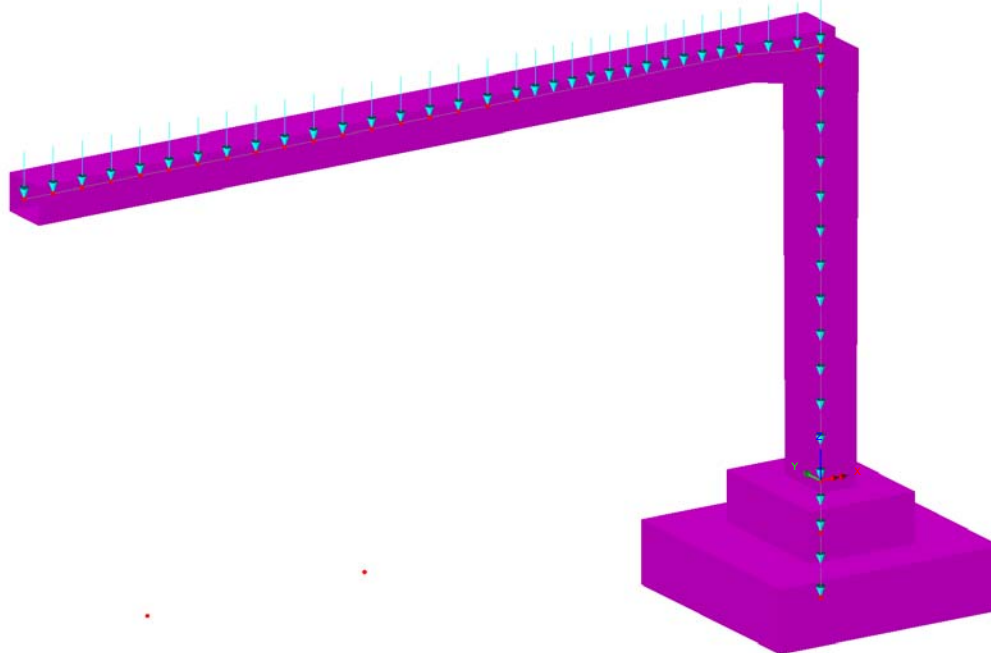
Essi sono valutati moltiplicando il volume calcolato geometricamente per i pesi specifici dei materiali.

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

Peso specifico acciaio	78.5 kN/m <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.

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	16 di 113



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

I carichi permanenti portati sono costituiti dal peso della cartellonistica e degli accessori di supporto- fissaggio in carpenteria metallica, oltre al peso proprio del terreno sovrastante la suola di fondazione.

Si sono assunti cartelloni aventi le dimensioni geometriche massime esplicitate nei paragrafi precedenti, per complessivi 36 m<sup>2</sup>; e di spessore costante pari a 0.003 m.

La cartellonistica è sostenuta attraverso fissaggi puntuali sulla struttura secondaria, costituita da tubolari metallici  $\Phi= 90$  mm affiancati ed a loro volta ancorati, tramite collari metallici, alla mensola.

L'interasse dei tubolari, il loro sviluppo longitudinale e lo spessore sono variabili e dipendenti dalle dimensioni geometriche dei cartelloni.

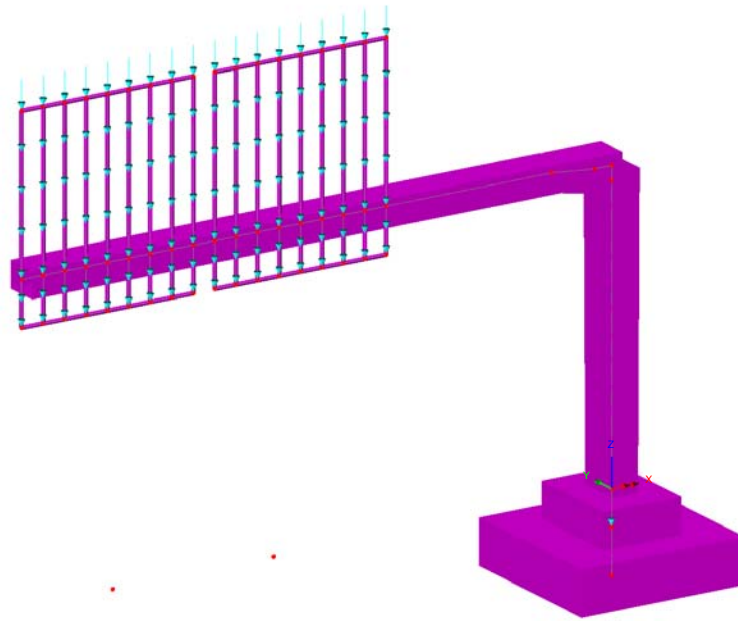
Al fine di quantificare in modo realistico il peso di tali elementi, si è provveduto ad effettuare una analisi speditiva delle sollecitazioni e deformazioni indotte dalla pressione del vento, assunta pari a 2.00 kPa, su un tubolare a sostegno di una striscia di cartellone di larghezza pari ad "i", con schema di vincolo a mensola e luce dello sbalzo pari a 3.20 m. (dimensione valida per le quattro tipologie di portali a bandiera – Tipo A, Tipo B; Tipo C; Tipo D).

Si considerano quindi tubolari  $\Phi= 90$  mm affiancati ad interasse 0.50 m e spessore  $s= 10$  mm.

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	17 di 113

Il peso permanente portato relativo al cartellone ed alla struttura secondaria è pari a:

- Cartellone:  $78.50 \times 0.003 = 0.2355 \text{ kN/m}^2$
- Tubolari metallici:  $78.50 \times 0.002513 = 0.1973 \text{ kN/m}$



**Fig. 6 – Pesi permanenti portati**

Si considera inoltre il peso del terreno gravante sulla ciabatta di fondazione per la parte in allargamento a quota inferiore. Con riferimento agli elaborati grafici a corredo, e assumendo un peso proprio del terreno pari a  $20 \text{ kN/m}^3$ , si ottiene:

Peso del terreno portato:  $(3.8 \times 3.8 - 2.3 \times 1.8) \times 0.80 \times 20 = 164.80 \text{ kN}$

Tale azione risultante si applica nel baricentro della fondazione.

Posa su rilevato:

Peso del terreno portato:  $(3.8 \times 3.8 - 2.3 \times 1.8) \times 1.80 \times 20 = 370 \text{ kN}$

Tale azione risultante si applica nel baricentro della fondazione.

Si è operato, in entrambi gli scenari precedenti, considerando il massimo ricoprimento di terreno realizzabile, al fine di massimizzare l'azione sui pali.

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	18 di 113

### 5.2.2 Azioni dei carichi variabili ( $Q_{ak}$ )

In relazione alla tipologia ed alla geometria delle opere in progetto, che non consentono l'accesso di personale sulle strutture anche in caso di interventi di manutenzione, nelle analisi si è omessa la presenza di carichi variabili differenti da quelli esplicitati nel seguito.

### 5.2.3 Azioni del vento ( $Q_{wk}$ )

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

In merito ai parametri che caratterizzano il valore della pressione del vento in relazione alla posizione geografica, alla classe di rugosità ed all'esposizione del sito, si è operato in termini di 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.

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	19 di 113

Montante verticale:

**Calcolo parametri di base**

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
$C_r$	0.93 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</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 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.)
$I_v(z)$	0.20
$I_v(0)$	0.23
$C_e(z)$	2.1127
$q_p(z)$	962.59
$q_p(0)$	820.37

**Rete autostradale italiana**  
**STRUTTURA TIPOLOGICA**PROGETTO ESECUTIVO  
Portali a bandiera L= 13750 mm - RELAZIONE DI CALCOLO

Doc.: STR0011

Rev.: 0

Data: Luglio 2018

Pag.: 20 di 113

**Caratteristiche pila**

<b>b</b>	<b>0.8</b> m (cfr. figura)
<b>d</b>	<b>0.8</b> (m) EN 1991-1-4 §8.1. (5) + NAD
<b>r</b>	<b>0.0001</b> raggio smusso (m)
<b>z<sub>max</sub></b>	<b>6.8</b> m quota testa pila
<b>d/b</b>	1.000
<b>l/b</b>	8.50
<b>r/b</b>	0.0001
<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>	1.00 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>r</sub></b>	1.91 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) (7.9)
<b>f<sub>w,0</sub></b>	<b>1567.63</b>
<b>f<sub>w,(zmax)</sub></b>	<b>1839.39</b>

Dove:

- as = 450 m quota ipotizzata del sito
- z<sub>MAX</sub> = 6.80 m Altezza massima da terra del fusto del montante
- b = 0.80 m larghezza della sezione investita dal vento assunta pari alla larghezza alla quota massima
- d = 0.80 m lunghezza della sezione investita dal vento

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

$$- f_{wMAX} = 1.840 \text{ kN/m}^2$$

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:  $1.840 \cdot 0.80 = 1.472 \text{ kN/m}$ .

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	21 di 113

Mensola orizzontale:

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	22 di 113

**Calcolo parametri di base**

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
$C_r$	0.93 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
$k_1$	<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 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.)
$I_v(z)$	0.20
$I_v(0)$	0.23
$C_e(z)$	2.1127
$q_p(z)$	962.59
$q_p(0)$	820.37



**Rete autostradale italiana**  
**STRUTTURA TIPOLOGICA**PROGETTO ESECUTIVO  
Portali a bandiera L= 13750 mm - RELAZIONE DI CALCOLO

Doc.: STR0011

Rev.: 0

Data: Luglio 2018

Pag.: 23 di 113

**Caratteristiche pila**

<b>b</b>	<b>0.6</b> m (cfr. figura)
<b>d</b>	<b>0.8</b> (m) EN 1991-1-4 §8.1. (5) + NAD
<b>r</b>	<b>0.0001</b> raggio smusso (m)
<b>z<sub>max</sub></b>	<b>6.8</b> m quota testa pila
<b>d/b</b>	1.333
<b>l/b</b>	11.33
<b>r/b</b>	0.0002
<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>	1.95 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) fig. 7.23
<b>ψ<sub>r</sub></b>	1.00 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>r</sub></b>	1.77 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) (7.9)
<b>f<sub>w,0</sub></b>	<b>1455.62</b>
<b>f<sub>w,(zmax)</sub></b>	<b>1707.97</b>

**Dove:**

- as = 450 m quota ipotizzata del sito
- z<sub>MAX</sub> = 6.80 m altezza da terra del baricentro della sezione della mensola
- b = 0.60 m larghezza della sezione investita dal vento
- d = 0.80 m lunghezza della sezione investita dal vento

Si ottiene una pressione massima agente alla quota dell'asse della mensola di:

- f<sub>wMAX</sub> = 1.708 kN/m<sup>2</sup>

L'azione del vento si implementa nel modello di calcolo quale forza per unità di lunghezza, agente lungo lo sviluppo dello sbraccio nei soli tratti esposti (non in ombra ai cartelloni) e di intensità: 1.708\*0.60= 1.025 kN/m.

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	24 di 113

Cartellone - 4.00 x 4.50 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>	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)	0.97	Coeff. Rugosità terreno (EN 1991-1-4 §4.3.2)
$k_t$	<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)	26.1	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	
$C_e(z)$	2.2162	
$q_p(z)$	1009.75	

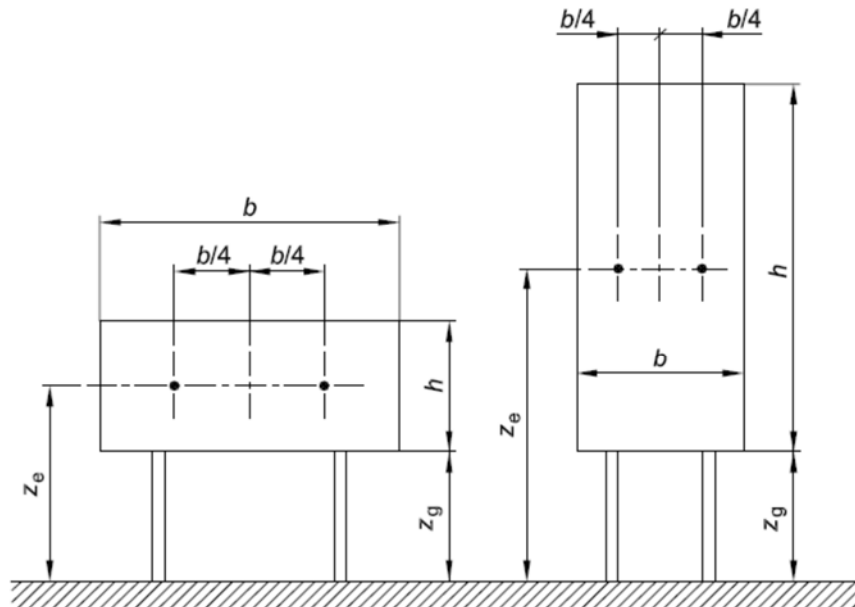
Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	25 di 113

**Caratteristiche cartellone**

<b>b</b>	<b>4</b> Larghezza complessiva pannello
<b>h</b>	<b>4.5</b> Altezza complessiva pannello
<b>z<sub>e</sub></b>	<b>8.05</b> (m) Quota baricentro pannello
A <sub>ref</sub>	18 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>1.72</b> Frequenza struttura
<b>m<sub>e</sub></b>	<b>565</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>	0.03 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	0.06 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> )	56.40
B <sup>2</sup>	0.79 Frequenza adimensionale EN 1991-1-4 B.2 (B2)
f <sub>L</sub> (z,n)	3.72
SL(zn)	5.65E-02
η <sub>n</sub>	1.37
η <sub>p</sub>	1.21
R <sub>h</sub>	0.48
R <sub>b</sub>	0.51
R <sup>2</sup>	1.15
v	1.33 EN 1991-1-4 (B.5)
T	600 (s) intervallo misurazione vm
k <sub>p</sub>	3.00
c <sub>s</sub>	0.86
c <sub>d</sub>	1.19
<b>c<sub>s</sub>c<sub>d</sub></b>	<b>1.11</b>

Ottenendo una pressione sul cartellone pari a  $q_w = 2.020 \text{ kN/m}^2$ .

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



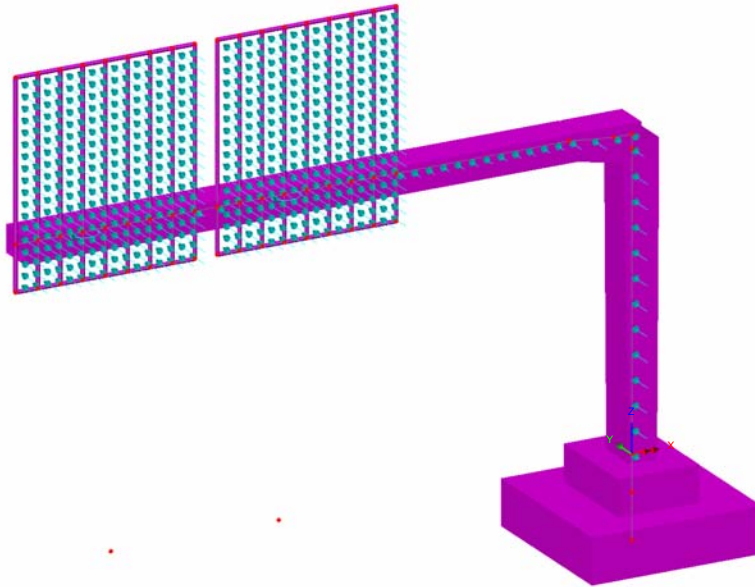
Nota 1 altezza di riferimento:  $z_e = z_g + h/2$ .

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

- $as = 450$  m      quota ipotizzata del sito
- $z_e = 8.05$  m      altezza del baricentro della superficie del cartellone investita dal vento
- $b = 4.00$  m      larghezza della superficie del singolo cartellone investita dal vento
- $h = 4.50$  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
- $m_e = 565$  kg/m      massa equivalente, determinata considerando la massa dello sbraccio della mensola e quella del cartellone (con tubolari di ancoraggio), mediata su un metro di lunghezza
- $\eta_{1x} = 1.720$  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:  $2.020$  kN/m<sup>2</sup>. Si considera l'effetto di eccentricità del punto di applicazione richiesto in normativa attraverso l'applicazione del momento di trasporto  $M_{VENTO1} = 36.36$  kNm.

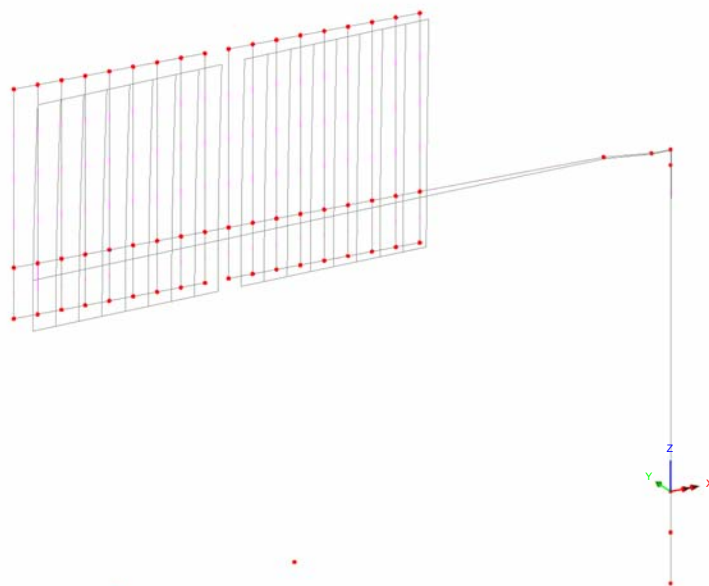
Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	27 di 113



**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. Si è ottenuto quanto segue:

Scale: 1: 60.956  
Zoom: 100.0  
Eye: (-0.441623, -0.826513, 0.349063)  
Eigenvalue analysis  
Loadcase: 1: Eigenvalue 1  
Results file: PortaleBandieraB\_Modale.mys  
Eigenvalue: 117.073  
Natural frequency: 1.72206  
Error norm: 72.9893E-12  
Maximum displacement 0.0245939 at node 60  
Deformation exaggeration: 38.182



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

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	28 di 113

### 5.2.4 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.

La formulazione proposta è la seguente:

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

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

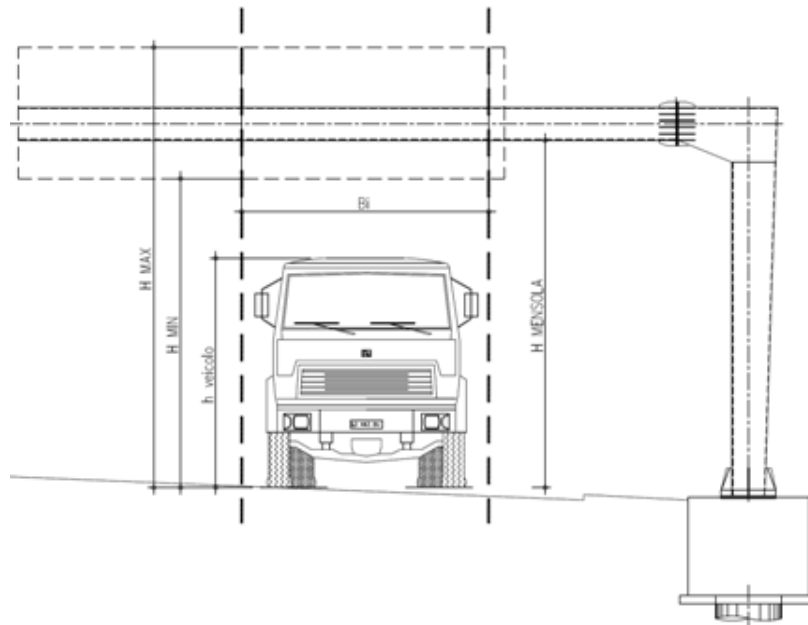
Nota:

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.

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	29 di 113



**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.

**Rete autostradale italiana**  
**STRUTTURA TIPOLOGICA**

PROGETTO ESECUTIVO  
Portali a bandiera L= 13750 mm - RELAZIONE DI CALCOLO

Doc.: STR0011

Rev.: 0

Data: Luglio 2018

Pag.: 30 di 113

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

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

Geometria della struttura di sostegno della segnaletica:

$h_{\text{Veicolo}}$ (m)	$H_{\text{MENSOLA}}$ (m)	$H_{\text{MIN}}$ (m)	$H_{\text{MAX}}$ (m)
4.2	6.5	5.8	9.8

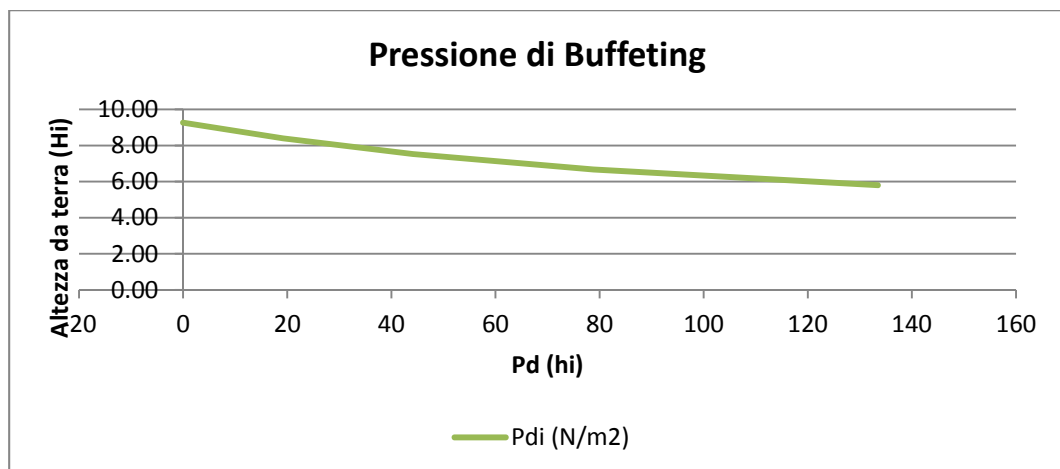
$$P_d = 600 \cdot h^{-0.25} - 400 \quad (\text{N/m}^2)$$

Pressione verticale di buffeting sulla mensola:

$H_i$ (m)	$h_i$ (m)	$P_{di}$ (N/m <sup>2</sup> )
6.5	2.3	87

Pressione di buffeting sulla segnaletica:

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

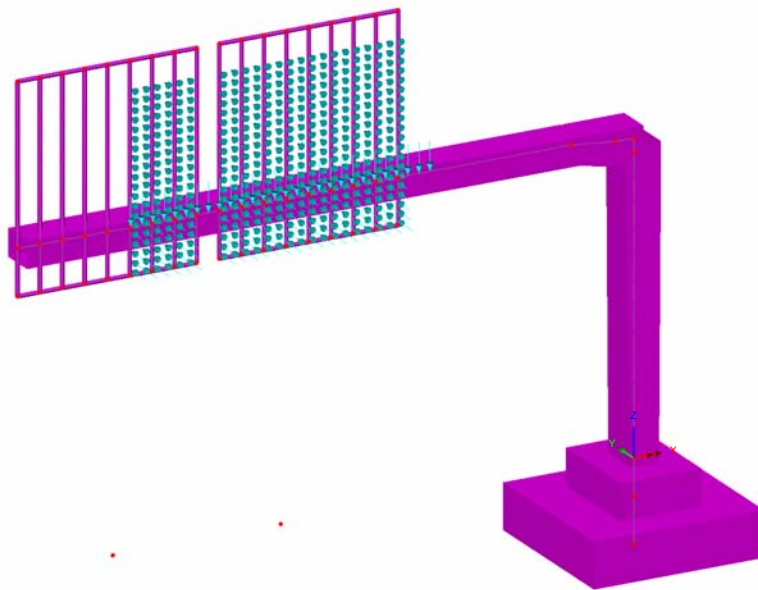


**Fig. 1.10 – Variazione della pressione di buffeting con la quota**



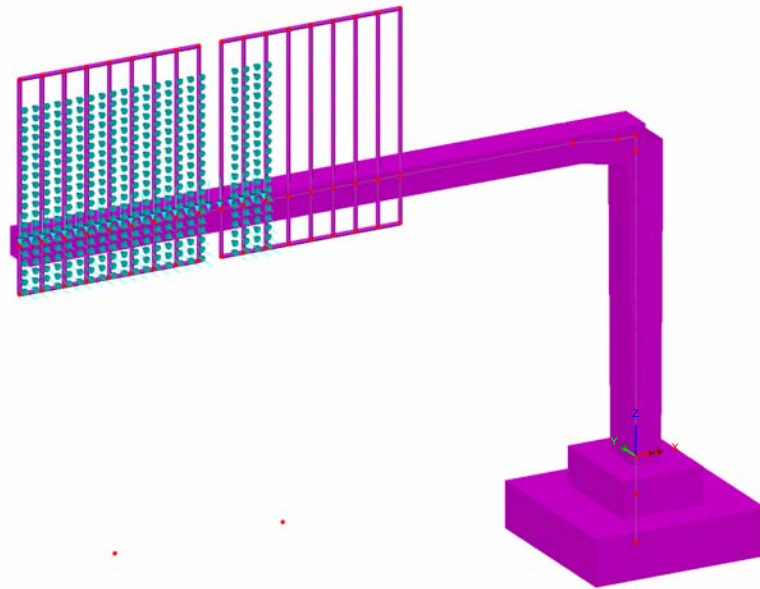
In mancanza di dati specifici relativi al volume di traffico pesante transitante sul tratto autostradale in oggetto, la medesima normativa suggerisce, cautelativamente, di assumere un numero di transiti pari a 7000 veicoli/giorno per ciascuna carreggiata, suddivisi tra le singole corsie secondo la tabella 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



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

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	32 di 113



**Fig. 12 – Azione di Buffeting - Corsia 2**

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	33 di 113

### 5.2.5 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 copertuta
- $\mu_i=0.80$  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:

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

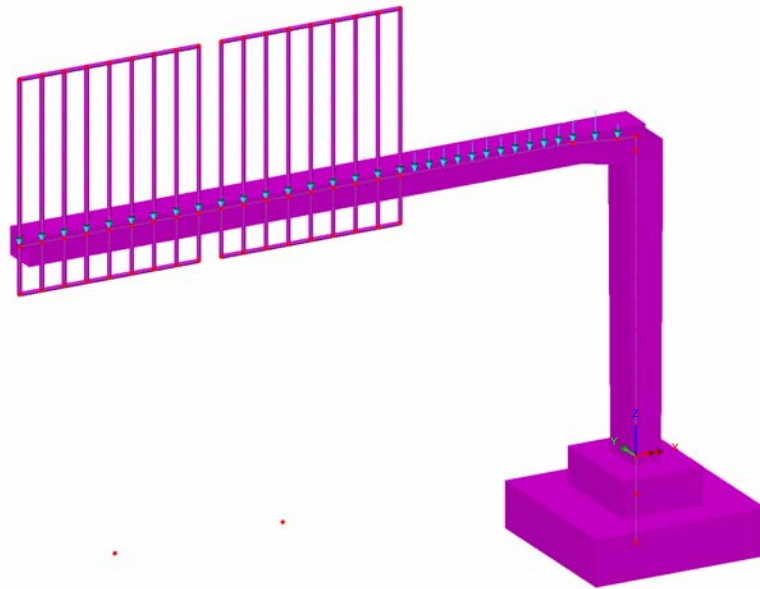
Per la quantificazione del carico da neve si è adottato il valore  $q_{sk}$  relativo alla zona geografica 1, alla quota di 200 m.s.l.m.m.

Tale azione è applicata alla struttura quale carico lineare uniformemente distribuito agente per l'intero sviluppo della mensola.

La larghezza di applicazione del carico coincide con la larghezza della sezione metallica, pari a 0.80m. Si applica quindi alla struttura un carico da neve di intensità:

$$q_s = 1.20 \times 0.80 = 0.96 \text{ kN} / \text{m}$$

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	34 di 113



**Fig. 13 – Carico da neve**

### **5.2.6 Temperatura**

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

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	35 di 113

### 5.2.7 Azione sismica ( $E_k$ )

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

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	36 di 113

$\eta$  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 secondi)

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

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

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

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

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

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

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

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

Mentre, i valori di  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $S$  ed  $\eta$ , 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:

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

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	37 di 113

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:

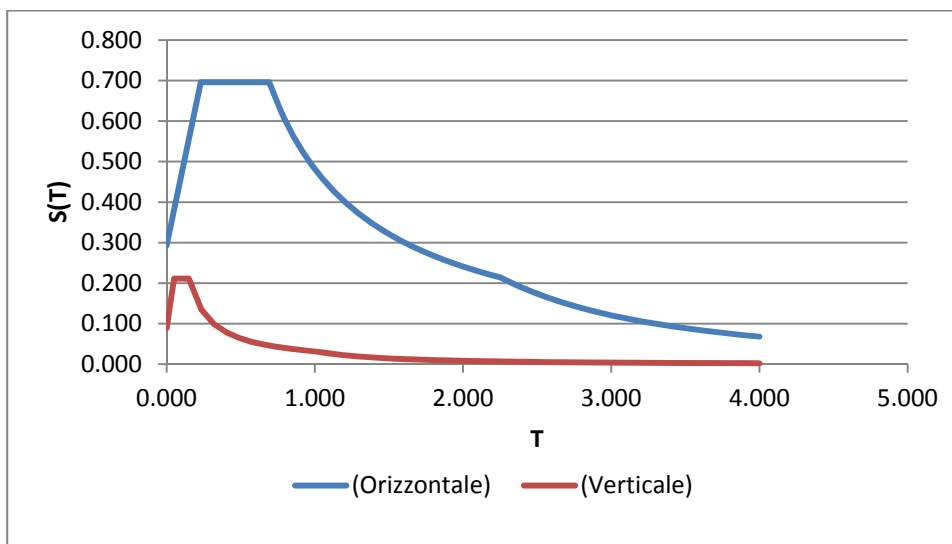
Componente orizzontale:

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		

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	38 di 113

**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.



## 6. COMBINAZIONI DI CARICO

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

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

Combinazione fondamentale utilizzata per gli stati limite ultimi (SLU)

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

Combinazione sismica impiegata per gli stati limite (SLV)

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

dove:

- $G_k$  è il valore caratteristico delle azioni permanenti;
- $E$  è l'azione del sisma per lo stato limite considerato;
- $Q_k$  è il valore caratteristico delle azioni variabili;
- $\gamma_G$  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.

**Tabella 7.1.1 – 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

**Tabella 7.1.6-1. - Coefficienti  $\psi_0, \psi_1, \psi_2$  per le azioni variabili**

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

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

- *Combinazione caratteristica rara*

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

- *Combinazione frequente*

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

- *Combinazione quasi permanente*

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

I coefficienti  $\psi_{ik}$  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).

## 7. ANALISI STRUTTURALE

### 7.1 Generalità

Come anticipato nei capitoli precedenti, l'analisi strutturale riportata di seguito riguarda il portale a bandiera "Tipo B", avente lunghezza dello sbraccio metallico  $L_B = 13.75$  m, 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, tenendo conto della variabilità presente in prossimità del nodo (lato mensola) e della variabilità della colonna montante.

In dettaglio si evidenziano le seguenti misure significative di carpenteria:

- Sezione della mensola (concio di estremità)      0.8 x 0.6 x 0.012 m (BxHxs)
- Sezione di testa del montante                      0.8 x 0.8 x 0.015 m (BxHxs)
- Sezione di base del montante                      1.0 x 0.6 x 0.015 m (BxHxs)

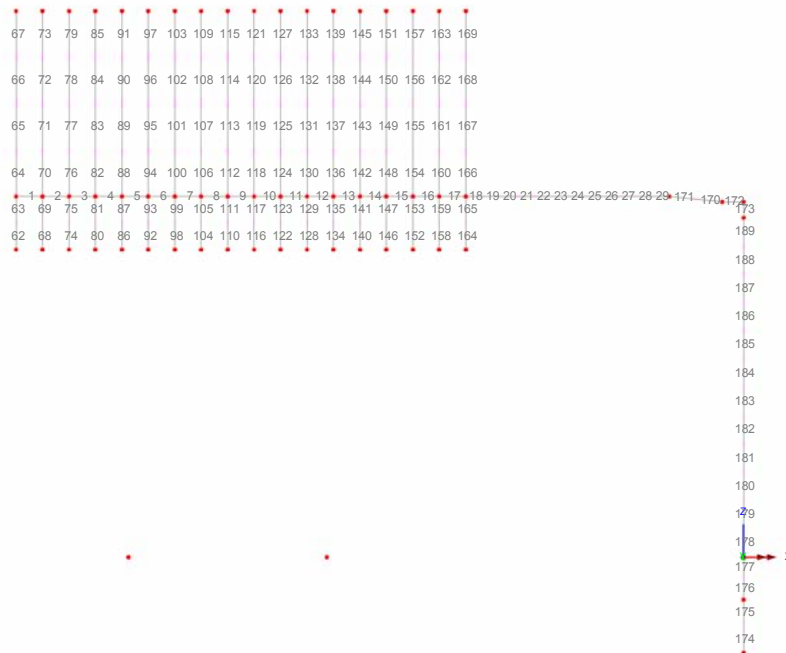


Fig. 14 – Modello di calcolo FEM - numerazione degli elementi

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	42 di 113

## 7.2 Caratteristiche di sollecitazione elementari

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

### Peso proprio degli elementi strutturali:

Scale: 1: 68,9262

Zoom: 100,0

Eye: (0,0, -1,0, 0,0)

Linear/dynamic analysis

Loadcase: 2.PortaleBandieraB.mys

Results file: PortaleBandieraB.mys

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam

Diagram component: My

Diagram maximum 240,857E3 at Gauss point 11 of element 172

Diagram minimum -5,37079 at Gauss point 1 of element 1

Diagram scale: 1: 62,2775E-6



Fig. 15 – My (Local) - Pesi propri

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	43 di 113

Scale: 1: 68.9262  
Zoom: 100.0  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Loadcase: 2:PortaleBandieraB.mys  
Results file: PortaleBandieraB.mys  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Mz  
Diagram maximum 240.857E3 at Gauss point 11 of element 173  
Diagram minimum -64.7798 at Gauss point 11 of element 185  
Diagram scale: 1: 62.2775E-6

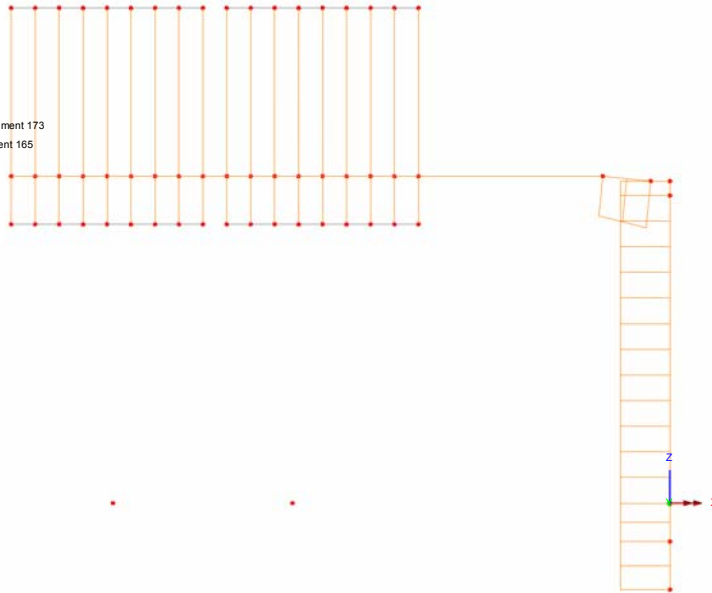


Fig. 16 – Mz (Local) - Pesi propri

Peso permanenti portati:

Scale: 1: 68.9262  
Zoom: 100.0  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Loadcase: 3:PortaleBandieraB.mys  
Results file: PortaleBandieraB.mys  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: My  
Diagram maximum 227.858E3 at Gauss point 11 of element 172  
Diagram minimum -7.27634 at Gauss point 1 of element 1  
Diagram scale: 1: 65.8308E-6

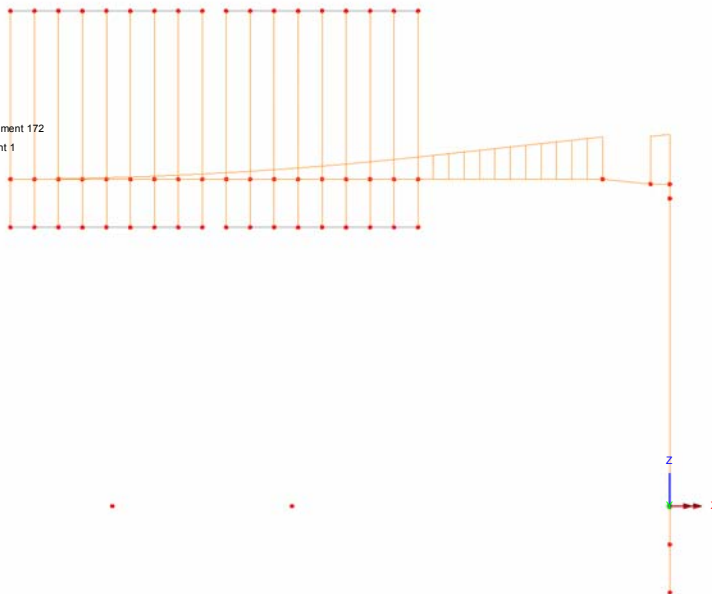


Fig. 17 – My (Local) - Permanenti portati

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	44 di 113

Scale: 1: 68.9262  
Zoom: 100.0  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Loadcase: 3:PortaleBandieraB.mys  
Results file: PortaleBandieraB.mys  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Mz  
Diagram maximum 227.858E3 at Gauss point 11 of element 173  
Diagram minimum -72.1947 at Gauss point 11 of element 165  
Diagram scale: 1: 65.8306E-6

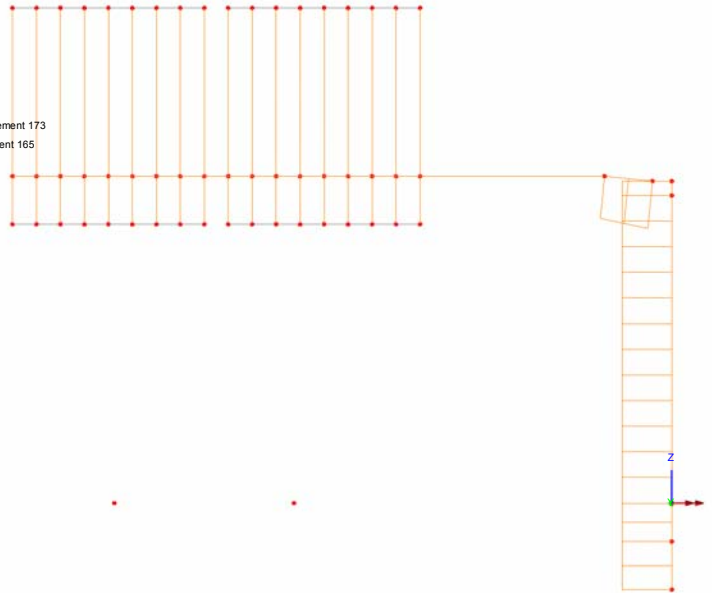


Fig. 18 – Mz (Local) - Permanenti portati

Vento:

Scale: 1: 68.9262  
Zoom: 100.0  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Loadcase: 4:PortaleBandieraB.mys  
Results file: PortaleBandieraB.mys  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: My  
Diagram maximum 0.259206E-9 at Gauss point 1 of element 62  
Diagram minimum -814.19E3 at Gauss point 1 of element 174  
Diagram scale: 1: 18.4232E-6

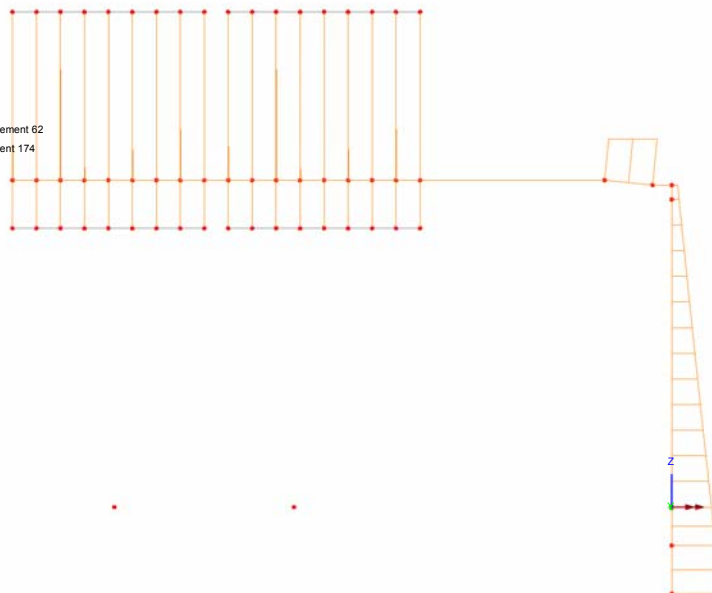
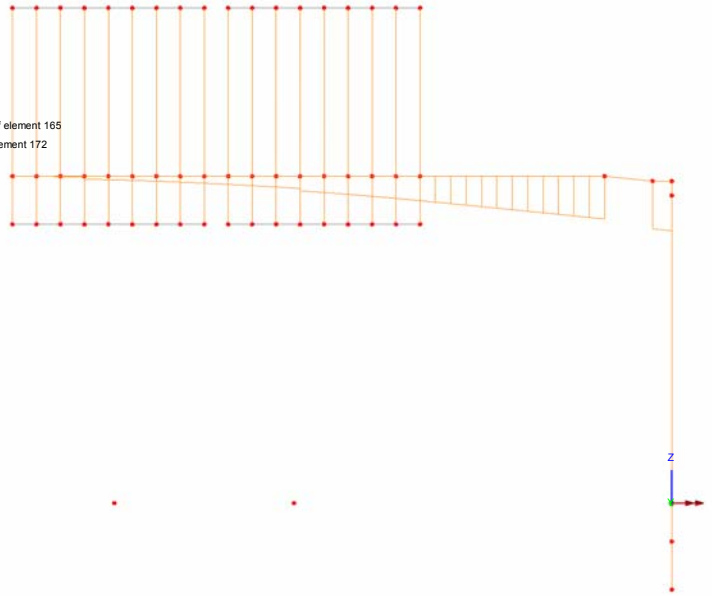


Fig. 19 – My (Local) - Vento

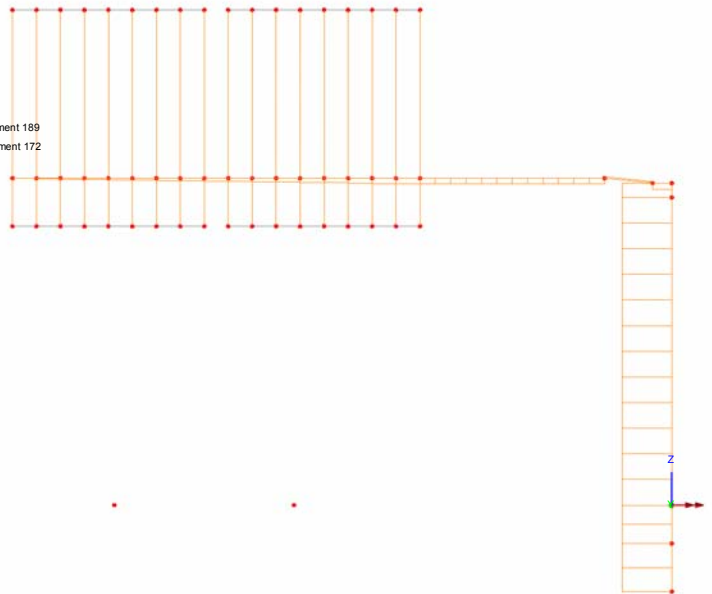
Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	45 di 113

Scale: 1: 68.9262  
Zoom: 100.0  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Loadcase: 4:PortaleBandieraB.mys  
Results file: PortaleBandieraB.mys  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Mz  
Diagram maximum 0.605845E-27 at Gauss point 11 of element 165  
Diagram minimum -782.459E3 at Gauss point 11 of element 172  
Diagram scale: 1: 19.1703E-6



**Fig. 20 – Mz (Local) - Vento**

Scale: 1: 68.9262  
Zoom: 100.0  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Loadcase: 4:PortaleBandieraB.mys  
Results file: PortaleBandieraB.mys  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Mx  
Diagram maximum 782.459E3 at Gauss point 1 of element 189  
Diagram minimum -98.6689E3 at Gauss point 1 of element 172  
Diagram scale: 1: 19.1703E-6



**Fig. 21 – Mx - Torcente (Local) - Vento**

Neve:

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	46 di 113

Scale: 1: 68.9262  
Zoom: 100.0  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Loadcase: 5:PortaleBandieraB.mys  
Results file: PortaleBandieraB.mys  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: My  
Diagram maximum 90.6775E3 at Gauss point 11 of element 172  
Diagram minimum -2.0724 at Gauss point 1 of element 1  
Diagram scale: 1: 0.165421E-3

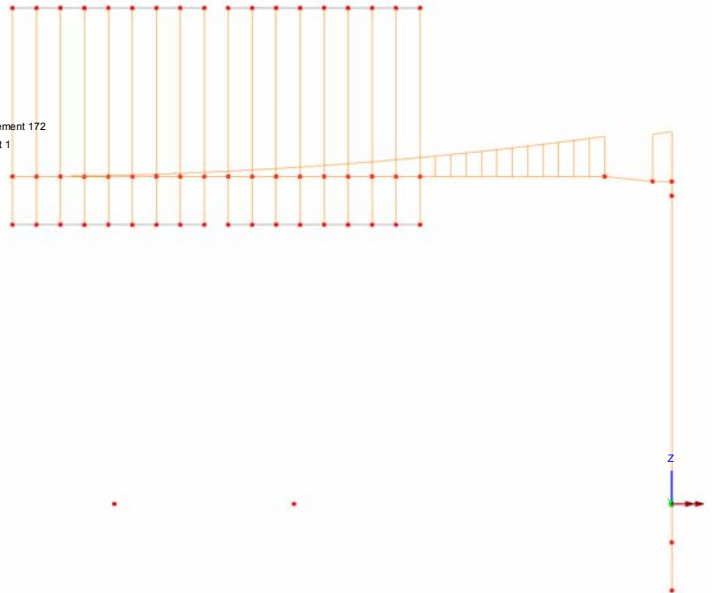


Fig. 22 – My (Local) - Neve

Scale: 1: 68.9262  
Zoom: 100.0  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Loadcase: 5:PortaleBandieraB.mys  
Results file: PortaleBandieraB.mys  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Mz  
Diagram maximum 90.6775E3 at Gauss point 11 of element 173  
Diagram minimum -24.4795 at Gauss point 11 of element 165  
Diagram scale: 1: 0.165421E-3

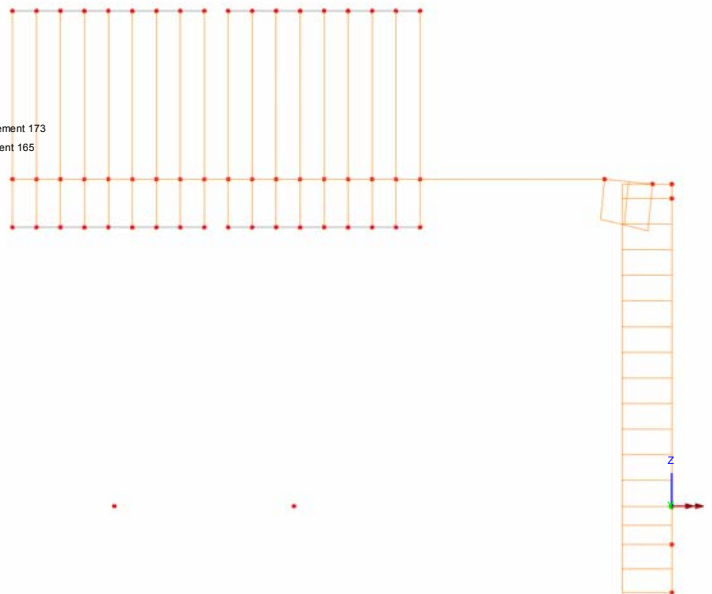


Fig. 23 – Mz (Local) - Neve



Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	47 di 113

Buffeting L1:

Scale: 1: 68.9262  
Zoom: 100.0  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Loadcase: 6:PortaleBandieraB.mys  
Results file: PortaleBandieraB.mys  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: My  
Diagram maximum 3.70566E3 at Gauss point 11 of element 172  
Diagram minimum -9.29762E3 at Gauss point 1 of element 174  
Diagram scale: 1: 1.61332E-3

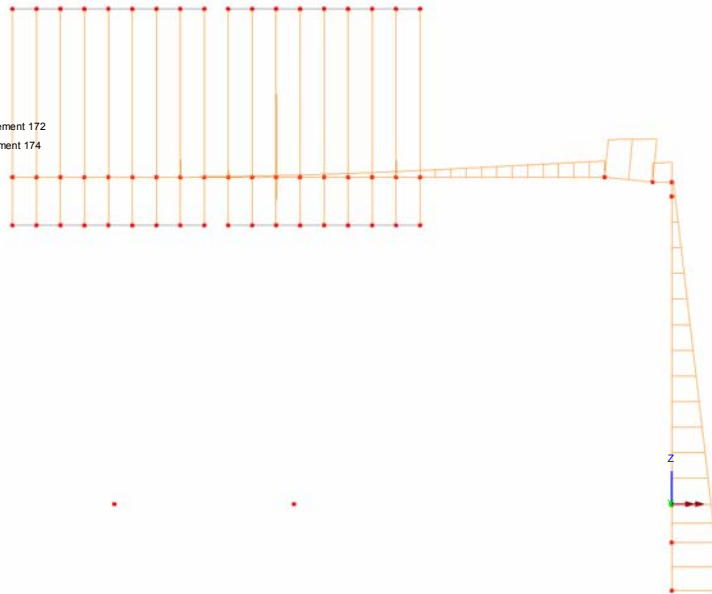


Fig. 24 – My (Local) - Buffeting L1

Scale: 1: 68.9262  
Zoom: 100.0  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Loadcase: 6:PortaleBandieraB.mys  
Results file: PortaleBandieraB.mys  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Mz  
Diagram maximum 3.70566E3 at Gauss point 11 of element 173  
Diagram minimum -8.57167E3 at Gauss point 11 of element 172  
Diagram scale: 1: 1.74995E-3

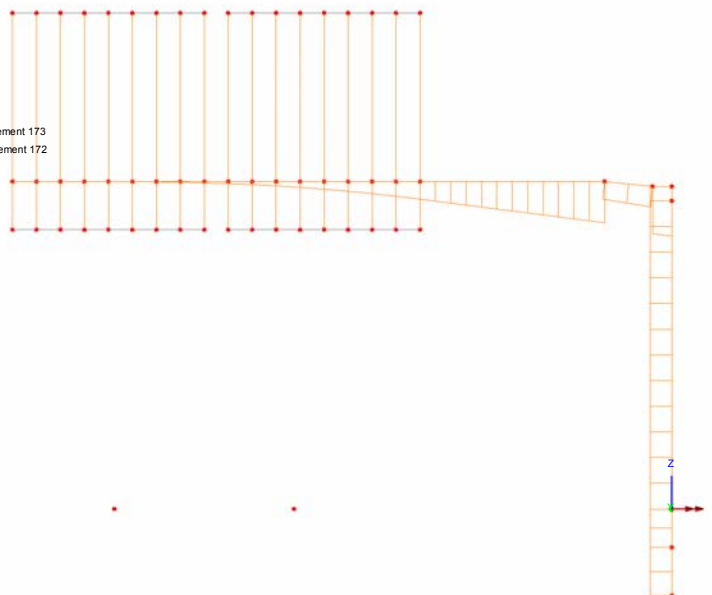


Fig. 25 – Mz (Local) - Buffeting L1

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	48 di 113

Buffeting L2:

Scale: 1: 68.9262  
Zoom: 100.0  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Loadcase: 47:PortaleBandieraB.mys  
Results file: PortaleBandieraB.mys  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: My  
Diagram maximum 4.25461E3 at Gauss point 11 of element 172  
Diagram minimum -10.3542E3 at Gauss point 1 of element 170  
Diagram scale: 1: 1.44869E-3

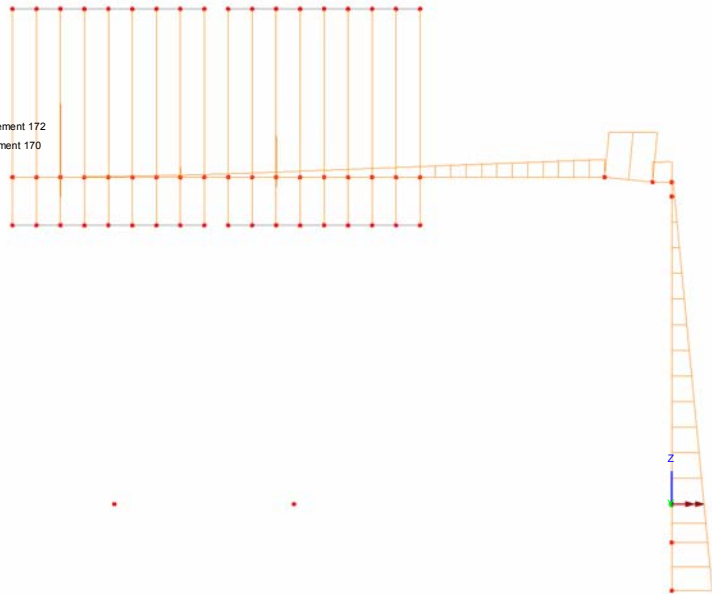


Fig. 26 – My (Local) - Buffeting L2

Scale: 1: 68.9262  
Zoom: 100.0  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Loadcase: 47:PortaleBandieraB.mys  
Results file: PortaleBandieraB.mys  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Mz  
Diagram maximum 4.25461E3 at Gauss point 11 of element 173  
Diagram minimum -10.7604E3 at Gauss point 11 of element 172  
Diagram scale: 1: 1.39401E-3

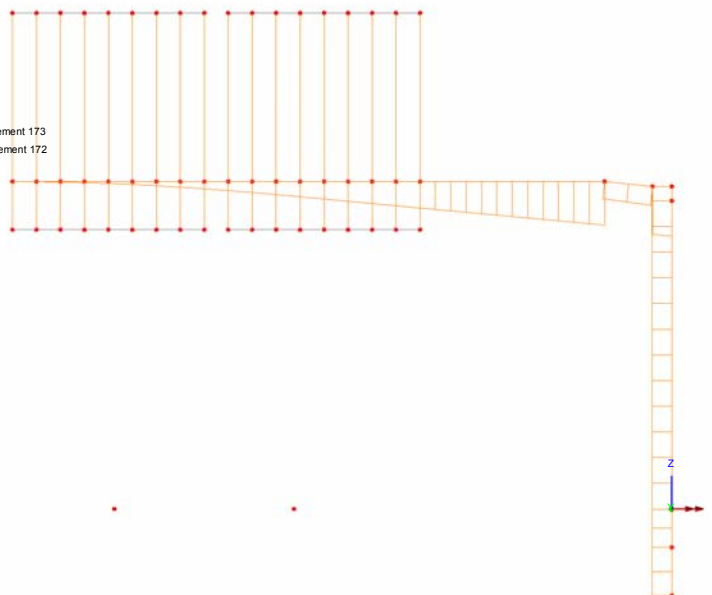


Fig. 27 – Mz (Local) - Buffeting L2

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	49 di 113

### 7.3 Involuppo delle caratteristiche di sollecitazione

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

#### 7.3.1 Enve SLU - A1

##### Involuppo agli SLU - A1 (STR):

Scale: 1: 68.9262  
Zoom: 100.0  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Combining on: My  
EnveSLU-A1 (Max)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: My  
Diagram maximum 1.22129E6 at Gauss point 1 of element 174  
Diagram minimum -12.6471 at Gauss point 1 of element 1  
Diagram scale: 1: 12.2821E-6

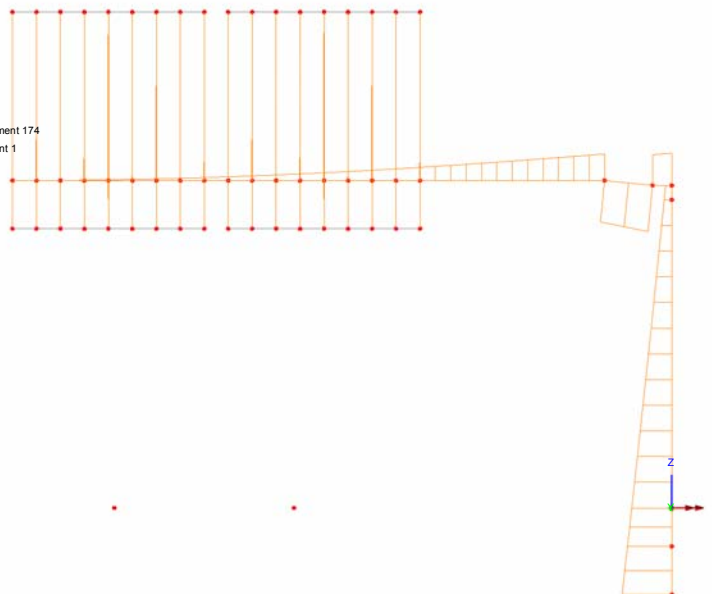
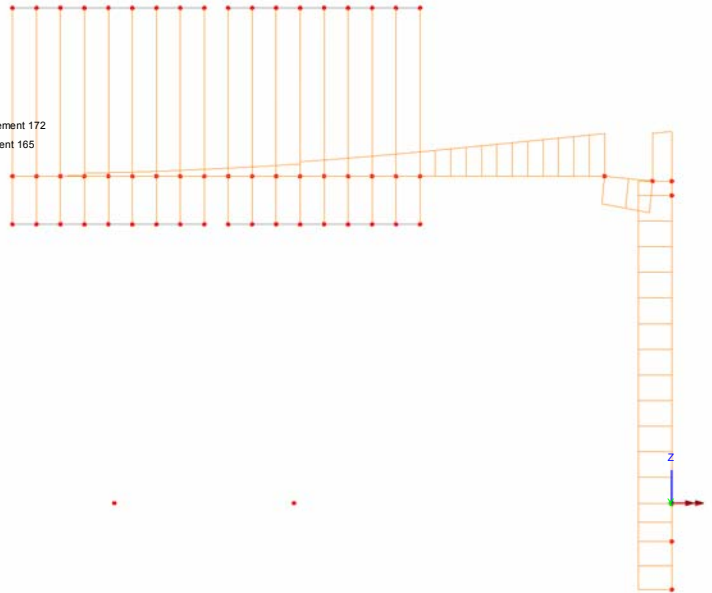


Fig. 28 – My (Local)

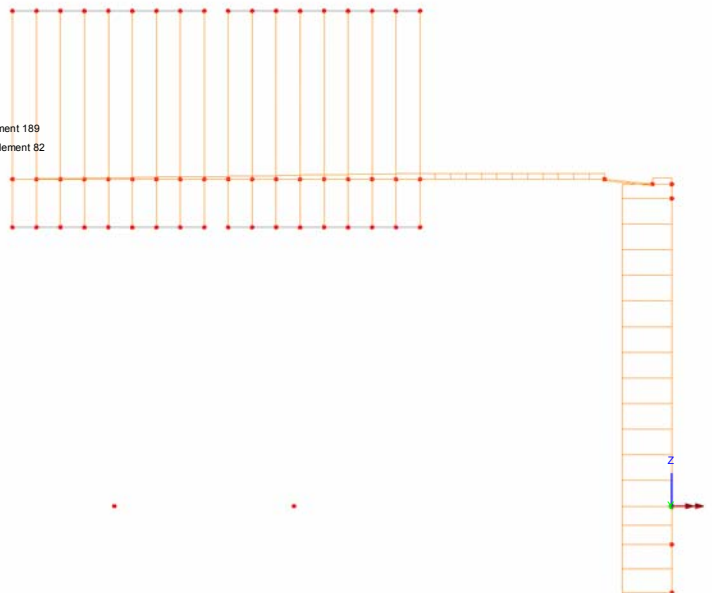
Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	50 di 113

Scale: 1: 68.9262  
Zoom: 100.0  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Combining on: Mz  
EnveSLU-A1 (Max)  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Mz  
Diagram maximum 1.17369E6 at Gauss point 11 of element 172  
Diagram minimum -136.975 at Gauss point 11 of element 165  
Diagram scale: 1: 12.7802E-6



**Fig. 29 – Mz (Local)**

Scale: 1: 68.9262  
Zoom: 100.0  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Combining on: Mx  
EnveSLU-A1 (Max)  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Mx  
Diagram maximum 1.17369E6 at Gauss point 1 of element 189  
Diagram minimum -3.15544E-30 at Gauss point 1 of element 82  
Diagram scale: 1: 12.7802E-6



**Fig. 30 – Mx - Torcente (Local)**

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	51 di 113

### 7.3.2 Enve SLE - Caratteristica

#### Inviluppo agli SLE - Caratteristica:

Scale: 1: 68.9262

Zoom: 100.0

Eye: (0.0, -1.0, 0.0)

Linear/dynamic analysis

Combining on: My

EnveSLErara (Max)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam

Diagram component: My

Diagram maximum 814.19E3 at Gauss point 1 of element 174

Diagram minimum -12.6471 at Gauss point 1 of element 1

Diagram scale: 1: 18.4232E-6

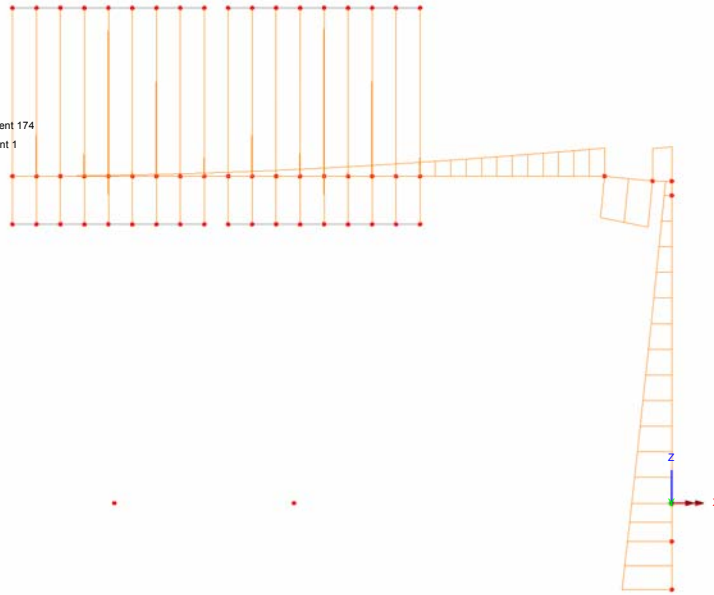


Fig. 31 – My (Local)

Scale: 1: 68.9262

Zoom: 100.0

Eye: (0.0, -1.0, 0.0)

Linear/dynamic analysis

Combining on: Mz

EnveSLErara (Max)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam

Diagram component: Mz

Diagram maximum 782.459E3 at Gauss point 11 of element 172

Diagram minimum -136.975 at Gauss point 11 of element 165

Diagram scale: 1: 19.1703E-6

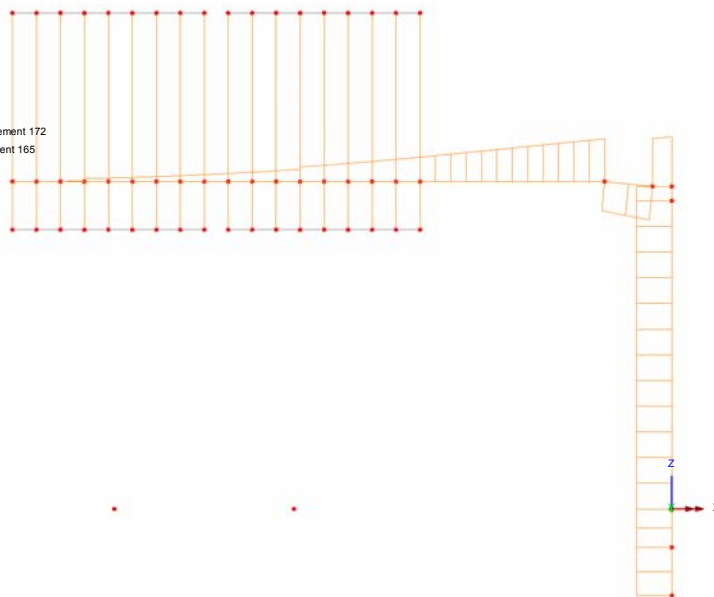
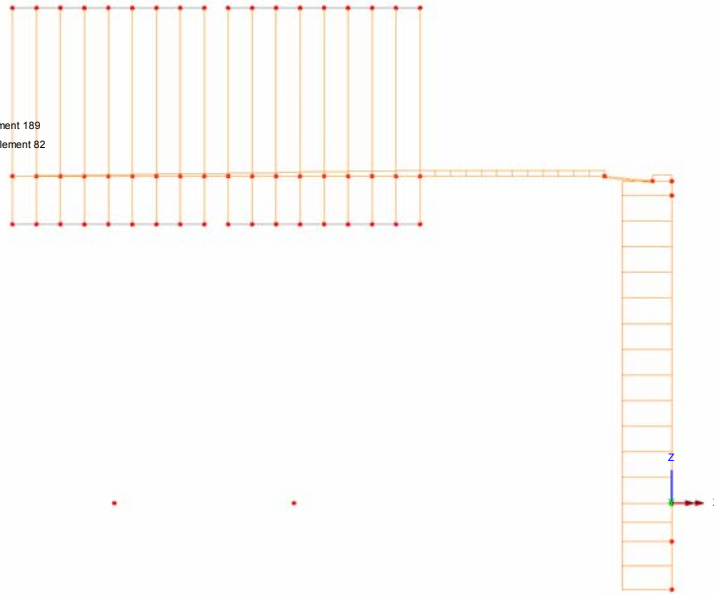


Fig. 32 – Mz (Local)

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	52 di 113

Scale: 1: 68.9262  
Zoom: 100.0  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Combining on: Mx  
EnveSLErara (Max)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Mx  
Diagram maximum 762.459E3 at Gauss point 1 of element 189  
Diagram minimum -3.15544E-30 at Gauss point 1 of element 82  
Diagram scale: 1: 19.1703E-6



**Fig. 33 – Mx - Torcente (Local)**

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	53 di 113

### 7.3.3 Enve Sisma - SLV

#### Inviluppo agli SLV:

Scale: 1: 68.9262  
Zoom: 100.0  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Combining on: My  
EnveSisma (Max)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: My  
Diagram maximum 610.281E3 at Gauss point 11 of element 172  
Diagram minimum 0.523863 at Gauss point 3 of element 164  
Diagram scale: 1: 24.5788E-6

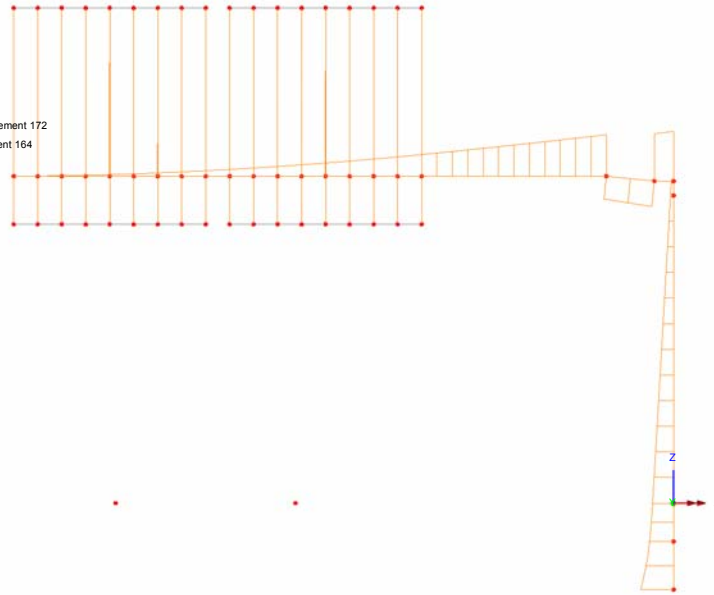


Fig. 34 – My (Local)

Scale: 1: 68.9262  
Zoom: 100.0  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Combining on: Mz  
EnveSisma (Max)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Mz  
Diagram maximum 787.801E3 at Gauss point 1 of element 174  
Diagram minimum -44.1324 at Gauss point 11 of element 165  
Diagram scale: 1: 19.0403E-6

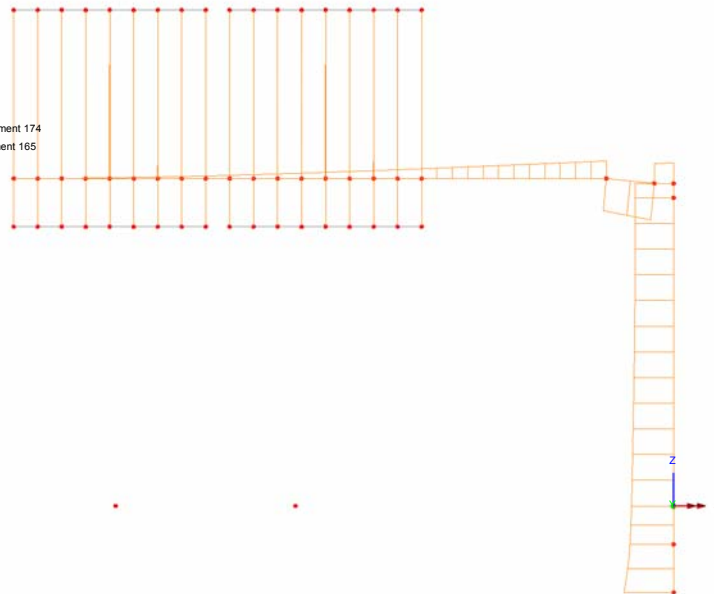
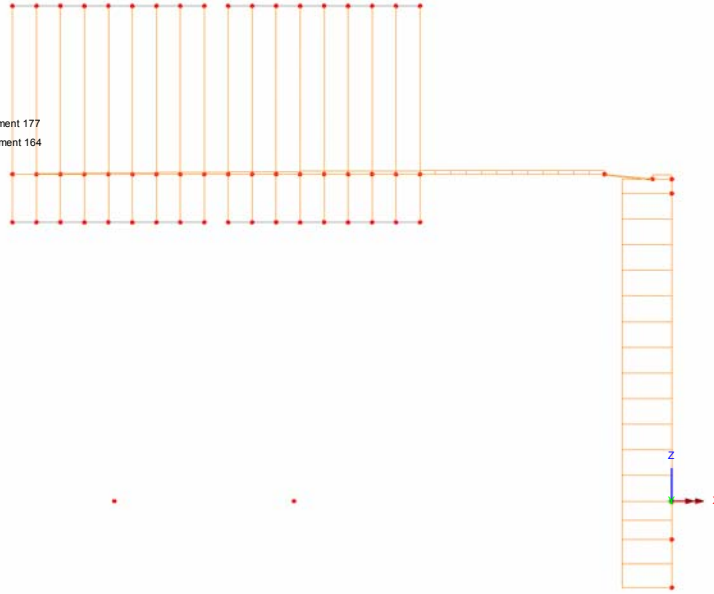


Fig. 35 – Mz (Local)

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	54 di 113

Scale: 1: 68.9262  
Zoom: 100.0  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Combining on: Mx  
ErveSisma (Max)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Mx  
Diagram maximum 326.025E3 at Gauss point 1 of element 177  
Diagram minimum 9.50681E-3 at Gauss point 1 of element 164  
Diagram scale: 1: 46.0087E-6



**Fig. 36 – Mx - Torcente (Local)**



Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	55 di 113

## 7.4 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

Scale: 1: 46.2695  
Zoom: 100.0  
Eye: (-0.462276, -0.836345, 0.294664)  
Linear/dynamic analysis  
Combining on: DZ  
SLEQDef (Max)  
Maximum displacement 0.0998984 at node 1  
Deformation exaggeration: 9.43741

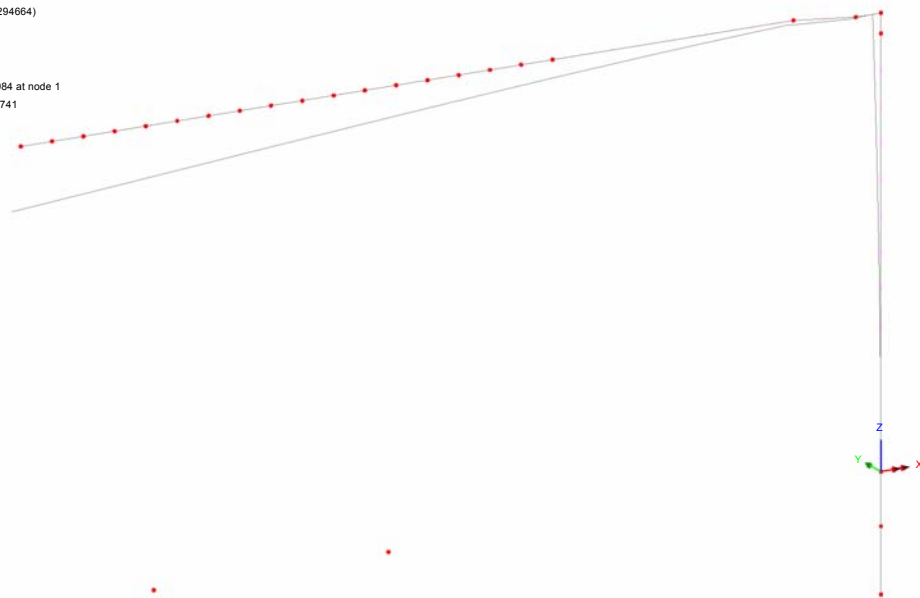


Fig. 37 – **Spostamenti verticali massimi**

Il massimo spostamento verticale ad effetto dei carichi permanenti è pari a 0.10 m. Si prescrive quindi una contromonta costruttiva, da misurarsi in direzione verticale ed in corrispondenza alla punta estrema della mensola, pari a 0.12 m.

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	56 di 113

### Spostamenti orizzontali ( $\delta Y$ ) - Azioni variabili

Scale: 1: 46.3143  
Zoom: 100.0  
Eye: (-0.462276, -0.836345, 0.294664)  
Linear/dynamic analysis  
Combining on: DY  
SLEventDef (Max)  
Maximum displacement 0.19654 at node 1  
Deformation exaggeration: 3.60819

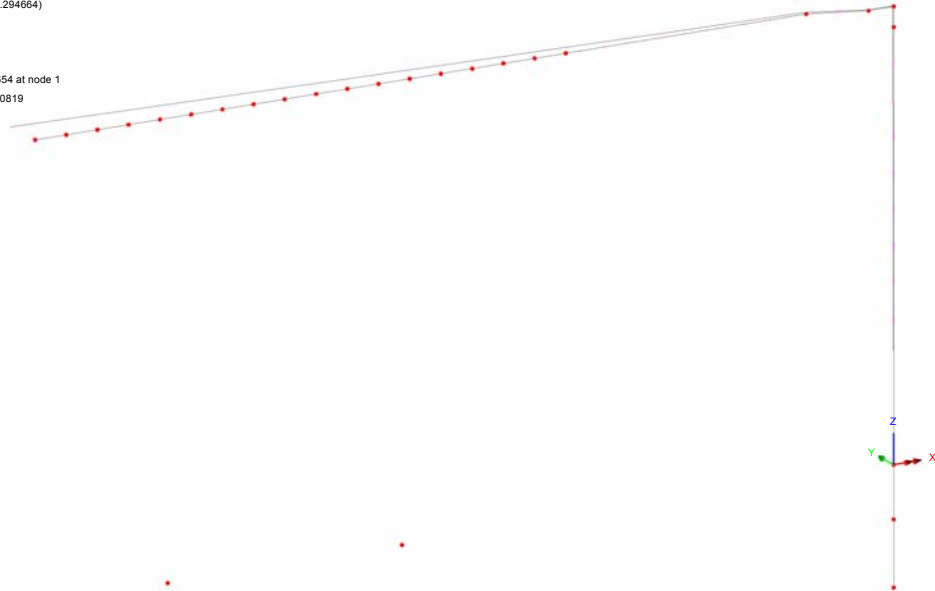


Fig. 38 – Spostamenti orizzontali massimi

Il massimo spostamento orizzontale in direzione Y, indotto dai carichi variabili, è pari a 0.196 m. Lo spostamento concomitante in corrispondenza al nodo mensola-montante è 0.009 m circa. Lo spostamento di verifica, relativo allo sbraccio del portale, è quindi pari a:

$$\delta_{Y\text{ Ver}} = 0.196 - 0.009 = 0.187 \text{ m}$$

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

Si ha quindi che:

$$\delta_{Y\text{ amm}} = 13.75 \times 2/150 = 0.184 \text{ m}$$

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

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

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	57 di 113

$$\delta_{Y_{amm}} = (13.75 + 6.8)/100 = 0.206 m$$

Dove:

- $h_M = 6.80$  m            altezza del montante
- $L_B = 13.75$  m            lunghezza della mensola metallica

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

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	58 di 113

## 7.5 Azioni in fondazione

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

Il plinto ha forma quadrata in pianta, con impronta  $3.80 \times 3.80 \text{ m}^2$  in corrispondenza alla quota del piano di spiccato e  $2.30 \times 1.80 \text{ m}^2$  alla quota di base della colonna.

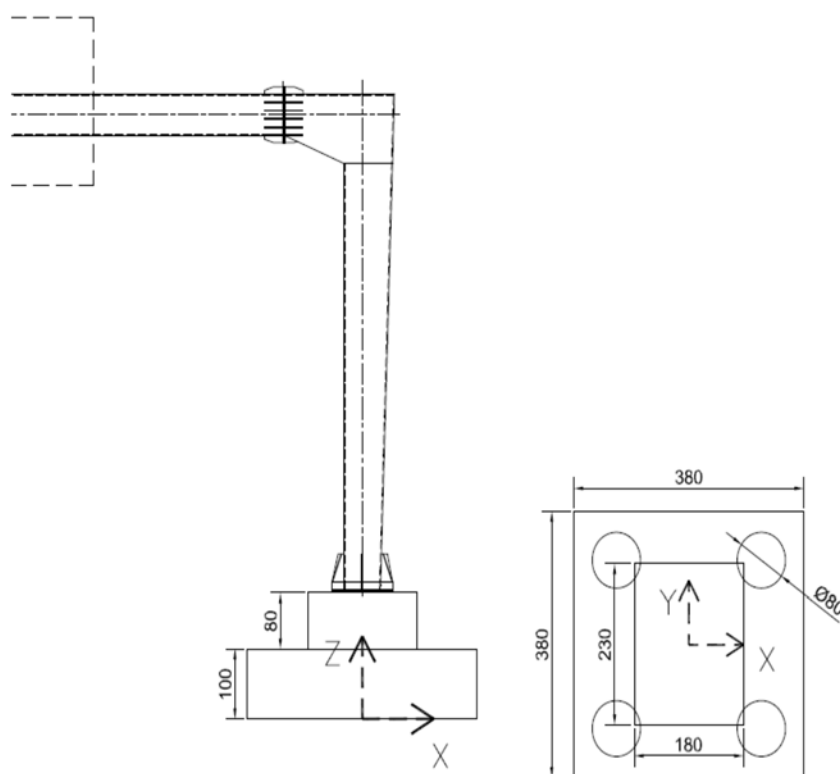


Fig. 39 – Carpenteria del plinto di fondazione - Posa su terreno pianeggiante

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	59 di 113

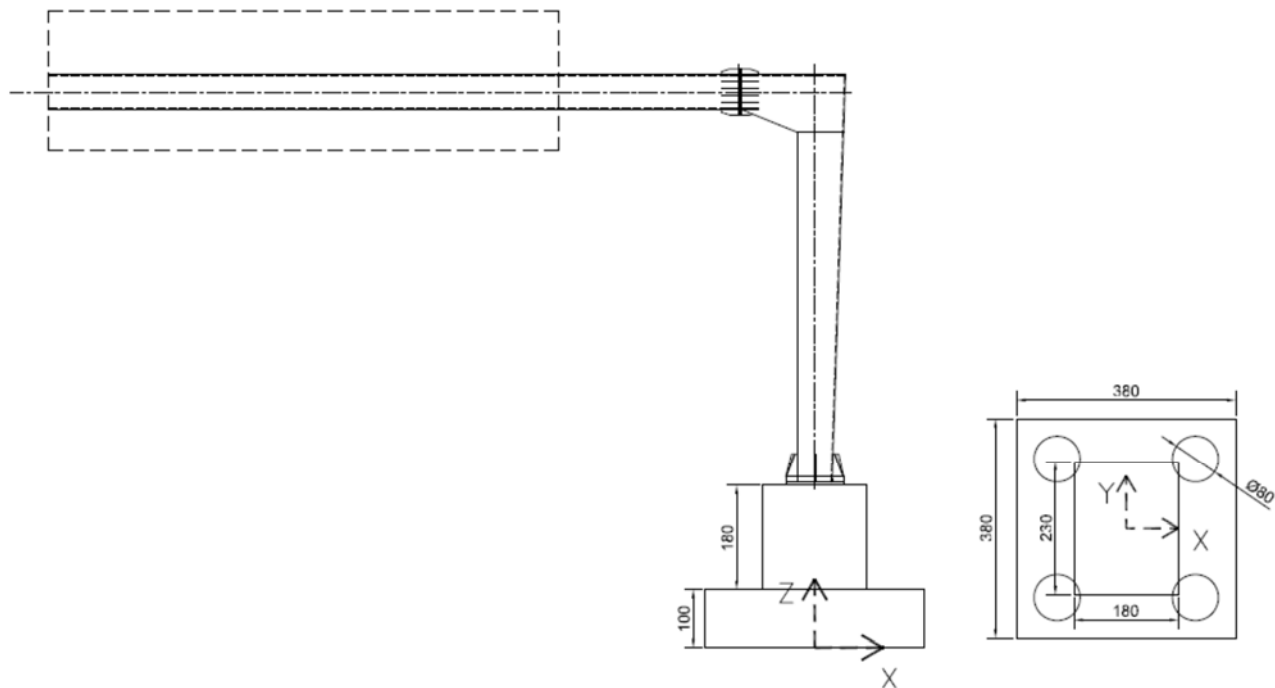


Fig. 40 – Carpenteria del plinto di fondazione - Posa su rilevato

La fondazione è sostenuta da un sistema di quattro pali trivellati o elica  $\Phi=0.80$  m, di lunghezza variabile in funzione della stratigrafia locale e della carpenteria (terreno piano o rilevato), aventi interasse  $i=2.30$  m. Per maggiori dettagli si rimanda alla trattazione geotecnica ed agli elaborati grafici di dettaglio.

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

Per la tipologia di plinto atto alla posa su terreno pianeggiante sono escluse dalle analisi eventuali azioni di spinta delle terre esercitate sulle fondazioni, dovute a configurazioni non simmetriche e planari del piano di posa.

Per la seconda tipologia, trattandosi di portali a bandiera le cui fondazioni sono situate su rilevato, nelle analisi effettuate si considerano le azioni di spinta delle terre, lato autostrada, esercitate sulle fondazioni, dovute anche alla presenza di traffico veicolare.

**7.5.1 Fondazioni per posa su terreno pianeggiante**

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)	284	0	-132	-683	1221	-469	1174	MIN
		0	79	-945	-733	-791	-704	MAX
		0	-132	-935	1221	-723	1174	MIN
		0	132	-683	-1221	-469	-1174	MAX
		0	-79	-945	733	-791	704	MIN
		0	132	-683	-1221	-469	-1174	MAX
		0	132	-683	-1221	-469	-1174	MIN
		0	-132	-935	1221	-723	1174	MAX
		0	-79	-945	733	-791	704	MIN
		0	132	-683	-1221	-469	-1174	MAX
		0	132	-683	-1221	-469	-1174	MIN
		0	-132	-935	1221	-723	1174	MAX

Fig. 41 – Inviluppo 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)	284	0	-114	-683	1058	-469	1017	
		0	69	-756	-635	-655	-610	
		0	-114	-748	1058	-596	1017	
		0	114	-683	-1058	-469	-1017	
		0	-69	-756	635	-655	610	
		0	114	-683	-1058	-469	-1017	
		0	114	-683	-1058	-469	-1017	
		0	-114	-748	1058	-596	1017	
		0	-69	-756	635	-655	610	
		0	114	-683	-1058	-469	-1017	
		0	114	-683	-1058	-469	-1017	
		0	-114	-748	1058	-596	1017	

Fig. 42 – Inviluppo 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	284	0	-88	-683	814	-469	782	MIN
		0	53	-696	-489	-559	-469	MAX
		0	-88	-689	814	-514	782	MIN
		0	88	-683	-814	-469	-782	MAX
		0	-53	-696	489	-559	469	MIN
		0	88	-683	-814	-469	-782	MAX
		0	88	-683	-814	-469	-782	MIN
		0	-88	-689	814	-514	782	MAX
		0	-53	-696	489	-559	469	MIN
		0	88	-683	-814	-469	-782	MAX
		0	88	-683	-814	-469	-782	MIN
0	-88	-689	814	-514	782	MAX		

Fig. 43 – Involuppo 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	284	-153	-49	-709	-70	-788	-98	MIN
		153	49	-657	70	-150	98	MAX
		-46	-163	-700	-235	-572	-326	MIN
		46	163	-666	235	-366	326	MAX
		-48	-49	-729	-70	-595	-98	MIN
		48	49	-637	70	-342	98	MAX
		30	93	-677	-405	-520	-326	MIN
		-30	-93	-690	405	-417	326	MAX
		-153	-49	-709	-70	-788	-98	MIN
		153	49	-657	70	-150	98	MAX
		30	93	-677	-405	-520	-326	MIN
		-30	-93	-690	405	-417	326	MAX

Fig. 44 – Involuppo delle azioni agenti in fondazione - SLV

### 7.5.2 Fondazioni per posa su rilevato

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)	284	293	-132	-991	1353	-133	1174	MIN
		293	132	-1376	-1353	-387	-1174	MAX
		293	-132	-1376	1353	-387	1174	MIN
		293	132	-991	-1353	-133	-1174	MAX
		293	79	-1386	-812	-455	-704	MIN
		293	-132	-991	1353	-133	1174	MAX
		293	132	-1376	-1353	-387	-1174	MIN
		293	-132	-991	1353	-133	1174	MAX
		293	-79	-1386	812	-455	704	MIN
		293	132	-991	-1353	-133	-1174	MAX
		293	132	-991	-1353	-133	-1174	MIN
		293	-132	-1376	1353	-387	1174	MAX

Fig. 45 – 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)	284	288	-114	-991	1173	-134	1017	MIN
		288	114	-1117	-1173	-262	-1017	MAX
		288	-114	-1117	1173	-262	1017	MIN
		288	114	-991	-1173	-134	-1017	MAX
		288	69	-1126	-704	-321	-610	MIN
		288	-114	-991	1173	-134	1017	MAX
		288	114	-1117	-1173	-262	-1017	MIN
		288	-114	-991	1173	-134	1017	MAX
		288	-69	-1126	704	-321	610	MIN
		288	114	-991	-1173	-134	-1017	MAX
		288	114	-991	-1173	-134	-1017	MIN
		288	-114	-1117	1173	-262	1017	MAX

Fig. 46 – 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	284	211	-88	-991	902	-230	782	MIN
		211	88	-997	-902	-275	-782	MAX
		211	-88	-997	902	-275	782	MIN
		211	88	-991	-902	-230	-782	MAX
		211	53	-1003	-541	-320	-469	MIN
		211	-88	-991	902	-230	782	MAX
		211	88	-997	-902	-275	-782	MIN
		211	-88	-991	902	-230	782	MAX
		211	-53	-1003	541	-320	469	MIN
		211	88	-991	-902	-230	-782	MAX
		211	88	-991	-902	-230	-782	MIN
211	-88	-997	902	-275	782	MAX		

Fig. 47 – Involuppo 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	284	-26	-58	-1020	-60	-727	-98	MIN
		340	58	-962	60	90	98	MAX
		196	-192	-981	-200	-356	-326	MIN
		117	192	-1000	200	-281	326	MAX
		194	-58	-1045	-60	-381	-98	MIN
		119	58	-936	60	-256	98	MAX
		101	123	-981	-508	-448	-326	MIN
		212	-123	-1000	508	-188	326	MAX
		-26	-58	-991	-60	-727	-98	MIN
		340	58	-990	60	90	98	MAX
		196	123	-981	-508	-356	-326	MIN
		117	-123	-1000	508	-281	326	MAX

Fig. 48 – Involuppo delle azioni agenti in fondazione - SLV

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	64 di 113

## 8. VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA'

### 8.1 Struttura metallica in elevazione

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.

#### 8.1.1 Sollecitazioni di verifica

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

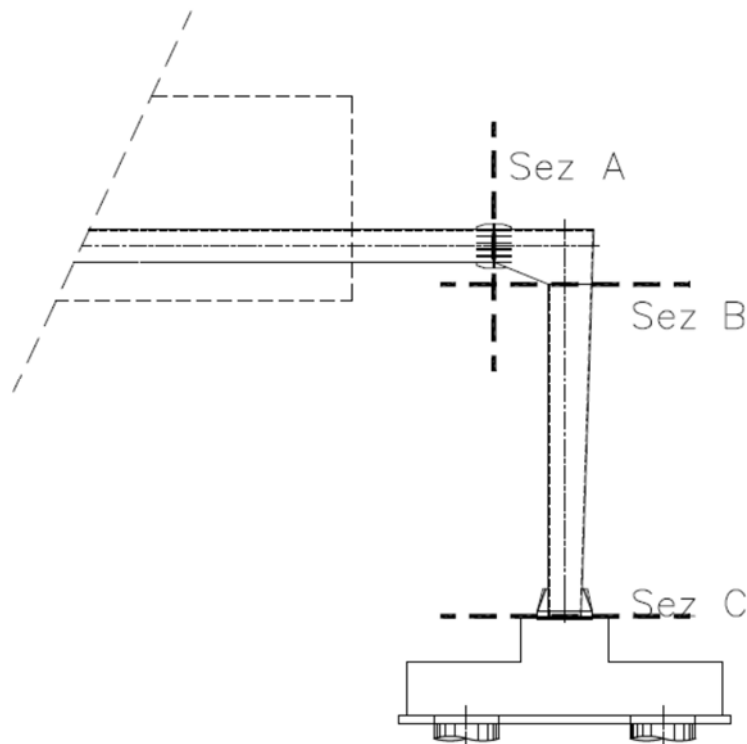


Fig. 49 – Sezioni di verifica

Le sezioni significative corrispondono a:

- Sez A                      Sezione di sbraccio 1

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	65 di 113

- Sez B                      Sezione di testa del montante
- Sez C                      Sezione di base del montante

Dalle azioni applicate sul portale a bandiera 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 a 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

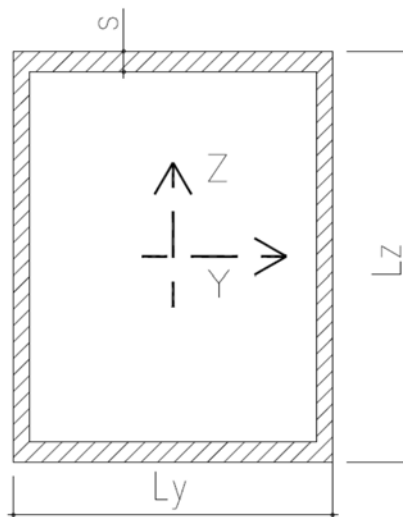


Fig. 50 – Geometria delle sezioni di verifica

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 - Sbraccio1**

Assiale (kN)	V <sub>Y</sub> (kN)	V <sub>Z</sub> (kN)	Torcente (kNm)	M <sub>Y</sub> (kNm)	M <sub>Z</sub> (kNm)
0	<b>-77</b>	<b>61</b>	-91	425	-673
0	-77	55	<b>-91</b>	388	-673
0	46	67	55	<b>461</b>	404
0	-77	55	-91	388	<b>-673</b>

**EnveSLU-A1 - Sbraccio1**

Assiale (kN)	V <sub>Y</sub> (kN)	V <sub>Z</sub> (kN)	Torcente (kNm)	M <sub>Y</sub> (kNm)	M <sub>Z</sub> (kNm)
0	<b>-116</b>	<b>86</b>	-136	598	-1010
0	-116	55	<b>-136</b>	388	-1010
0	69	94	82	<b>653</b>	606
0	-116	55	-136	388	<b>-1010</b>

**EnveSLERara - TopMont**

Assiale (kN)	V <sub>Y</sub> (kN)	V <sub>Z</sub> (kN)	Torcente (kNm)	M <sub>Y</sub> (kNm)	M <sub>Z</sub> (kNm)
-60	<b>0</b>	<b>-79</b>	-782	122	469
-60	0	-79	<b>-782</b>	122	469
-60	0	-79	-782	<b>122</b>	469
-73	0	47	469	-73	<b>559</b>

**EnveSLU-A1 - TopMont**

Assiale (kN)	V <sub>Y</sub> (kN)	V <sub>Z</sub> (kN)	Torcente (kNm)	M <sub>Y</sub> (kNm)	M <sub>Z</sub> (kNm)
-60	<b>0</b>	<b>-119</b>	-1174	183	469
-60	0	-119	<b>-1174</b>	183	469
-60	0	-119	-1174	<b>183</b>	469
-102	0	71	704	-110	<b>791</b>

**EnveSLERara - BaseMont**

Assiale (kN)	V <sub>Y</sub> (kN)	V <sub>Z</sub> (kN)	Torcente (kNm)	M <sub>Y</sub> (kNm)	M <sub>Z</sub> (kNm)
-83	<b>0</b>	<b>-88</b>	-782	656	469
-83	0	-88	<b>-782</b>	656	469
-83	0	-88	-782	<b>656</b>	469
-96	0	53	469	-393	<b>559</b>

**EnveSLU-A1 - BaseMont**

Assiale (kN)	V <sub>Y</sub> (kN)	V <sub>Z</sub> (kN)	Torcente (kNm)	M <sub>Y</sub> (kNm)	M <sub>Z</sub> (kNm)
-83	<b>0</b>	<b>-132</b>	-1174	984	469
-83	0	-132	<b>-1174</b>	984	469
-83	0	-132	-1174	<b>984</b>	469
-132	0	79	704	-590	<b>791</b>

**Fig. 51 – Azioni di verifica**

### 8.1.2 Verifica delle sezioni in acciaio

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:

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) * (2\bar{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1.0 \quad (\text{formula 7.1 di EC3-1-5})$$

Con  $\bar{\eta}_1 = \eta_1$  è lo stato tensionale prodotto dalla pressoflessione, normalizzato alla tensione  $f_y/\gamma_{M0} = 275/1.05 = 262$  MPa come definito al punto 4.6 dell'EC3-1-5

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed}}{f_y \cdot A_{eff}} + \frac{M_{yEd} + N_{Ed} \cdot e_{x,N}}{f_y \cdot w_{y,eff}} + \frac{M_{xEd} + N_{Ed} \cdot e_{y,N}}{f_y \cdot w_{x,eff}} \quad (\text{formula 4.15 di EC3-1-5})$$

$\gamma_{M0} \quad \gamma_{M0} \quad \gamma_{M0}$

Essendo

- $e_{x,N}$  ;  $e_{y,N}$                       eccentricità del baricentro della sezione efficace rispetto al baricentro della sezione piena
- $A_{eff}$ ,  $w_{y,eff}$ ,  $w_{x,eff}$               rispettivamente area e moduli di resistenza della sezione efficace
- $M_{y,ed}$  ed  $M_{x,Ed}$                       Momenti flettenti che dovranno tener conto degli effetti del secondo ordine che per questa struttura sono trascurabili

Trattandosi di elementi con pareti sottili, si assume la sezione in classe 4 e pertanto la verifica a pressoflessione deviata verrà condotta calcolando i singoli contributi tensionali prodotti rispettivamente dallo sforzo normale e dai momenti flettenti  $N_{Ed}$ ,  $M_{x,Ed}$  e  $M_{y,Ed}$  come definito al punto 6.2.9.3 dell'EC3-1-1

Il contributo del taglio è tenuto in conto tramite il coefficiente

$$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} \leq 1$$

Se la verifica al taglio risulta soddisfatta e il taglio di calcolo inferiore al 50% del taglio resistente, nella verifica a pressoflessione non si tiene conto dell'ulteriore riduzione prodotta dal taglio, in quanto non si hanno significativi effetti di interazione.

Pertanto la verifica a pressoflessione risulta soddisfatta se:

$$\eta_1 < 1$$

Di seguito si riporta la verifica di dettaglio della sezione di Sbraccio1. Analoga procedura è stata implementata per le altre sezioni resistenti. Per brevità si riassumono i coefficienti di sfruttamento a pressoflessione deviata e taglio in una tabella sintetica. Per maggiori dettagli riguardo alle simbologia adottata ed al significato dei singoli termini richiamati nella procedura di verifica, si rimanda all'Eurocodice 3-1-5, capitolo 4 (analisi degli

**Rete autostradale italiana**  
**STRUTTURA TIPOLOGICA**

PROGETTO ESECUTIVO  
Portali a bandiera L= 13750 mm - RELAZIONE DI CALCOLO

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	68 di 113

effetti del buckling su piatti per effetto di sforzi diretti agli stati limite ultimi) e al capitolo 5 (resistenza al taglio).

Di seguito si riassumono le dimensioni geometriche e le principali proprietà delle sezioni lorde in analisi:

Sez Verifica		$L_y$ (m)	$L_z$ (m)	$s$ (m)	$A$ (m <sup>2</sup> )	$I_y$ (m <sup>4</sup> )	$I_z$ (m <sup>4</sup> )	$A_{V-Y}$ (m <sup>2</sup> )	$A_{V-Z}$ (m <sup>2</sup> )	$W_y$ (m <sup>3</sup> )	$W_z$ (m <sup>3</sup> )	$2*\Omega*t$ (m <sup>3</sup> )
A	<b>Sbraccio1</b>	<b>0.8</b>	<b>0.6</b>	<b>0.012</b>	0.0330	0.0020	0.0032	0.0192	0.0144	0.0068	0.0079	0.0111
B	<b>TopMont</b>	<b>0.8</b>	<b>0.8</b>	<b>0.015</b>	0.0471	0.0048	0.0048	0.0240	0.0240	0.0121	0.0121	0.0185
C	<b>BaseMont</b>	<b>0.6</b>	<b>1</b>	<b>0.015</b>	0.0471	0.0066	0.0030	0.0180	0.0300	0.0133	0.0101	0.0173

Fig. 52 – Caratteristiche delle sezioni di verifica

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)

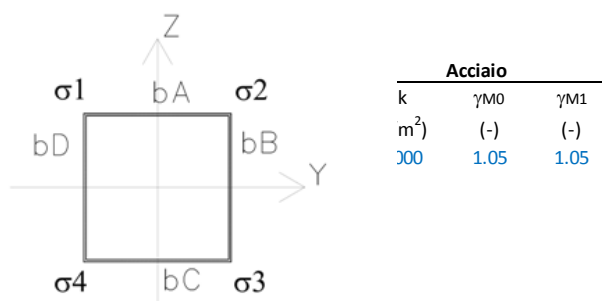
**Azioni di verifica agli SLU:**

Sez Verifica		Geometria del profilo in acciaio											Coord. G <sub>SEZ_LORDA</sub>		
		$L_y$ (m)	$L_z$ (m)	$s$ (m)	$A$ (m <sup>2</sup> )	$I_y$ (m <sup>4</sup> )	$I_z$ (m <sup>4</sup> )	$A_{V-Y}$ (m <sup>2</sup> )	$A_{V-Z}$ (m <sup>2</sup> )	$W_y$ (m <sup>3</sup> )	$W_z$ (m <sup>3</sup> )	$2*\Omega*t$ (m <sup>3</sup> )	$Y_G$ (m)	$Z_G$ (m)	
<b>A</b>	<b>1</b>	<b>Sbraccio1</b>	<b>0.80</b>	<b>0.60</b>	<b>0.012</b>	0.0330	0.0020	0.0032	0.0192	0.0144	0.0068	0.0079	0.0111	0	0

**EnveSLU-A1 - Sbraccio1**

Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
0	-116	86	-136	598	-1010

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



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.

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	69 di 113

Si implementano tre iterazioni al fine di cogliere la reale parzializzazione delle sezioni per effetto del local buckling.

**Rete autostradale italiana**  
**STRUTTURA TIPOLOGICA**

PROGETTO ESECUTIVO  
Portali a bandiera L= 13750 mm - RELAZIONE DI CALCOLO

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	70 di 113

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

Tensioni di compressione sono positive:

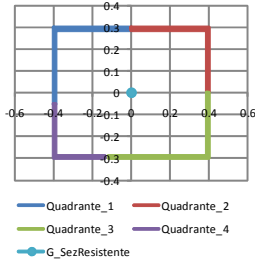
EnveSLU-A1 - Sbraccio1						Azioni taglianti e torcenti				Azione assiale				Momento flettente (MY)				Momento flettente (MZ)				Tensioni risultanti:			
Assiale	VY	VZ	Torcente	MY	MZ	VY - Torcente	VZ - Torcente	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$		
(kN)	(kN)	(kN)	(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> )		
0	-116	86	-136	598	-1010	18278	18204	0	0	0	0	-87906	-87906	87906	87906	127468	127468	-127468	-127468	127468	127468	39562	-215374	-39562	215374

ITERAZIONE N. 03

EnveSLU-A1 - Sbraccio1 - ITERAZIONE N. 03						Azioni taglianti e torcenti				Azione assiale				Momento flettente (MY)				Momento flettente (MZ)				Tensioni risultanti:			
Assiale	VY	VZ	Torcente	MY	MZ	VY - Torcente	VZ - Torcente	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$		
(kN)	(kN)	(kN)	(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> )		
0	-116	86	-136	598.348	-1010	18278	18204	0	0	0	0	-88147	-88147	89275	89275	127867	-127344	-127344	127867	39721	-215491	-38069	217143		

Caratteristiche della sezione EFFICACE - Effetto del Local Buckling:

Geometria della sezione resistente



bA - Eff 1																			
b <sub>A</sub>				b <sub>B</sub>				b <sub>C</sub>				b <sub>O</sub>							
$\Psi$	$k\sigma$	$\lambda_p$	$\rho$	$b_{EFF}$	$\Psi$	$k\sigma$	$\lambda_p$	$\rho$	$b_{EFF}$	$\Psi$	$k\sigma$	$\lambda_p$	$\rho$	$b_{EFF}$	$\Psi$	$k\sigma$	$\lambda_p$	$\rho$	$b_{EFF}$
(-)	(-)	(-)	(-)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(m)
Lato Teso	Lato Teso	Lato Teso	1.000	0.80	Lato Teso	Lato Teso	Lato Teso	1.000	0.60	-0.175318959	9.213362	0.837	0.973	0.66	0.182924	6.650853	0.738	1.000	0.60

Lunghezza dei lati EFFICACI:

Azione assiale - Momento flettente (MY) - Momento flettente (MZ)							
(m) - Efficace		(m) - Efficace		(m) - Efficace		(m3) - Efficace	
bA - Eff 1	bA - Eff 2	bB - Eff 2	bB - Eff 3	bC - Eff 3	bC - Eff 4	bD - Eff 4	bD - Eff 1
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0.400	0.400	0.300	0.300	0.517	0.265	0.249	0.351
0.800		0.600		0.782		0.600	

Grandezze Efficaci:

$A_{EFF}$	$\Delta Y_{G_{EFF}}$	$\Delta Z_{G_{EFF}}$	$I_{Y_{EFF}}$	$I_{Z_{EFF}}$	$W_{Y_{EFF(-)}}$	$W_{Y_{EFF(+)}}$	$W_{Z_{EFF(-)}}$	$W_{Z_{EFF(+)}}$	$\Delta M_y$	$\Delta M_z$
(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)
0.032806	0.000835	0.001951	0.002023	0.003167	0.006700	-0.006788	-0.007900	0.007933	0.0000	0.0000

Azioni Sollecitanti Agenti sulla sezione Efficace:

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed}}{f_y A_{eff}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{y,N}}{f_y W_{y,eff}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{z,N}}{f_y W_{z,eff}} \leq 1,0 \quad 5; 4.6$$

$M_{y,Ed}, M_{z,Ed}$  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 - Sbraccio1						A	B	C	$\eta_1 = A + B + C$	Verifica
Assiale	VY	VZ	Torcente	MY - Eff	MZ - Eff	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
0	-116	86	-136	598	-1010	0.000	0.341	0.488	0.829	Sez. Verificata



**Rete autostradale italiana**  
**STRUTTURA TIPOLOGICA**

PROGETTO ESECUTIVO  
Portali a bandiera L= 13750 mm - RELAZIONE DI CALCOLO

Doc.: STR0011

Rev.: 0

Data: Luglio 2018

Pag.: 71 di 113

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

**Verifica a Taglio - Torsione:**

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

η (-)	ε (-)	72ε/η (-)	hw/t (-)	
			L <sub>y</sub>	L <sub>z</sub>
1	0.924	67	67	50

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:

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

	σ <sub>E</sub> (MPa)	a (m)	κτ (-)	τ <sub>cr</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	λ <sub>w</sub> (-)	χ(λ) (-)	V <sub>bw,Rd</sub> (kN)	(EN 1993-1-5; 5.3 - EN 1993-1-5; Annesso /
L <sub>y</sub>	43	100	5.34	228296	0.834	0.995	1444	
L <sub>z</sub>	76	100	5.34	405851	0.626	1.000	1089	

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 (kN)	VZ - Torcente (kN)	VY - Torcente η3 (-)	VZ - Torcente η3 (-)		
Sbraccio1 Comb1	175	131	0.12	0.12	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):

		$\eta_1$ (-)	$\eta_3$ (-)
Sbraccio1	Comb_1	<b>0.8292</b>	<b>0.1215</b>
	Comb_2	<b>0.7161</b>	<b>0.1215</b>
	Comb_3	<b>0.7072</b>	<b>0.0920</b>
	Comb_4	<b>0.7161</b>	<b>0.1215</b>
TopMont	Comb_1	<b>0.2221</b>	<b>0.4525</b>
	Comb_2	<b>0.2221</b>	<b>0.4525</b>
	Comb_3	<b>0.2221</b>	<b>0.4525</b>
	Comb_4	<b>0.3270</b>	<b>0.2715</b>
BaseMont	Comb_1	<b>0.4680</b>	<b>0.4804</b>
	Comb_2	<b>0.4680</b>	<b>0.4804</b>
	Comb_3	<b>0.4680</b>	<b>0.4804</b>
	Comb_4	<b>0.5411</b>	<b>0.2882</b>

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	73 di 113

### **8.1.1 Verifica delle saldature a cordone d'angolo**

Come anticipato, le saldature di connessione tra gli scatolari a costituire la colonna montante e lo sbraccio orizzontale e le piastre bullonate sono realizzate a cordone d'angolo.

Di seguito si riassumono le verifiche di resistenza in ottemperanza a quanto disposto in NTC 2008.

A favore di sicurezza e per brevità, si considera il solo contributo resistente delle saldature afferenti al perimetro della sezione scatolare, omettendo il contributo dei piatti di irrigidimento.

Sezione di base della colonna montante:

**Rete autostradale italiana**  
**STRUTTURA TIPOLOGICA**

PROGETTO ESECUTIVO  
Portali a bandiera L= 13750 mm - RELAZIONE DI CALCOLO

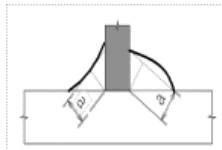
Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	74 di 113

**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	BaseMont	Geometria del profilo in acciaio:		
		$L_y$ (m)	$L_z$ (m)	s (m)
<b>C</b>		<b>0.60</b>	<b>1.00</b>	<b>0.015</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.

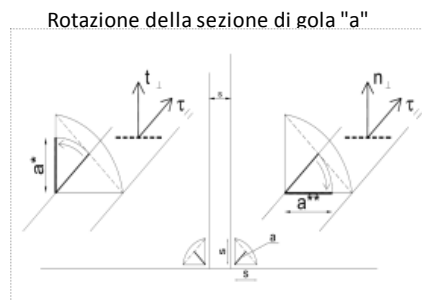
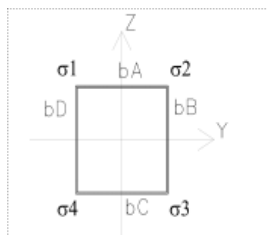
n_CORDONI	a/s	$S_{MIN-SALDAT}$	$a_{RES-TOT}$
(-)	(-)	(m)	(m)
1	1.00	0.021	0.015

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> )
0.0471	0.0066	0.0030	0.0133	0.0101	0.0023	0.0023	0.0173

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



**Rete autostradale italiana**  
**STRUTTURA TIPOLOGICA**

PROGETTO ESECUTIVO  
Portali a bandiera L= 13750 mm - RELAZIONE DI CALCOLO

Doc.: STR0011

Rev.: 0

Data: Luglio 2018

Pag.: 75 di 113

Determinazione dei  $\sigma$  negli spigoli della sezione:

EnveSLU-A1 - BaseMont						
	Assiale	VY	VZ	Torcente	MY	MZ
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
(1)	-83	0	-132	-1174	984	469
(2)	-83	0	-132	-1174	984	469
(3)	-83	0	-132	-1174	984	469
(4)	-132	0	79	704	-590	791

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> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )
(1)	64928	-70863	-70863	64928	-118610	-25802	122138	29330
(2)	64928	-70863	-70863	64928	-118610	-25802	122138	29330
(3)	64928	-70863	-70863	64928	-118610	-25802	122138	29330
(4)	-38957	42518	42518	-38957	-31117	125488	36724	-119881

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> )	(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> )
(1)	135218	75414	141206	71245	118610	25802	122138	29330
(2)	135218	75414	141206	71245	118610	25802	122138	29330
(3)	135218	75414	141206	71245	118610	25802	122138	29330
(4)	49859	132495	56182	126052	31117	125488	36724	119881
<b><math>\eta_{MAX}</math></b>	<b>0.734</b>				<b>0.537</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> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )
(1)	64928	-70863	-70863	64928	-118610	-25802	122138	29330
(2)	64928	-70863	-70863	64928	-118610	-25802	122138	29330
(3)	64928	-70863	-70863	64928	-118610	-25802	122138	29330
(4)	-38957	42518	42518	-38957	-31117	125488	36724	-119881

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> )	(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> )
(1)	135218	75414	141206	71245	118610	25802	122138	29330
(2)	135218	75414	141206	71245	118610	25802	122138	29330
(3)	135218	75414	141206	71245	118610	25802	122138	29330
(4)	49859	132495	56182	126052	31117	125488	36724	119881
<b><math>\eta_{MAX}</math></b>	<b>0.734</b>				<b>0.537</b>			

Le verifiche sono soddisfatte.

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	76 di 113

### 8.1.2 Verifica dei giunti di connessione

Come anticipato nei capitoli precedenti, la struttura si realizzerà in stabilimento per conci di lunghezza massima 12 m circa, 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".

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 la sezione A..

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

Per la sezione "Sez A", si prescrivono bulloni ad alta resistenza di classe 8.8; per la connessione alla base tirafondi di lunghezza  $L=1.20$  m e con caratteristiche minime equivalenti ai bulloni di classe 8.8.

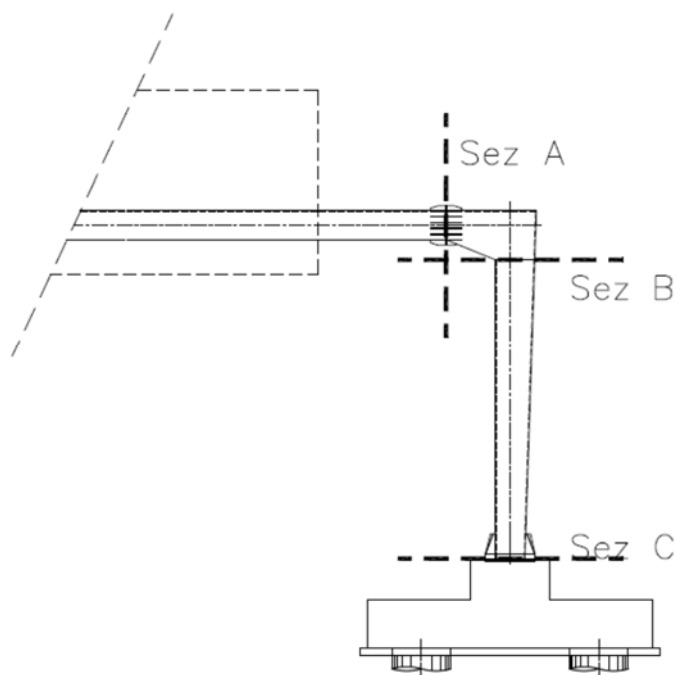


Fig. 53 – Sezioni di verifica - giunzioni bullonate

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.

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	77 di 113

### 8.1.2.1 Verifica del giunto "Sez A"

Il giunto è realizzato per accoppiamento di due piastre di dimensioni 1000x800x25 mm (BxHxs). Si utilizzano 28 bulloni M30, disposti simmetricamente su un unico allineamento a cerchiare il perimetro della sezione scatolare della mensola. La connessione è irrigidita con piatti di spessore  $s=15$  mm e lunghezza  $L=450$  mm, disposti come dettagliato nell'immagine seguente.

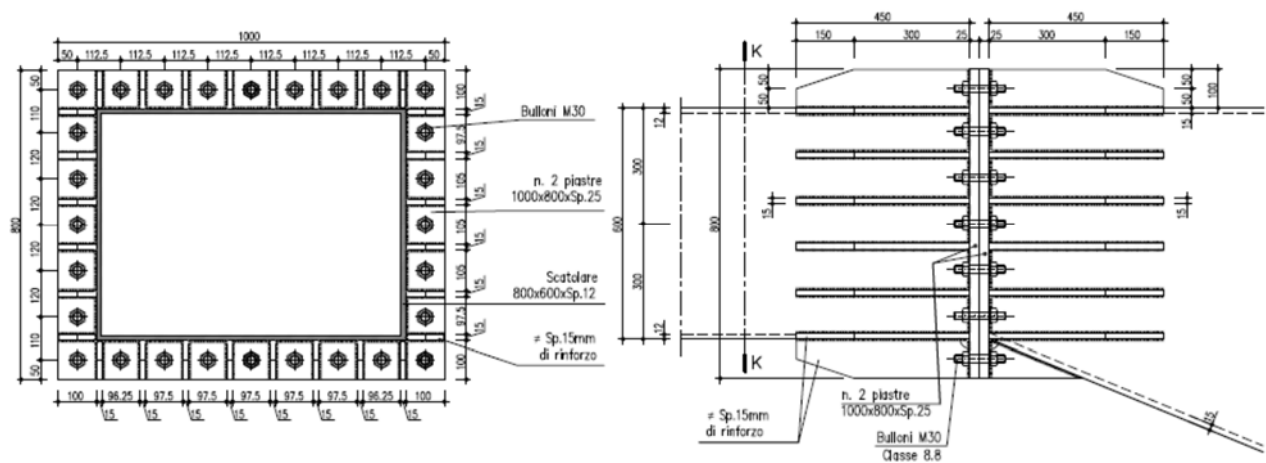


Fig. 54 – Giunto bullonato - Sez A

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.

**Rete autostradale italiana**  
**STRUTTURA TIPOLOGICA**

PROGETTO ESECUTIVO  
Portali a bandiera L= 13750 mm - RELAZIONE DI CALCOLO

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	78 di 113

**Verifica Giunzioni bullonate:**

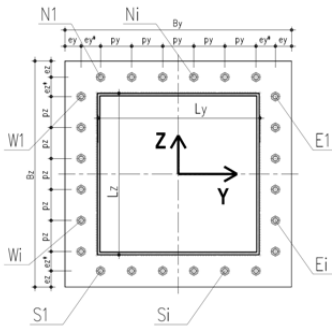
(NTC 2008; 4.2.8 - Giunzioni a taglio; EN 1993-1-8 - 3.6)

Classe Bulloni	$f_{tb}$	$f_{tk\_ACCIAIO}$	$\gamma_{M2}$
(-)	(MPa)	(MPa)	(-)
8.8	800	275	1.25

**Azioni di verifica agli SLU:**

Sez Verifica	Combinazione	Sbraccio1	Geometria del profilo in acciaio:		
			L <sub>y</sub> (m)	L <sub>z</sub> (m)	s (m)
A	1	Sbraccio1	0.800	0.600	0.012

EnveSLU-A1 - Sbraccio1							
	Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	VYZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
(1)	0.00	-115.52	85.57	143.76	-136.35	598.35	-1010.23



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

Numero dei bulloni		Geometria del giunto bullonato (piastra):				Geometria del giunto bullonato (piastra):								
$n_{N-S}$	$n_{E-W}$	$\Phi_{BULLONE}$	$A_{NOM\_BULLONE}$	$\Phi_{BULL-FILETTO}$	$A_{RES\_BULLONE}$	$B_Y$	$B_Z$	$SPIASTRA$	$e_y$	$e_y^*$	$e_z$	$e_z^*$	$p_y$	$p_z$
(-)	(-)	(mm)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
9	7	30	707	26.7	561	1	0.8	0.025	0.05	0	0.05	0	0.1125	0.1167

**Sollecitazioni indotte dalla pressoflessione 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.)

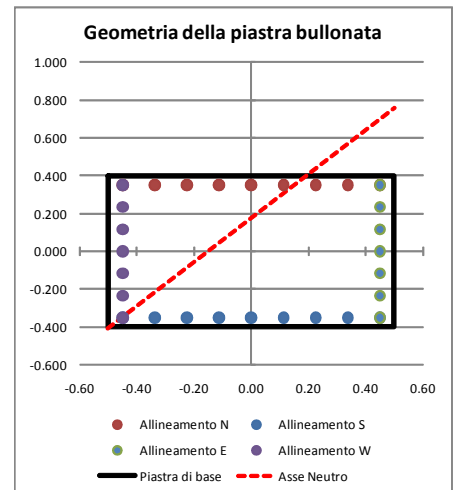
$A_{RES\_BULLONATURA}$	$I_{Y-G\_TOTALE}$	$I_{Z-G\_TOTALE}$	$N_{MIN}$ (Compres)	$N_{MAX}$ (Traz)
(m <sup>2</sup> )	(m <sup>4</sup> )	(m <sup>4</sup> )	(kN)	(kN)
0.01571	0.001390	0.001988	-212.82	212.82

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

Analisi B) significativa	$\sigma_C$	$\sigma_S$	$N_{MAX}$ (Traz)
(-)	(Mpa)	(Mpa)	(kN)
S	17.20	337	188.78

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

Taglio		Torsione		$V_{L\_MAX}$ (kN)
$V_{Yi}$	$V_{Zi}$	$V_{Yi\_MAX}$	$V_{Zi\_MAX}$	
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	
-4.13	3.06	-7.93	-10.19	17.91



**Sollecitazioni di verifica:**

Taglio	Trazione	Compressione
$F_{V,Ed}$	$F_{T,Ed}$	$F_{C,Ed}$
(kN)	(kN)	(kN)
17.91	212.82	-212.82



Sollecitazioni di verifica:

Taglio	Trazione	Compressione
$F_{V,Ed}$ (kN)	$F_{T,Ed}$ (kN)	$F_{C,Ed}$ (kN)
17.91	212.82	-212.82

Resistenza dei bulloni:  
(NTC 2008, 4.2.8.1.1)

Geometria del giunto:

	(mm)
$e_1$	50
$e_2$	50
$d_0$	31
$p_1$	113
$p_2$	113
$d_m$	44

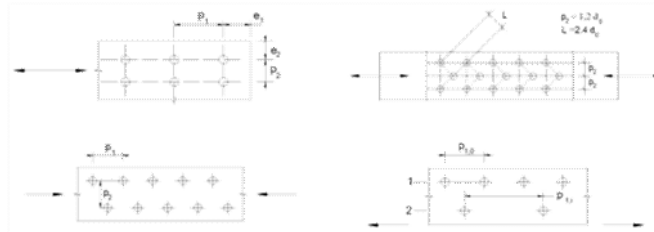


Figura 4.2.3 - Disposizione dei fori per la realizzazione di unioni bullonate o chiodate

$\alpha$	k	Taglio su filettatura
(-)	(-)	(-)
0.538	2.5	S

Resistenze elementari:		(kN)
Taglio del bullone	$F_{v,Rd}$	215.42
Rifollamento	$F_{b,Rd}$	221.77
Trazione	$F_{t,Rd}$	323.14
Punzonamento	$B_{p,Rd}$	456.16

(kN) - c.u.		
Resistenza a taglio	215.42	Verificato
Resistenza a trazione	323.14	Verificato
$F_{T,Ed}/F_{t,Rd}$	0.66	Verificato
Verifica combinata	0.55	Verificato

Le verifiche risultano soddisfatte.

Si è inoltre effettuata la verifica del sistema "piastra di ancoraggio e fazzoletti di irrigidimento" soggetti all'azione di trazione esercitata dai tirafondi e di compressione. La modellazione è stata implementata con elementi tipo "shell" a tre o quattro nodi e simula la reale geometria spaziale della giunzione.

La configurazione dei carichi applicati alla piastra di base rappresenta la medesima distribuzione di tensioni ricavata dall'analisi precedente denominata "Schema 2".

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:

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

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

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	80 di 113

- $\sigma_{\text{TRAZ-MAX}} = 337 \text{ MPa}$
- $\sigma_{\text{COMPREX-MAX}} = 17.20 \text{ MPa}$

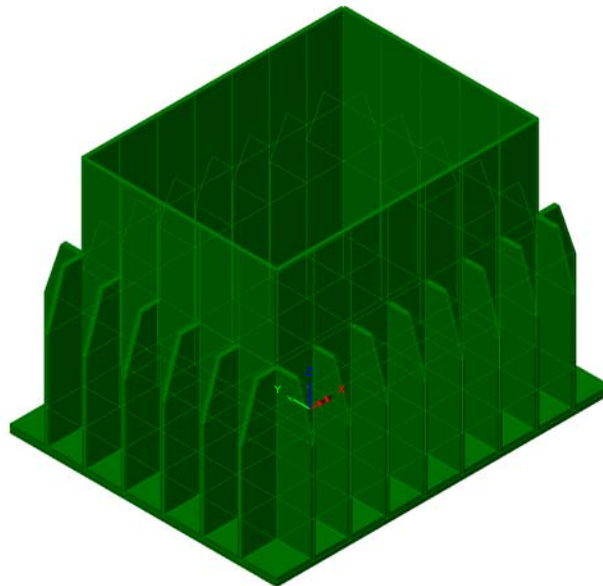


Fig. 55 – Modello tridimensionale del giunto

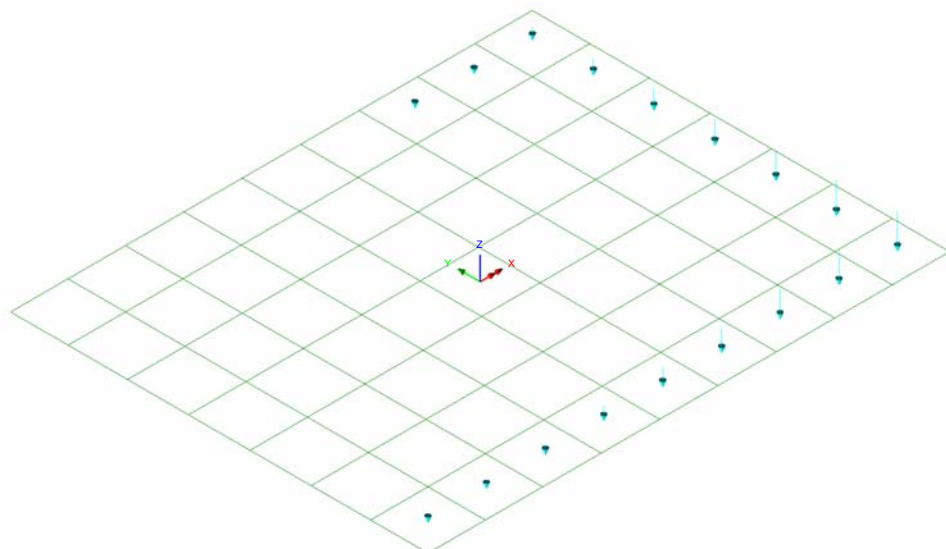


Fig. 56 – Sollecitazioni di trazione dai tiranti

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	81 di 113

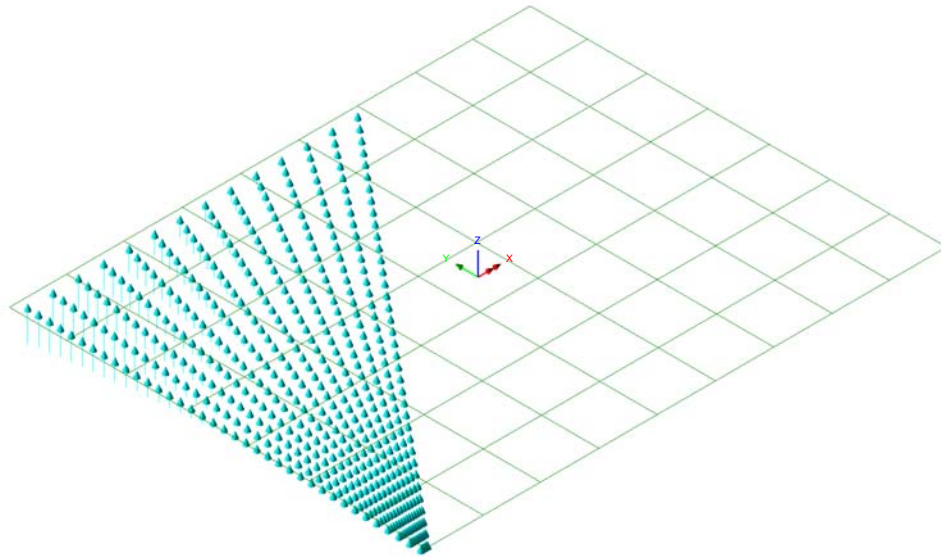
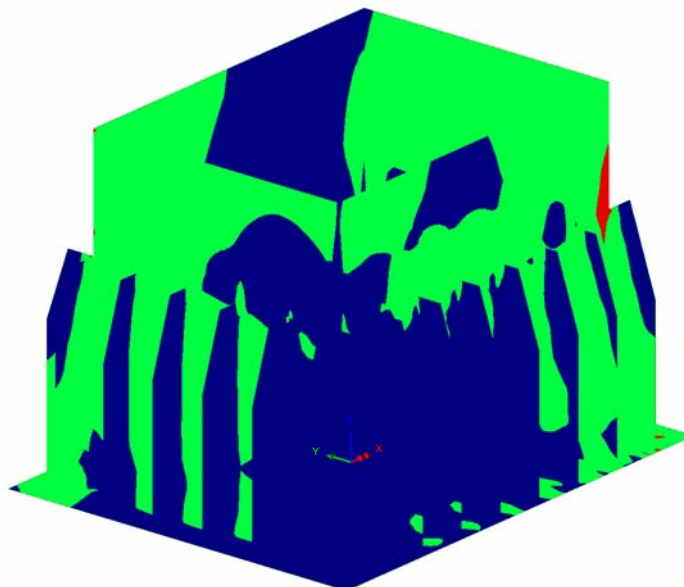


Fig. 57 – Sollecitazioni di compressione

Si ottengono i seguenti risultati:

Scale: 1: 6.05761E-3  
Zoom: 100.0  
Eye: (-0.718875, -0.590996, 0.36598)  
Linear/dynamic analysis  
ComboB1  
Contour entity: Stress (top) - Thick Shell  
Contour component: SE  
Number of contours: 2  
Contour interval: 192.278E6  
Contour maximum 384.966E6 at node 8575  
Contour minimum 409.418E3 at node 8224



ComboB1  
Entity: Stress (top) - Thick S  
Component: SE  
69.7215E6  
262.0E6  
Maximum 384.966E6 at nod  
Minimum 409.418E3 at nod

Fig. 58 – Mappatura tensionale

Si evidenzia che, ad esclusione di limitate aree di picco che non hanno interesse ingegneristico, il quadro tensionale risulta verificato.

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	82 di 113

### 8.1.2.2 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 di dimensioni 1400x1000x25 mm (BxHxs). Si utilizzano 30 tirafondi di classe 8.8 e lunghezza L=1.20 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=20 mm e lunghezza L=500 mm, disposti come dettagliato nell'immagine seguente.

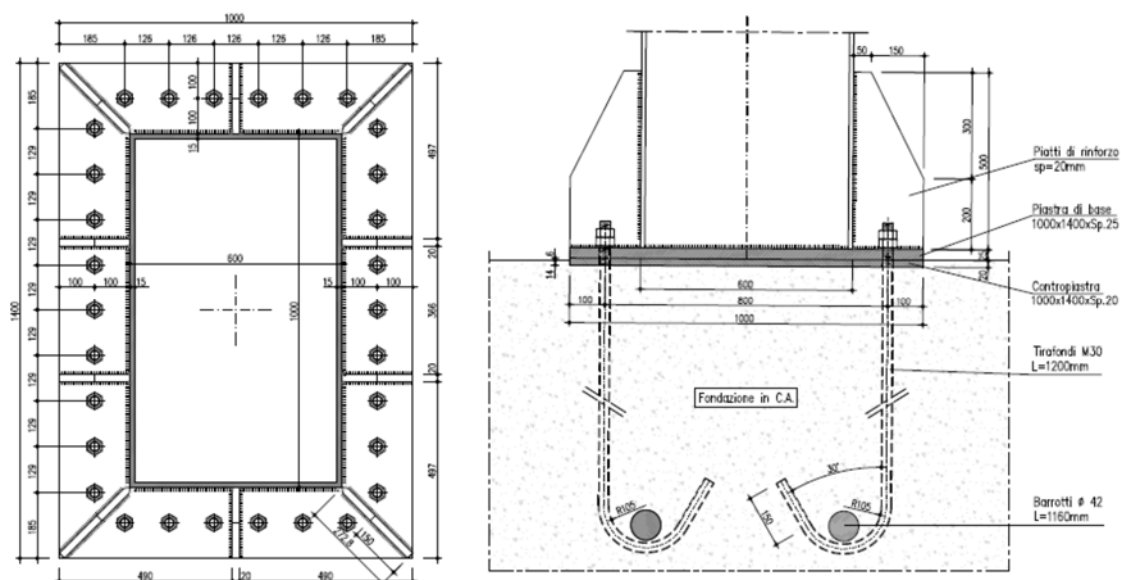


Fig. 59 – Giunto di base - Sez C

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

**Rete autostradale italiana**  
**STRUTTURA TIPOLOGICA**

PROGETTO ESECUTIVO  
Portali a bandiera L= 13750 mm - RELAZIONE DI CALCOLO

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	83 di 113

**Combinazione C1:**

**Verifica Giunzioni bullonate:**

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

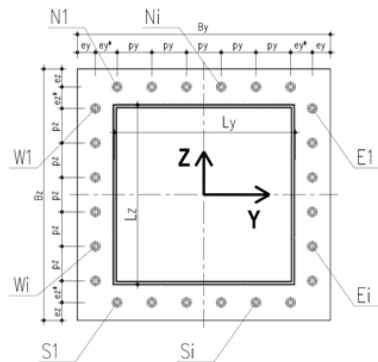
Classe Bulloni	$f_{tb}$	$f_{tk\_ACCIAIO}$	$\gamma_{M2}$
(-)	(MPa)	(MPa)	(-)
8.8	800	275	1.25

**Azioni di verifica agli SLU:**

Sez Verifica	Combinazione	Geometria del profilo in acciaio:			
		$L_y$ (m)	$L_z$ (m)	$s$ (m)	
C	1	BaseMont	0.600	1.000	0.015

**EnveSLU-A1 - BaseMont**

	Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	VYZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
(1)	-83.08	0.00	-131.51	131.51	-1173.69	983.51	468.71



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

**Numero dei bulloni**

$n_{N-S}$	$n_{E-W}$	$\Phi_{BULLONE}$	$A_{NOM\_BULLONE}$	$\Phi_{BULL-FILETTO}$	$A_{RES\_BULLONE}$
(-)	(-)	(mm)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm <sup>2</sup> )
6	9	30	707	27	561

$B_y$	$B_z$	SPIASTRA	$e_y$	$e_{y^*}$	$e_z$	$e_{z^*}$	$p_y$	$p_z$
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1	1.4	0.025	0.1	0.085	0.1	0.085	0.1260	0.1288

sollecitazioni indotte dalla pressione deviate:

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

$A_{RES\_BULLONATURA}$	$I_{Y\_G\_TOTALE}$	$I_{Z\_G\_TOTALE}$	$N_{MIN}$ (Complex)	$N_{MAX}$ (Traz)
(m <sup>2</sup> )	(m <sup>4</sup> )	(m <sup>4</sup> )	(kN)	(kN)
0.01683	0.003539	0.001927	-139.27	133.74

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

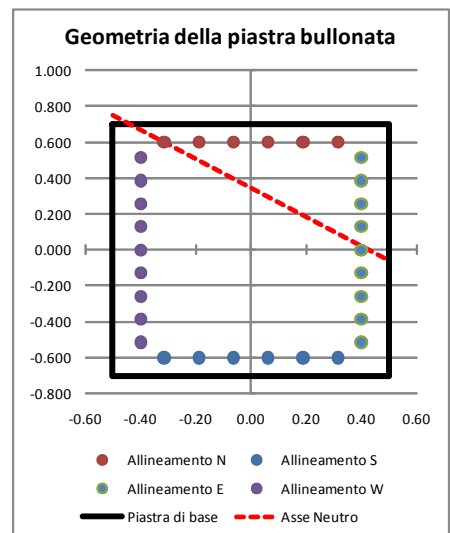
Analisi B) significativa	$\sigma_c$	$\sigma_s$	$N_{MAX}$ (Traz)
(-)	(Mpa)	(Mpa)	(kN)
S	8.60	188	105.47

Sollecitazioni indotte dal taglio e dalla torsione sul singolo bullone:

Taglio		Torsione		$V_{I\_MAX}$ (kN)
$V_{YI}$	$V_{ZI}$	$V_{YI\_MAX}$	$V_{ZI\_MAX}$	
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
0.00	-4.38	-62.03	-48.18	81.30

Sollecitazioni di verifica:

Taglio	Trazione	Compressione
$F_{V,Ed}$	$F_{T,Ed}$	$F_{C,Ed}$
(kN)	(kN)	(kN)
81.30	133.74	-139.27



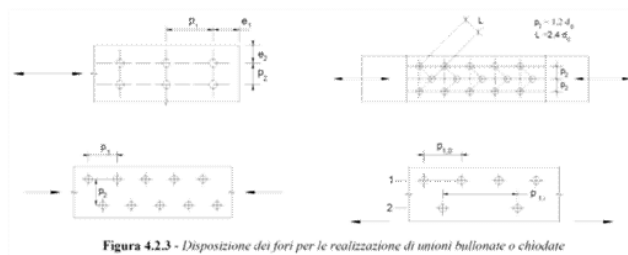
Sollecitazioni di verifica:

Taglio	Trazione	Compressione
$F_{V,Ed}$ (kN)	$F_{T,Ed}$ (kN)	$F_{C,Ed}$ (kN)
81.30	133.74	-139.27

Resistenza dei bulloni:  
(NTC 2008, 4.2.8.1.1)

Geometria del giunto:

	(mm)
$e_1$	100
$e_2$	100
$d_0$	31
$p_1$	126
$p_2$	126
$d_m$	44



$\alpha$	k	Taglio su filettatura
(-)	(-)	(-)
1.000	2.5	S

Resistenze elementari:		(kN)	(kN) - c.u.	
Taglio del bullone	$F_{v,Rd}$	215.42	Resistenza a taglio	215.42 Verificato
Rifollamento	$F_{b,Rd}$	412.50	Resistenza a trazione	323.14 Verificato
Trazione	$F_{t,Rd}$	323.14	$F_{t,Ed}/F_{t,Rd}$	0.41 Verificato
Punzonamento	$B_{p,Rd}$	456.16	Verifica combinata	0.67 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. La configurazione dei carichi applicata alla piastra di base rappresenta la medesima distribuzione 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:

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

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

Combinazione 1:

- $\sigma_{\text{TRAZ-MAX}} = 188 \text{ MPa}$
- $\sigma_{\text{COMPREX-MAX}} = 8.60 \text{ MPa}$

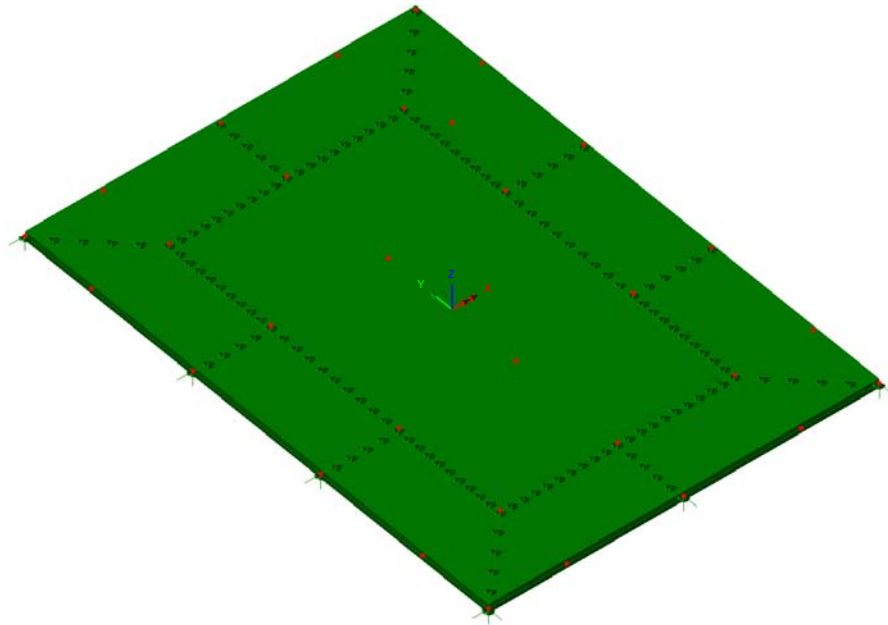


Fig. 60 – Modello tridimensionale della piastra di base

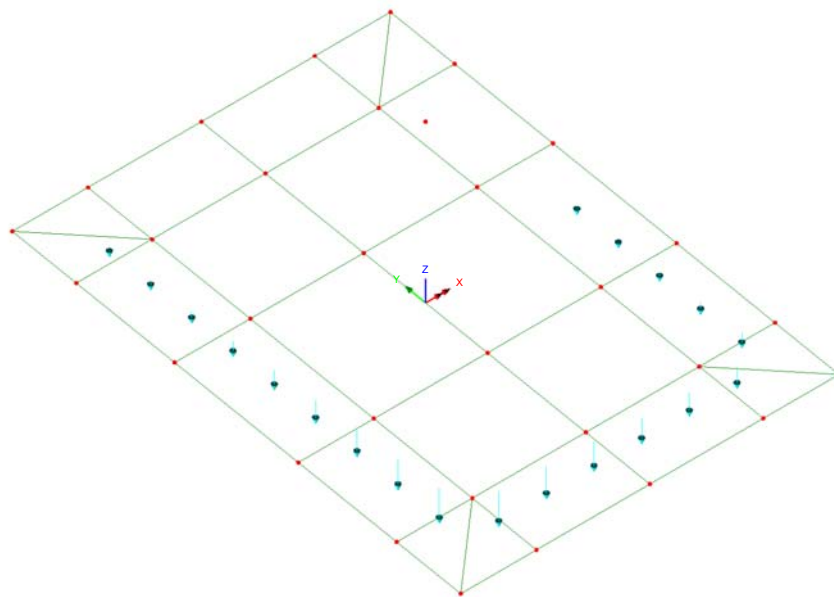


Fig. 61 – Sollecitazioni di trazione dei tiranti (Comb. C1)

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	86 di 113

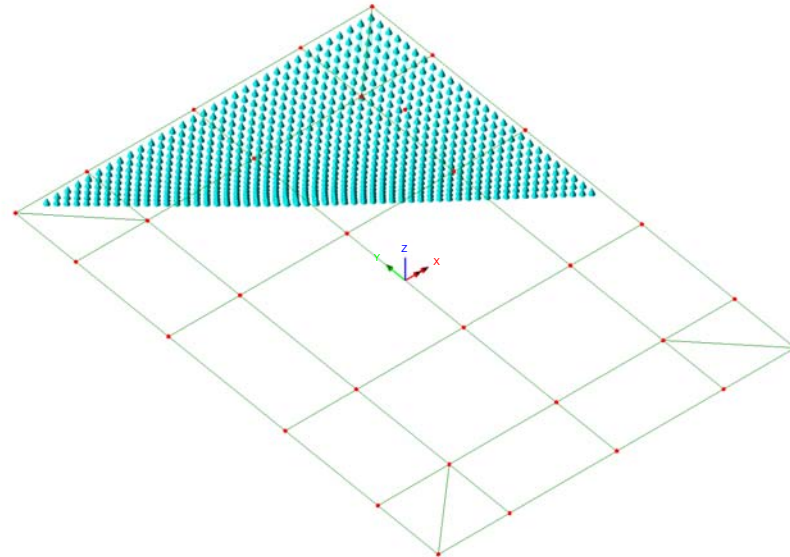


Fig. 62 – Sollecitazioni di compressione

Si ottengono i seguenti risultati:

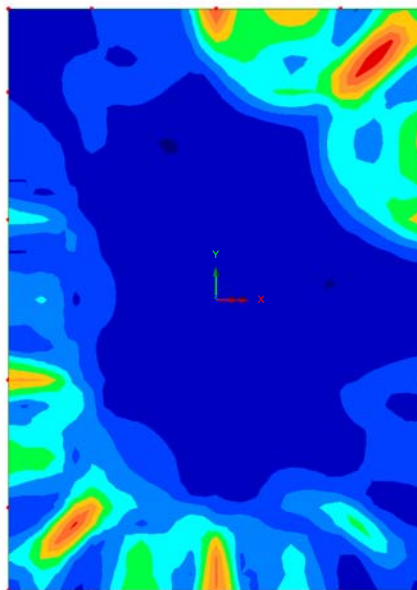
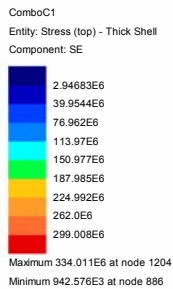


Fig. 63 – Mappatura tensionale

Trascurando picchi localizzati di tensione ingegneristicamente non significativi, si evidenzia che il quadro tensionale risulta verificato.



Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	87 di 113

## 8.2 Ancoraggio alle strutture di fondazione

Come anticipato, la connessione di base con la fondazione in c.a. è realizzata tramite un sistema tirafondi-piastra di dimensioni 1400x1000x25 mm (BxHxs). Si utilizzano 30 tirafondi di classe 8.8 e lunghezza L=1.20 m, disposti simmetricamente su un unico allineamento a cerchiare il perimetro della sezione scatolare del montante.

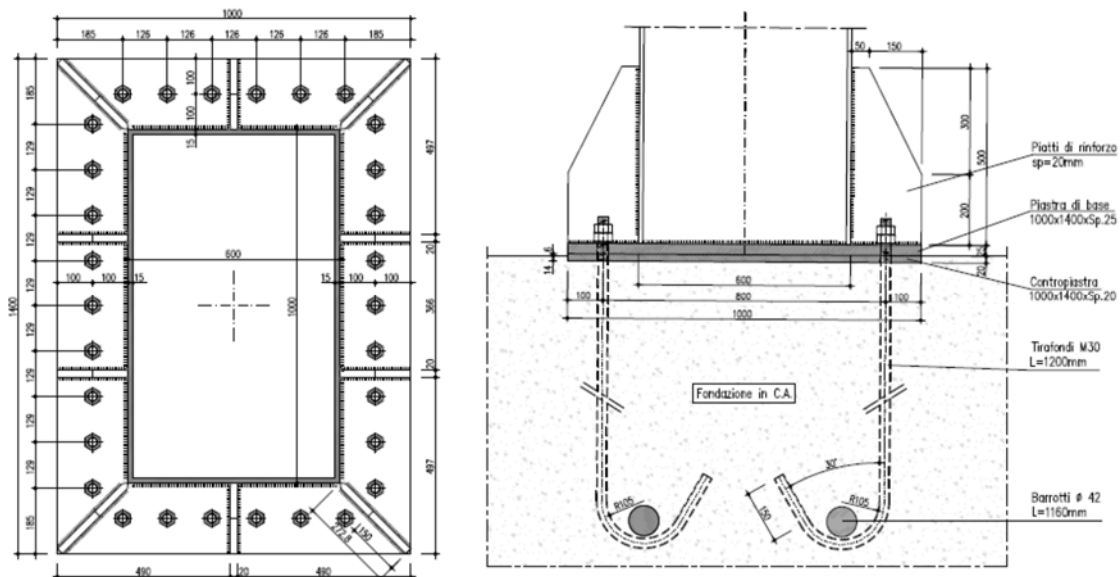


Fig. 64 – Giunto di base - Sez C

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:

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	88 di 113

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.

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	89 di 113

### 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)

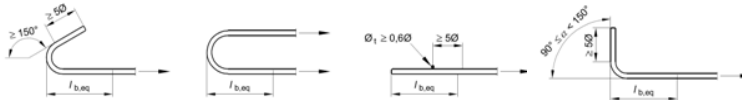
(EN 1992-1-1 - 8.4)

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)	$l_{b,req}$ (m)
0.7	1	189	2.03	0.698

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

Ancoraggio Diritto (-)	$C_d$ (m)	$\alpha_1$ (-)	$l_{b,eq}$ (m)
N	0.048	1	0.698

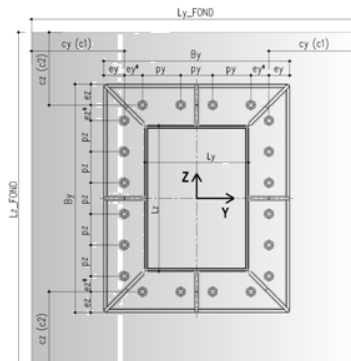


Verifica a trazione:

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

Geometria della fondazione:

$L_{y,FOND}$ (m)	$L_z,FOND$ (m)
1.4	1.6
$c_y(c1)$ (m)	$c_z(c2)$ (m)
0.3	0.2



Caratteristiche materiali tirafondi - fondazione:

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

Coefficienti di sicurezza adottati

$\gamma_c$ (-)	$\gamma_1$ (-)	$\gamma_{2,TRAZIONE}$ (-)	$\gamma_{2,TAGLIO}$ (-)	Calcestruzzo		Acciaio	
				$\gamma_{MC,TRAZIONE}$ (-)	$\gamma_{MC,TAGLIO}$ (-)	$\gamma_{MS,TRAZIONE}$ (-)	$\gamma_{MS,TAGLIO}$ (-)
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
105.47	299.20	

**Rete autostradale italiana**  
**STRUTTURA TIPOLOGICA**

PROGETTO ESECUTIVO  
Portali a bandiera L= 13750 mm - RELAZIONE DI CALCOLO

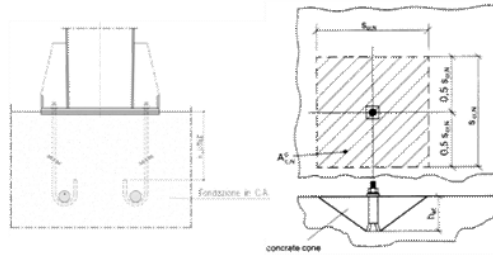
Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	90 di 113

Resistenza del cono di calcestruzzo

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

$h_{utile}$ (m)	$h_{eff}$ (m)
0.8	0.8

$n_{-ANCOR\_TESI}$ (-)	$N_{Rk,c}^0$ (kN)	$N_{Rk,c}^0$ (kN)
20	946	118



$s_{cr,N}$ (m)	$c_{cr,N}$ (m)	$A_{c,N}^0$ (m <sup>2</sup> )	$A_{c,N}$ (m <sup>2</sup> )
2.40	1.20	0.36	1.72

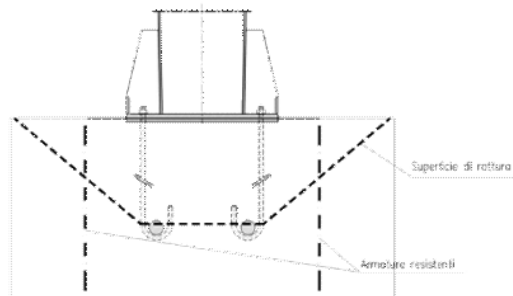
$h'_{eff}$ (m)	$s'_{cr,N}$ (m)	$c'_{cr,N}$ (m)
0.20	0.6	0.30

$\Psi_{s,N}$ (-)	$\Psi_{re,N}$ (-)	$e_{Ny}$ (m)	$e_{Nz}$ (m)	$N_{Rd,c}^h$ (kN)	$\Psi_{ec,N}$ (-)	$\Psi_{ucr,N}$ (-)
0.90	1.00	0.078	0.132	51.90	0.55	1.00

$N_{Rk,c}$ (kN)	$N_{Rd,c}^E$ (kN)	$N_{sd}^E$ (kN)	Verifica (-)
2242.15	1038.03	1150.50	Occorre prevedere armatura

Minima armatura per evitare la rottura del cono:

$A_{S_{MIN}}$ (mm <sup>2</sup> )	$\Phi_s$ (mm <sup>2</sup> )	$n_{-MIN\_BARRE}$ (-)
3835	24	9



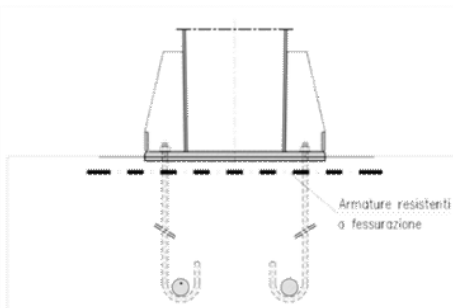
Rottura per fessurazione da carico:

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

$N_{sd}^E$ (kN)	$\Phi_{sp}$ (-)	$N_{sd}^E$ (kN)
1150.50	0.5	575.25

Minima armatura per evitare la rottura per fessurazione:

$A_{S_{MIN}}$ (mm <sup>2</sup> )	$\Phi_s$ (mm <sup>2</sup> )	$n_{-MIN\_BARRE}$ (-)
1470	24	4



Occorre inoltre mantenere l'ampiezza delle fessure  $w_k < 0$ .

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	91 di 113

**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>179.52</b>	<b>Verificato</b>

Verifica ancorante con braccio di leva:

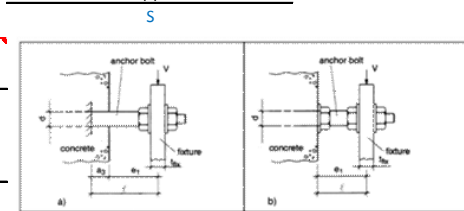
Determinazione del braccio di leva:

$e_1$ (m)	$a_3$ (m)	$\alpha$ (-)
0.0125	0	2
$W_{el}$ (mm <sup>3</sup> )	$M_{Rk,s}^0$ (kNm)	$M_{Rk,s}$ (kNm)
1874	1.80	1.16

$V_{Rd,s}$ (kN)	
<b>149</b>	<b>Verificato</b>

Verifica con braccio di leva

(-)



**Rottura del bordo di calcestruzzo:**

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

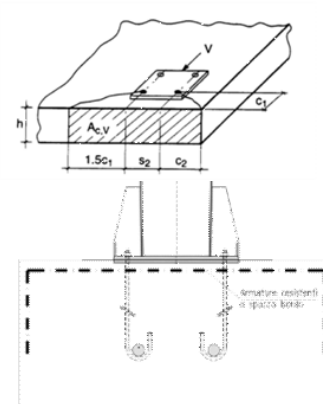
Risultante delle azioni di spacco agenti sul bordo in CLS:

$V_{sd,y}^E$ (kN)	$V_{sd,z}^E$ (kN)
743.73	701.68

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> )
2479	2339	24

$n_{MIN,BARRE,Y}$ (-)	$n_{MIN,BARRE,Z}$ (-)
6	6



**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	0.55

<b>Ver. Combinata</b> (-)	
<b>0.61</b>	<b>Verificato</b>

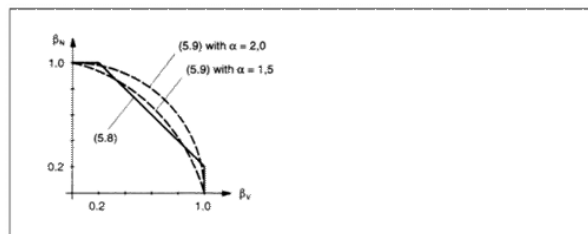


Figure 5.10 Interaction diagram for combined tension and shear loads

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

$$(\beta_w)^2 + (\beta_v)^2 \leq 1 \quad (5.9)$$

with:

$\beta_w, \beta_v$  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

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	92 di 113

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.

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	93 di 113

### 8.3 Verifiche per azioni cicliche - Fatica

#### 8.3.1 Generalità

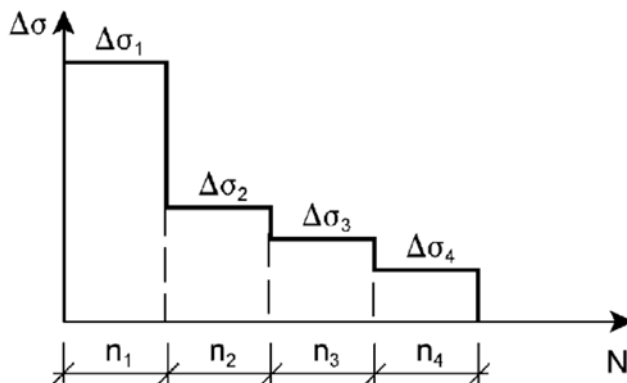
Per le strutture in progetto, di geometria snella e realizzate per composizione di lamiere tramite saldature e giunzioni bullonate, l'analisi dei fenomeni indotti dall'azione di forzanti cicliche risulta essere di primaria importanza.

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



Spettro dell'intervallo di variazione delle tensioni

Fig. 65 – 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.

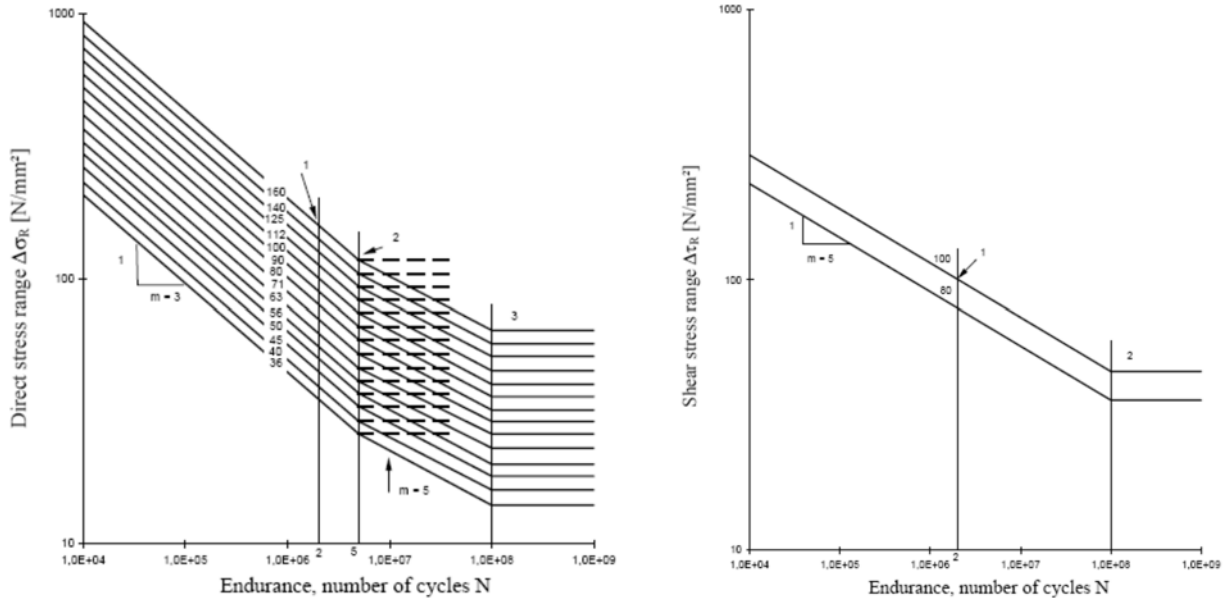


Fig. 66 – Curve di resistenza a fatica S-N per tensioni normali e tangenziali

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:

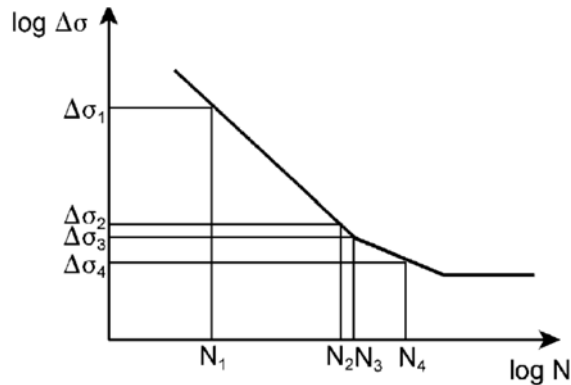


Fig. 67 – Determinazione del numero di cicli a rottura per  $\Delta\sigma$  assegnato

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:

$$\sum \frac{n_i}{N_i} \leq D_d = 1.0$$

(Formula di Palmgren-Miner)



Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	95 di 113

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

$$\gamma_{Ff} = 1$$

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

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

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

$$\sum \frac{n_i \times \gamma_{Mf} \times \gamma_{Ff}}{N_i} \leq D_d = 1.0$$

(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]

### 8.3.1.1 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.

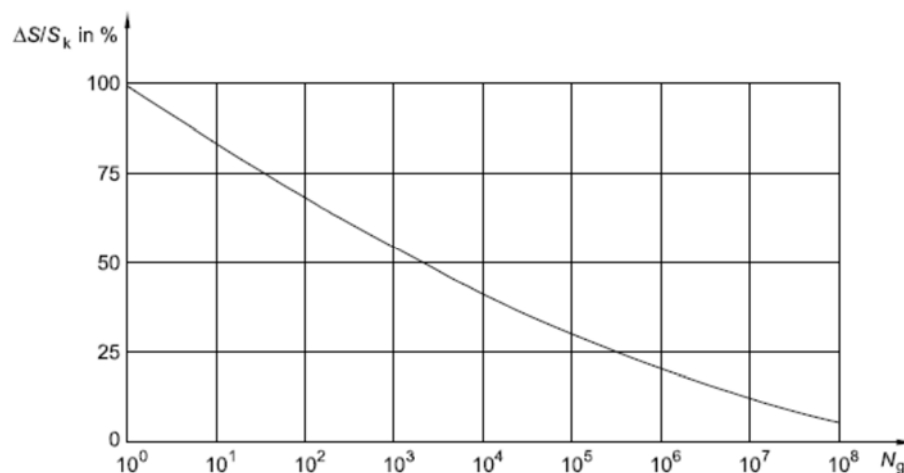


Fig. 68 – Numero di cicli di carico da raffica per per un effetto  $\Delta S/S_k$

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	96 di 113

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.

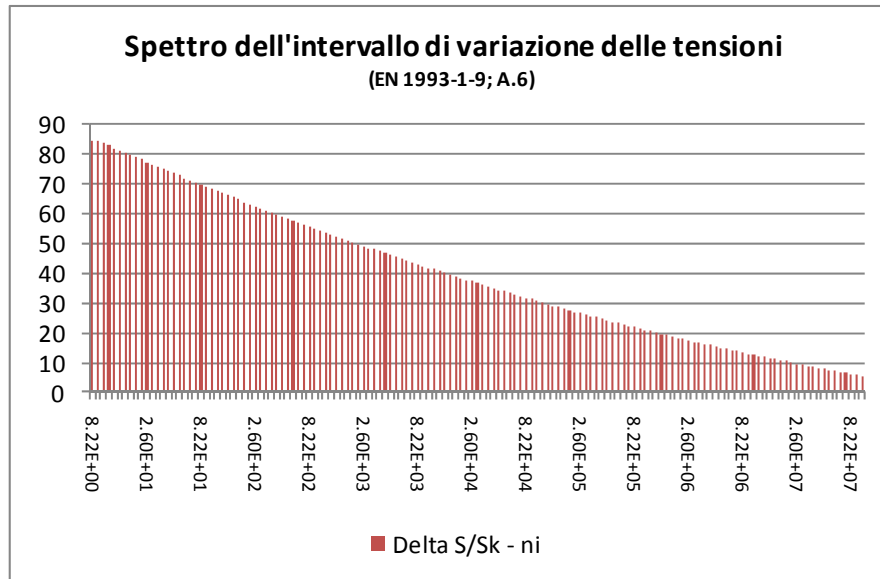


Fig. 69 – Numero di cicli di carico da raffica (cumulata) per un effetto  $\Delta S/S_k$

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	97 di 113

### 8.3.1.2 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.

### 8.3.2 Verifica a fatica delle sezioni saldate

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 A, 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.

### 8.3.2.1 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 - Sbraccio1

	Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
(1)	0	-77	0	-91	0	-673
(2)	0	-1	0	0	3	-7
(3)	0	-1	0	0	4	-9
(4)	0	0	0	0	0	0

#### Sollecitazioni Fatica - BaseMont

	Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
(1)	0	0	88	782	-656	0
(2)	0	0	1	9	-7	4
(3)	0	0	1	11	-7	4
(4)	0	0	0	0	0	0

Le sollecitazioni da fatica sono risultate non dimensionanti per la struttura e tutte le sezioni sono verificate con ampi margini. Si riassume nel seguito la procedura di dettaglio per la sezione "Sez A" e il vertice (Pi) n. 2, che è risultato il più sollecitato.

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	99 di 113

**Verifica Tensionale (Sezione Lorda - valida per sez. di classe 4 con  $\rho \geq 0.50$ )**

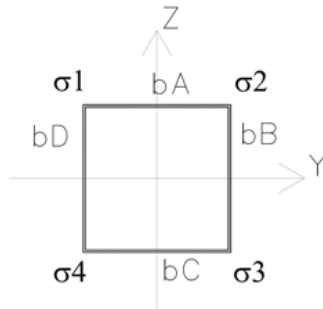
(EN 1993-1-1; EN 1993-1-9)

Azioni di verifica agli SLE:

Sez Verifica	Sbraccio1	Geometria del profilo in acciaio		
		$L_y$ (m)	$L_z$ (m)	$s$ (m)
A	Sbraccio1	0.80	0.60	0.012

A	$I_y$	$I_z$	$W_y$	$W_z$	$S^*_{vy}$	$S^*_{vz}$	$2*\Omega*t$
(m <sup>2</sup> )	(m <sup>4</sup> )	(m <sup>4</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>2</sup> )	(m <sup>2</sup> )	(m <sup>3</sup> )
0.0330	0.0020	0.0032	0.0068	0.0079	0.0014	0.0014	0.0111

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



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

Variazione di tensione nei vertici della sezione rettangolare

	Assiale	Sollecitazioni Fatica - Sbraccio1					Azioni taglianti e torcenti				Tensioni risultanti:			
		VY	VZ	Torcente	MY	MZ	$\Delta\tau_1$	$\Delta\tau_2$	$\Delta\tau_3$	$\Delta\tau_4$	$\Delta\sigma_1$	$\Delta\sigma_2$	$\Delta\sigma_3$	$\Delta\sigma_4$
		(kN)	(kN)	(kN)	(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> )
Fatica_Vento (1)	0	-77	0	-91	0	-673	5259	-5259	-11089	11089	84979	-84979	-84979	84979
Fatica_BuffetingL1 (2)	0	-1	0	0	3	-7	8	47	-33	88	448	-1343	-448	1343
Fatica_BuffetingL2 (3)	0	-1	0	0	4	-9	5	40	-33	78	642	-1733	-642	1733
Fatica_BuffetingL3 (4)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	6	-17	-6	17

**Rete autostradale italiana**  
**STRUTTURA TIPOLOGICA**

PROGETTO ESECUTIVO  
Portali a bandiera L= 13750 mm - RELAZIONE DI CALCOLO

Doc.: STR0011

Rev.: 0

Data: Luglio 2018

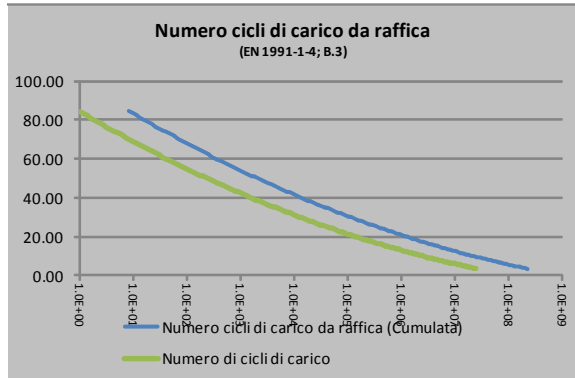
Pag.: 100 di 113

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

**Azione di fatica del vento:**

Numero di cicli di carico da raffica ( $N_g$ ) per effetto  $\Delta S/S_k$  (Cumulata -  $V_N=50$  anni)  
(EN 1991-1-4; B3)

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



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

**Cicli di carico per Buffeting:**

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

n. veicoli/gg (-)	L (anni)	Lane allocation factors, Fi			
		F1 (-)	F2 (-)	F3 (-)	F4 (-)
15000	50	0.70	0.30	0.00	0.00
Azioni cicliche:	n. di cicli	$\Delta\sigma_k$ (MPa)	$\Delta\tau_k$ (MPa)		
Fatica_Vento	-	84.98	5.26		
Fatica_BuffetingL1	1.20E+09	0.45	0.01		
Fatica_BuffetingL2	5.14E+08	0.64	0.01		
Fatica_BuffetingL3	0.00E+00	0.01	0.00		

**Tensioni di rottura per fatica:**

(EN 1993-1-9; 7.1)

Azioni normali:				Azioni tangenziali:	
$\Delta\sigma_c$ (MPa)	$N(\Delta\sigma_c)$ (-)	$\Delta\sigma_D$ (MPa)	$N(\Delta\sigma_D)$ (-)	$\Delta\tau_c$ (MPa)	$N(\Delta\tau_c)$ (-)
36	2.00E+06	26.5	5.00E+06	80	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	0.11	0.15	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><math>\Sigma(X)*\gamma_{Mf}*\gamma_{Ff}</math></b>		<b>0.146</b>		

La verifica è ampiamente soddisfatta.

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	101 di 113

### **8.3.3 Verifica a fatica delle 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 già 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 A, 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.

Si evidenzia che, in virtù della presenza del pretiro agente sui bulloni della "Sez A", la variazione di tensione reale agente sui bulloni, ed avente effetto in termini di fatica, risulta essere solo una frazione della tensione calcolabile assumendo per intero la variazione di azione assiale sul bullone.

Quanto sopra risulta valido per azioni assiali di trazione al più pari all'azione di pretiro.

**Rete autostradale italiana**  
**STRUTTURA TIPOLOGICA**

PROGETTO ESECUTIVO  
Portali a bandiera L= 13750 mm - RELAZIONE DI CALCOLO

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	102 di 113

**Verifica a fatica bullonatura Sez A:**

**Verifica a fatica delle Giunzioni bullonate:**

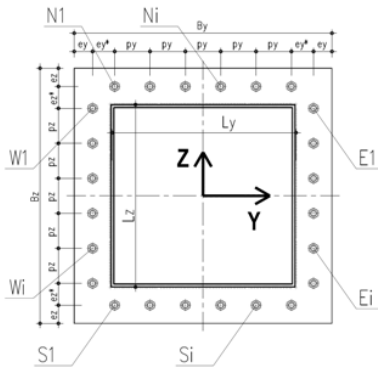
(EN 1993-1-9; 7.1)

**Azioni di verifica agli SLE:**

		Geometria del profilo in acciaio:		
Sez Verifica		$L_y$	$L_z$	s
		(m)	(m)	(m)
<b>A</b>	Sbraccio1	<b>0.80</b>	<b>0.60</b>	<b>0.012</b>

**Sollecitazioni Fatica - Sbraccio1**

	Assiale	VY	VZ	VYZ	Torcente	MY	MZ
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
Fatica_Vento (1)	0	-77	0	77	-91	0	-673
Fatica_BuffetingL1 (2)	0	-1	0	1	0	3	-7
Fatica_BuffetingL2 (3)	0	-1	0	1	0	4	-9
Fatica_BuffetingL3 (4)	0	0	0	0	0	0	0



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

**numero dei bulloni**

$n_{E-W}$	$\Phi_{BULLONE}$	$A_{NOM\_BULLONE}$	$\Phi_{BULL-FILETTO}$	$A_{RES\_BULLONE}$
(-)	(mm)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm <sup>2</sup> )
7	30	707	26.7	561

$B_z$	$S_{PIASTRA}$	$e_y$	$e_y^*$	$e_z$	$e_z^*$	$p_y$	$p_z$
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0.8	0.025	0.05	0	0.05	0	0.1125	0.1167

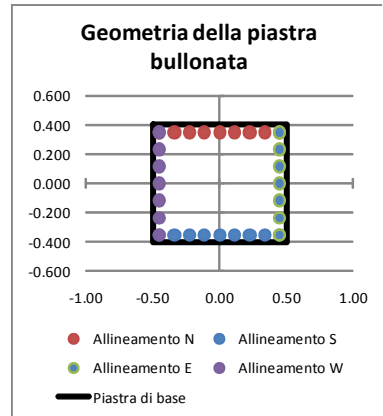
... flessione deviata:

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

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

$A_{RES\_BULLONATURA}$	$I_{Y-G\_TOTALE}$	$I_{Z-G\_TOTALE}$
(m <sup>2</sup> )	(m <sup>4</sup> )	(m <sup>4</sup> )
0.01571	0.001390	0.001988

	$N_{MIN}$ (Compres)	$N_{MAX}$ (Traz)
	(kN)	(kN)
Fatica_Vento	<b>-85.52</b>	<b>85.52</b>
Fatica_BuffetingL1	<b>-1.33</b>	<b>1.33</b>
Fatica_BuffetingL2	<b>-1.72</b>	<b>1.72</b>
Fatica_BuffetingL3	<b>-0.02</b>	<b>0.02</b>



**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)
<b>s</b>	<b>6.16</b>	<b>145</b>
	<b>0.00</b>	<b>0</b>
	<b>0.00</b>	<b>0</b>
	<b>0.00</b>	<b>0</b>

	$N_{MAX}$ (Traz)
	(kN)
Fatica_Vento	<b>81.35</b>
Fatica_BuffetingL1	<b>0.00</b>
Fatica_BuffetingL2	<b>0.00</b>
Fatica_BuffetingL3	<b>0.00</b>

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

Taglio		Torsione		$V_{I\_MAX}$
$V_{YI}$	$V_{ZI}$	$V_{YI\_MAX}$	$V_{ZI\_MAX}$	
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
-2.75	0.00	-5.28	-6.79	<b>10.52</b>
-0.04	0.02	-0.01	-0.02	<b>0.06</b>
-0.03	0.01	-0.01	-0.02	<b>0.06</b>
0.00	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>



Variazione tensionale per effetto dei singoli carichi ciclici:

Prearico agente sel 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)	(-)
314	S

Rigidezza assiale del bullone e della lamiera:

$K_{BULL}$	$K_{LAM}$	$r=K_{LAM}/K_{BULL}$
(kN/m)	(kN/m)	(-)
2094400	16755200	8

	$\Delta N_{MAX}$	$\Delta N_{MAX-BULLONE}$	$\Delta \sigma_{TRAZ-RIDOTTA}^*$	$\Delta \tau$
	(kN)	(kN)	(MPa)	(MPa)
<b>Fatica_Vento</b>	86	10	17	19
<b>Fatica_BuffetingL1</b>	1	0	0	0
<b>Fatica_BuffetingL2</b>	2	0	0	0
<b>Fatica_BuffetingL3</b>	0	0	0	0

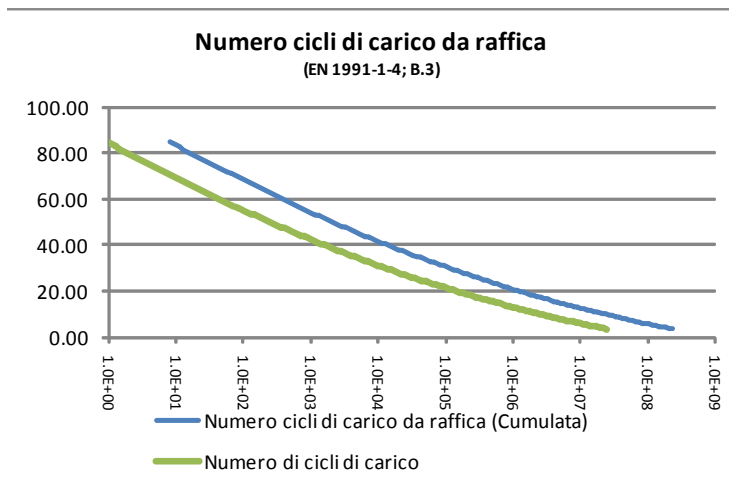
\* NOTA: trattazione valida se l'azione di trazione sul bullone (SLE Rara) è inferiore al prearico  $F_{p,c}$

**Verifiche a fatica delle giunzioni bullonate:**

**Azione di fatica del vento:**

Numero di cicli di carico da raffica ( $N_g$ ) per effetto  $\Delta S/S_k$  (Cumulata -  $V_N=50$  anni)  
(EN 1991-1-4; B3)

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



Sez. Verifica:

(-)

A

**Cicli di carico per Buffeting:**

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

n. veicoli/gg (-)	L (anni)	Lane allocation factors, $F_i$			
		F1 (-)	F2 (-)	F3 (-)	F4 (-)
7000	50	0.70	0.30	0.00	0.00

Azioni cicliche: (-)	n. di cicli (-)	$\Delta\sigma_k$ (MPa)	$\Delta\tau_k$ (MPa)
Fatica_Vento	-	16.94	18.76
Fatica_BuffetingL1	5.60E+08	0.26	0.11
Fatica_BuffetingL2	2.40E+08	0.34	0.10
Fatica_BuffetingL3	0.00E+00	0.00	0.00

**Tensioni di rottura per fatica:**

(EN 1993-1-9; 7.1)

Azioni normali:				Azioni tangenziali:	
$\Delta\sigma_c$ (MPa)	$N(\Delta\sigma_c)$ (-)	$\Delta\sigma_D$ (MPa)	$N(\Delta\sigma_D)$ (-)	$\Delta\tau_c$ (MPa)	$N(\Delta\tau_c)$ (-)
50	2.00E+06	36.8	5.00E+06	100	2.00E+06

**Rete autostradale italiana**  
**STRUTTURA TIPOLOGICA**

PROGETTO ESECUTIVO  
Portali a bandiera L= 13750 mm - RELAZIONE DI CALCOLO

Doc.: STR0011

Rev.: 0

Data: Luglio 2018

Pag.: 105 di 113

$\gamma_{Mf}$	$\gamma_{Ff}$
(-)	(-)
1.15	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	0.00	<b>0.00</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>0.000</b>	

La verifica è ampiamente soddisfatta.

**Rete autostradale italiana**  
**STRUTTURA TIPOLOGICA**

PROGETTO ESECUTIVO  
Portali a bandiera L= 13750 mm - RELAZIONE DI CALCOLO

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	106 di 113

Verifica a fatica bullonatura Sez C - Ancoraggio di base:

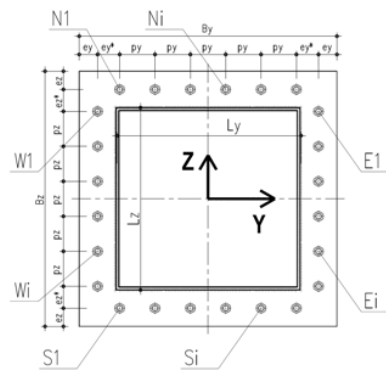
Verifica a fatica delle Giunzioni bullonate:

(EN 1993-1-9; 7.1)

Azioni di verifica agli SLE:

		Geometria del profilo in acciaio:		
Sez Verifica		L <sub>y</sub> (m)	L <sub>z</sub> (m)	s (m)
C	BaseMont	0.60	1.00	0.015

Sollecitazioni Fatica - BaseMont							
	Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	VYZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
Fatica_Vento (1)	0	0	88	88	782	-656	0
Fatica_BuffetingL1 (2)	0	0	1	1	9	-7	4
Fatica_BuffetingL2 (3)	0	0	1	1	11	-7	4
Fatica_BuffetingL3 (4)	0	0	0	0	0	0	0



Caratteristiche del giunto bullonato (piastra):

Caratteristiche dei bulloni

=s	n <sub>E=W</sub>	Φ <sub>BULLONE</sub> (mm)	A <sub>NOM_BULLONE</sub> (mm <sup>2</sup> )	Φ <sub>BULL-FILETTO</sub> (mm)	A <sub>RES_BULLONE</sub> (mm <sup>2</sup> )
9	(-)	30	707	26.7	561

r	B <sub>Z</sub> (m)	S <sub>PIASTRA</sub> (m)	e <sub>y</sub> (m)	e <sub>y</sub> * (m)	e <sub>z</sub> (m)	e <sub>z</sub> * (m)	p <sub>y</sub> (m)	p <sub>z</sub> (m)
1.4	0.025	0.1	0.085	0.1	0.085	0.1260	0.1288	

Caratteristiche della 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 <sub>RES_BULLONATURA</sub> (m <sup>2</sup> )	I <sub>y-G_TOTALE</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>z-G_TOTALE</sub> (m <sup>4</sup> )
0.01683	0.003539	0.001927

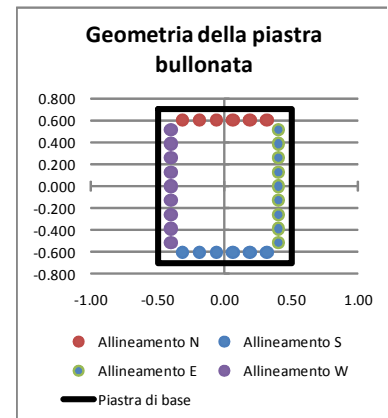
	N <sub>MIN</sub> (Compres) (kN)	N <sub>MAX</sub> (Traz) (kN)
Fatica_Vento	-62.35	62.35
Fatica_BuffetingL1	-1.06	1.03
Fatica_BuffetingL2	-1.06	1.03
Fatica_BuffetingL3	-0.01	0.01

Procedura B) Azioni sui bulloni - Bulloni sollecitati solo a trazione:

(Sollecitazione determinata in presso-flessione deviata)

Analisi B) significativa (-)	σ <sub>C</sub> (Mpa)	σ <sub>S</sub> (Mpa)
s	3.07	94
	0.00	0
	0.00	0
	0.00	0

	N <sub>MAX</sub> (Traz) (kN)
Fatica_Vento	52.79
Fatica_BuffetingL1	0.00
Fatica_BuffetingL2	0.00
Fatica_BuffetingL3	0.00



Sollecitazioni indotte dal taglio e dalla torsione sul singolo bullone:

Taglio		Torsione		V <sub>I_MAX</sub> (kN)
V <sub>YI</sub> (kN)	V <sub>ZI</sub> (kN)	V <sub>YI_MAX</sub> (kN)	V <sub>ZI_MAX</sub> (kN)	
0.00	2.92	48.18	25.29	Fatica_Vento
0.00	0.04	0.53	0.28	Fatica_BuffetingL1
0.00	0.03	0.66	0.35	Fatica_BuffetingL2
0.00	0.00	0.01	0.00	Fatica_BuffetingL3

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	107 di 113

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)	(-)
314	N

Rigidezza assiale del bullone e della lamiera:

$K_{BULL}$	$K_{LAM}$	$r=K_{LAM}/K_{BULL}$
(kN/m)	(kN/m)	(-)
2094400	16755200	8

	$\Delta N_{MAX}$	$\Delta N_{MAX-BULLONE}$	$\Delta \sigma_{TRAZ-RIDOTTA}^*$	$\Delta \tau$
	(kN)	(kN)	(MPa)	(MPa)
<b>Fatica_Vento</b>	62	62	111	100
<b>Fatica_BuffetingL1</b>	1	1	2	1
<b>Fatica_BuffetingL2</b>	1	1	2	1
<b>Fatica_BuffetingL3</b>	0	0	0	0

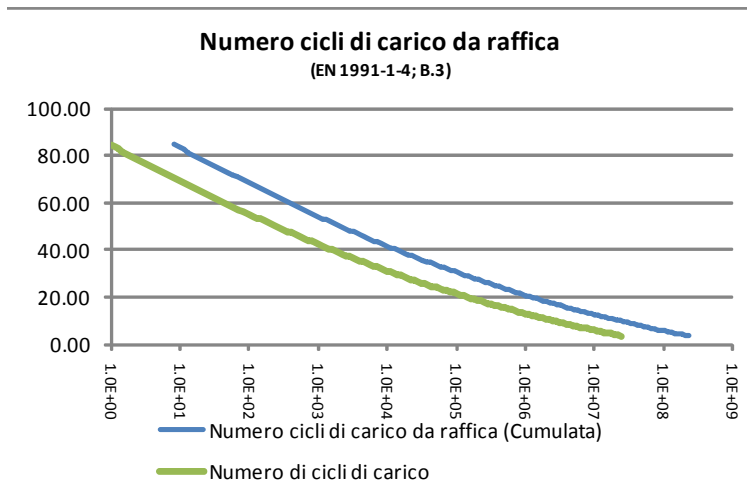
\* NOTA: trattazione valida se l'azione di trazione sul bullone (SLE Rara) è inferiore al precarico  $F_{p,c}$

**Verifiche a fatica delle giunzioni bullonate:**

**Azione di fatica del vento:**

Numero di cicli di carico da raffica ( $N_g$ ) per effetto  $\Delta S/S_k$  (Cumulata -  $V_N=50$  anni)  
(EN 1991-1-4; B3)

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



Sez. Verifica:

(-)

C

**Cicli di carico per Buffeting:**

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

n. veicoli/gg (-)	L (anni)	Lane allocation factors, $F_i$			
		F1 (-)	F2 (-)	F3 (-)	F4 (-)
7000	50	0.70	0.30	0.00	0.00

Azioni cicliche: (-)	n. di cicli (-)	$\Delta\sigma_k$ (MPa)	$\Delta\tau_k$ (MPa)
Fatica_Vento	-	111.15	99.52
Fatica_BuffetingL1	5.60E+08	1.83	1.09
Fatica_BuffetingL2	2.40E+08	1.84	1.36
Fatica_BuffetingL3	0.00E+00	0.02	0.01

**Tensioni di rottura per fatica:**

(EN 1993-1-9; 7.1)

Azioni normali:				Azioni tangenziali:	
$\Delta\sigma_c$ (MPa)	$N(\Delta\sigma_c)$ (-)	$\Delta\sigma_D$ (MPa)	$N(\Delta\sigma_D)$ (-)	$\Delta\tau_c$ (MPa)	$N(\Delta\tau_c)$ (-)
50	2.00E+06	36.8	5.00E+06	100	2.00E+06

$\gamma_{Mf}$	$\gamma_{Ff}$
(-)	(-)
<b>1.15</b>	<b>1.00</b>

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	0.08	<b>0.09</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>0.090</b>	

La verifica è ampiamente soddisfatta.

Si evidenzia che, cautelativamente, non si è considerato l'effetto di riduzione delle tensioni per effetto del pretiro sui tirafondi.

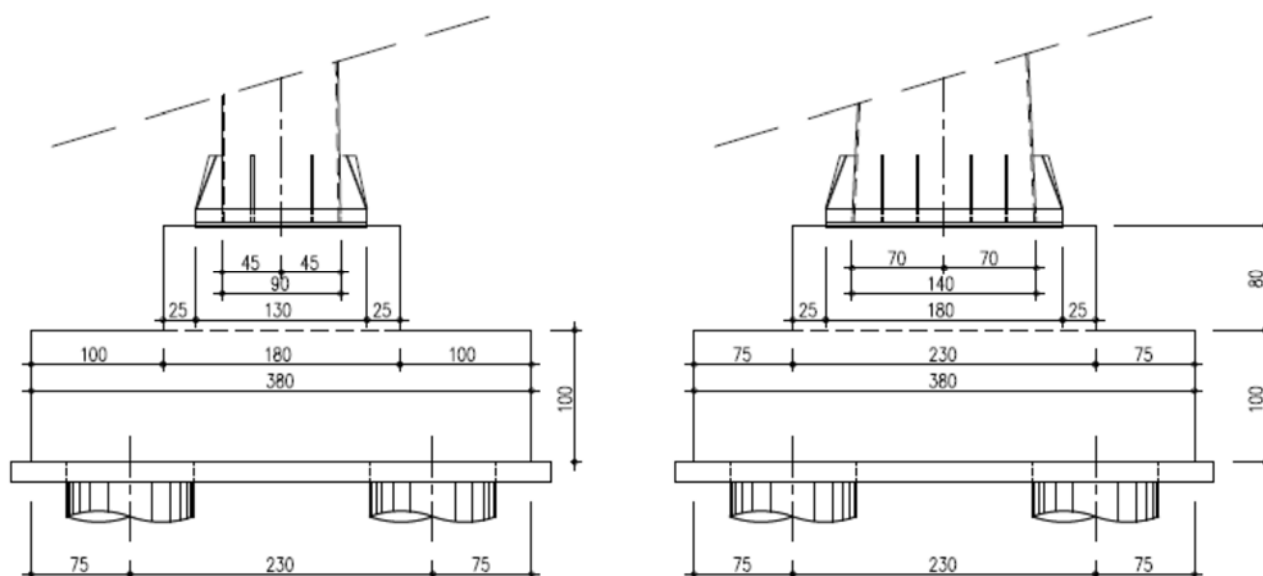
Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	110 di 113

## 9. PLINTO E PALI DI FONDAZIONE

Nel presente capitolo si riportano i calcoli di verifica del plinto di fondazione, nell'ipotesi cautelativa di realizzazione di un sistema di quattro pali avente la geometria di seguito dettagliata.

### 9.1 Descrizione e ipotesi di calcolo

Il plinto in esame, la cui geometria è rappresentata nella figura seguente, si ipotizza cautelativamente fondato su quattro pali trivellati di diametro  $\Phi=800$  mm ad interasse  $i=2.30$  m (per maggiori dettagli si rimanda alla relazione geotecnica dedicata).



**Fig. 70 – Sezioni del plinto di fondazione**

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

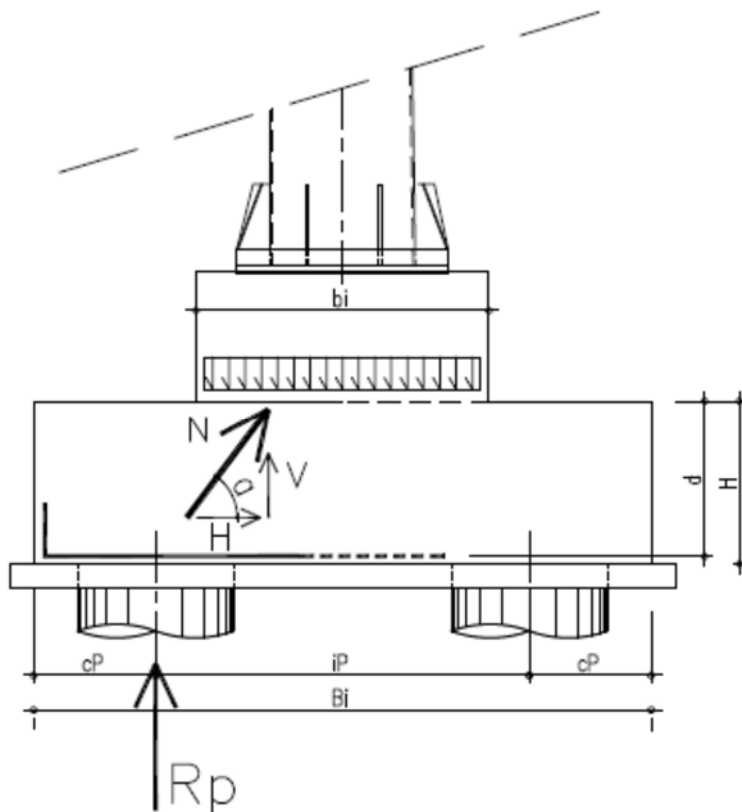
Le verifiche strutturali della suola di fondazione, invece, si sono effettuate nell'ipotesi di struttura "tozza", individuando un meccanismo resistente a "tirante-puntone".



Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	111 di 113

### 9.1.1 Verifica del plinto di fondazione

Per la verifica del plinto di fondazione, solidale col sistema di fondazioni profonde costituito dai quattro pali trivellati o elica  $\Phi=0.8$  m, si identifica un meccanismo resistente del tipo "tirante-puntone".

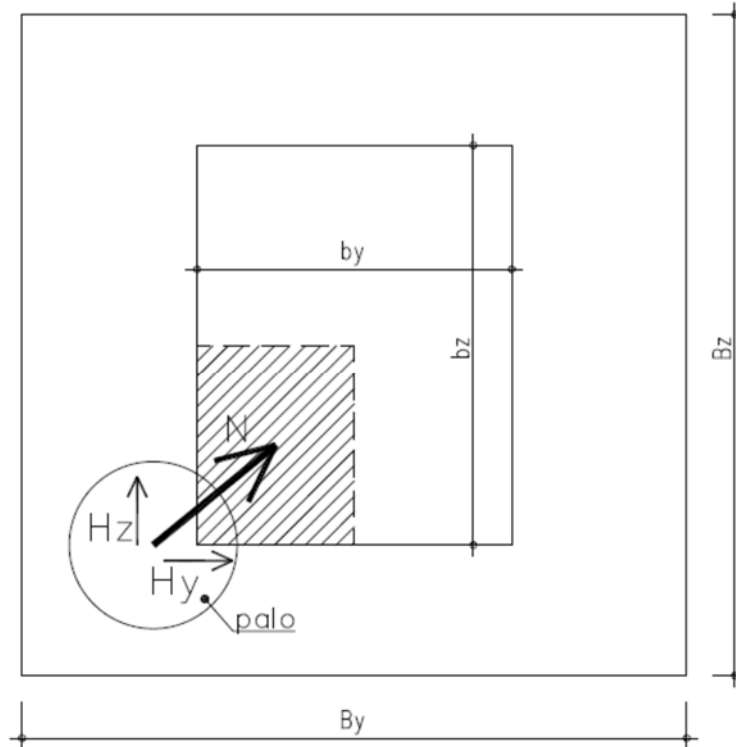


**Fig. 71 – Meccanismo resistente a Tirante-puntone**

Si assumono le seguenti ipotesi:

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

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

**Fig. 72 – Individuazione qualitativa in pianta del puntone**

Le grandezze in gioco sono le seguenti:

- $R_p = 764$  kN
- $B_y = B_z = 3.80$  m
- $b_y = 1.80$  m
- $b_z = 2.30$  m
- $c_p = 0.75$  m
- $i_p = 2.30$  m
- $H = 1.00$  m
- $d = 0.95$  m

La distanza in pianta tra il baricentro del palo e il baricentro dell'area resistente alla quota H, è pari a circa  $(0.7^2 + 0.575^2)^{0.5} = 0.91$  m considerando la configurazione del palo più gravosa.

L'angolo di inclinazione del puntone compresso è quindi:

$$\text{Tang}(\alpha) = 0.95/0.91 = 1.044$$

$$\alpha = 46.23^\circ \text{ circa}$$

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	113 di 113

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

$$H = R_p / \tan(\alpha) = 764 / 1.044 = 732 \text{ kN}$$

$$N = R_p / \sin(\alpha) = 764 / 0.722 = 1058 \text{ kN}$$

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

$$A_{S_{Y-\min}} = \left( H \times \frac{0.70}{0.91} \right) / \left( \frac{450}{1.15} \right) = 1439 \text{ mm}^2$$

$$A_{S_{Z-\min}} = \left( H \times \frac{0.525}{0.91} \right) / \left( \frac{450}{1.15} \right) = 1080 \text{ mm}^2$$

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

$$n_{Y-\text{BARRE-MIN}} = 1439 / 452 = 3.20/\text{m}$$

$$n_{Z-\text{BARRE-MIN}} = 1080 / 452 = 2.40/\text{m}$$

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

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

$$P_{C,Rd} = 0.2 \times 0.95 \times 1 \times 15870 \times 0.722 = 2177 \text{ kN}$$

La verifica è abbondantemente soddisfatta.

**Portale a bandiera "Tipo C"**  
**L= 16.40 m**

*RELAZIONE DI CALCOLO*

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	2 di 121

## INDICE

<b>1. INTRODUZIONE</b>	<b>4</b>
<b>2. RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI</b>	<b>9</b>
<b>3. MATERIALI</b>	<b>11</b>
3.1 Conglomerati cementizi	11
3.2 Acciaio ad aderenza migliorata	12
3.3 Acciaio da carpenteria	12
3.4 Bulloni ad alta resistenza	13
3.5 Saldature	13
<b>4. SOFTWARE DI CALCOLO</b>	<b>14</b>
<b>5. CARICHI DI PROGETTO</b>	<b>15</b>
5.1 Elenco delle condizioni di carico elementari	15
5.2 Valutazione delle azioni sulla struttura	15
5.2.1 Carichi permanenti - Pesi propri e permanenti portati ( $g_1-g_2$ )	15
5.2.2 Azioni dei carichi variabili ( $Q_{ak}$ )	18
5.2.3 Azioni del vento ( $Q_{wk}$ )	18
5.2.4 Azioni di Buffeting	32
5.2.5 Carico da neve	37
5.2.6 Temperatura	38
5.2.7 Azione sismica ( $E_K$ )	39
<b>6. COMBINAZIONI DI CARICO</b>	<b>43</b>
6.1 Combinazioni per gli S.L.U.	43
6.2 Combinazioni per gli S.L.E.	44
<b>7. ANALISI STRUTTURALE</b>	<b>45</b>
7.1 Generalità	45
7.2 Caratteristiche di sollecitazione elementari	46
7.3 Involuppo delle caratteristiche di sollecitazione	54
7.3.1 Enve SLU - A1	54
7.3.2 Enve SLE - Caratteristica	56
7.3.3 Enve Sisma - SLV	58
7.4 Spostamenti	60
7.5 Azioni in fondazione	62
7.5.1 Fondazioni per posa su terreno pianeggiante	64
7.5.2 Fondazioni per posa su rilevato	66
<b>8. VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA'</b>	<b>68</b>
8.1 Struttura metallica in elevazione	68
8.1.1 Sollecitazioni di verifica	68
8.1.2 Verifica delle sezioni in acciaio	71

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	3 di 121

8.1.3	Verifica delle saldature a cordone d'angolo.....	75
8.1.4	Verifica dei giunti di connessione .....	78
8.1.4.1	Verifica del giunto "Sez A" .....	79
8.1.4.2	Verifica del giunto "Sez B" .....	82
8.1.4.3	Verifica del giunto "Sez C" - Connessione di base .....	87
8.2	Ancoraggio alle strutture di fondazione .....	92
8.3	Verifiche per azioni cicliche - Fatica .....	98
8.3.1	Generalità .....	98
8.3.1.1	Azioni da fatica del vento .....	100
8.3.1.2	Azioni da fatica indotti dal transito veicolare - Buffeting .....	102
8.3.1	Verifica a fatica delle sezioni saldate.....	102
8.3.1.1	Azioni indotte dai carichi di fatica.....	103
8.3.2	Verifica a fatica delle giunzioni bullonate.....	106
<b>9.</b>	<b>PLINTO E PALI DI FONDAZIONE.....</b>	<b>115</b>
9.1	Descrizione e ipotesi di calcolo .....	115
9.1.1	Verifica dei pali di fondazione .....	116
9.1.2	Verifica del plinto di fondazione .....	117
9.2	Verifica geotecnica delle fondazioni .....	121

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	4 di 121

## 1. INTRODUZIONE

La segnaletica verticale d'informazione, come servizio all'utenza, è da sempre uno degli obiettivi più importanti della Società AUTOSTRADE per l'Italia S.p.A.

La presente relazione contiene le ipotesi progettuali assunte e le principali risultanze delle analisi, sia relativamente alla parte in elevazione, sia alla struttura di fondazione, per il portale tipologico denominato "Portale a bandiera Tipo C", avente lunghezza massima dello sbraccio pari a 16.40 m.

La struttura in progetto è finalizzata al sostenimento della cartellonistica stradale da posizionarsi in corrispondenza a carreggiate a tre corsie di marcia, oltre emergenza.

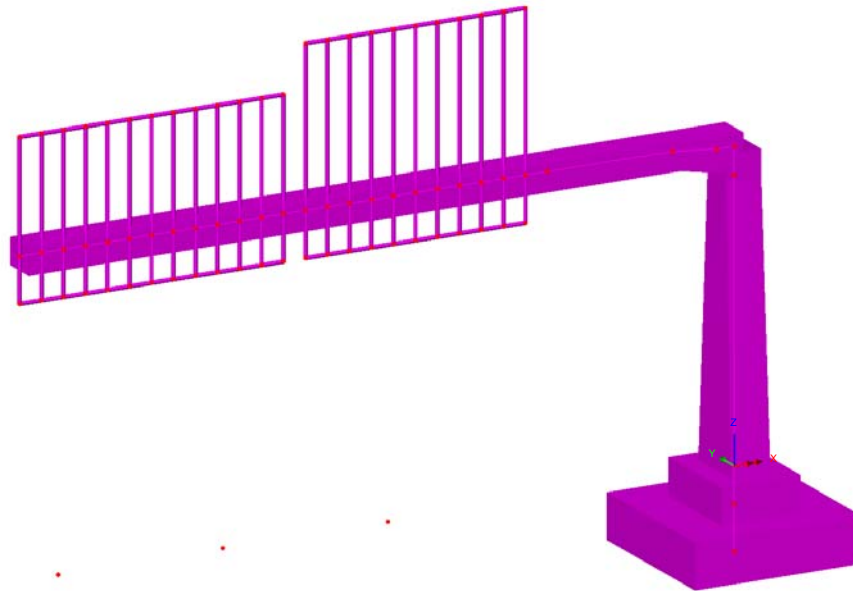
La parte in elevazione è costituita da un montante a sezione scatolare variabile con l'altezza e pari a 1400x900 mm alla base, 800x800 mm in sommità (BxH), vincolato a terra attraverso un sistema di tirafondi solidali col plinto di fondazione, avente impronta quadrata in pianta e fondato su quattro pali trivellati o elica  $\Phi=800$  mm .

La cartellonistica è sorretta da tubolari in acciaio  $\Phi=90$ mm, aventi interasse e spessore variabili in relazione alla dimensione del cartellone, solidarizzati alla mensola della struttura principale attraverso collari bullonati.

La mensola è costituita anch'essa da una struttura composta in acciaio avente sezione rettangolare di 800x600 mm (BxH) e lunghezza massima dello sbraccio pari a 16.40 m (misurata dall'asse del montante).

La struttura, costituita da tre parti principali; si realizza in stabilimento attraverso saldature a piena penetrazione e, una volta mobilitata in prossimità del luogo di montaggio, si assembla attraverso giunzioni bullonate con schema resistente "a taglio".

Le lamiere hanno spessore  $s= 12$  mm per la parte terminale dello sbraccio (lunghezza massima  $L_{MAX}=12.00$  m);  $s= 15$  mm a costituire la restante porzione della mensola e la colonna montante.



**Fig. 1 – Vista 3D del portale**

La struttura dei cartelloni è costituita da una lamiera di spessore massimo  $s=3$  mm. Le analisi sono state effettuate nell'ipotesi che il massimo numero di cartelloni posizionabili sia pari a due, aventi la geometria schematizzata nell'immagine precedente e dettagliata negli elaborati grafici a corredo. La superficie massima esposta al vento è pari a  $6.00 \times 3.50 = 21.00 \text{ m}^2$  (BxH) e  $5.00 \times 4.50 = 22.50 \text{ m}^2$  (BxH), per complessivi  $43.50 \text{ m}^2$ .

Nel prosieguo della relazione si riporteranno, per brevità, le immagini di carpenteria del portale con fondazione per posa su terreno pianeggiante, omettendo, tranne nei capitoli dedicati alle verifiche delle fondazioni, quelle della tipologia prevista per la posa su rilevato. Si chiarisce che, le due strutture, risultano perfettamente identiche per la parte metallica e di cartellonistica. Risulta pure univoco il calcolo della pressione del vento agente in quanto, ai fini della verifica della struttura, la direzione significativa del flusso è quella perpendicolare alla parete cartellonata che non risente della posa su rilevato ( $c_f=1$ ).



Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	6 di 121

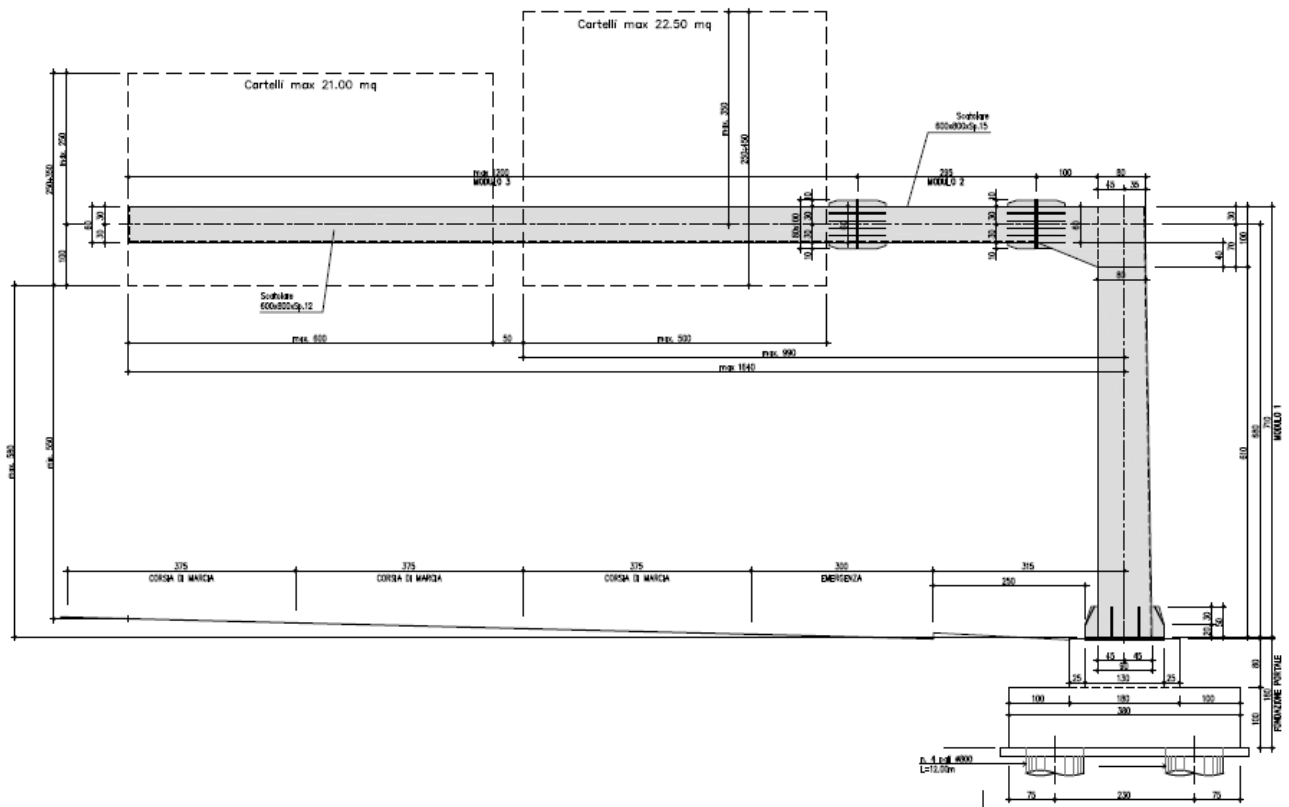
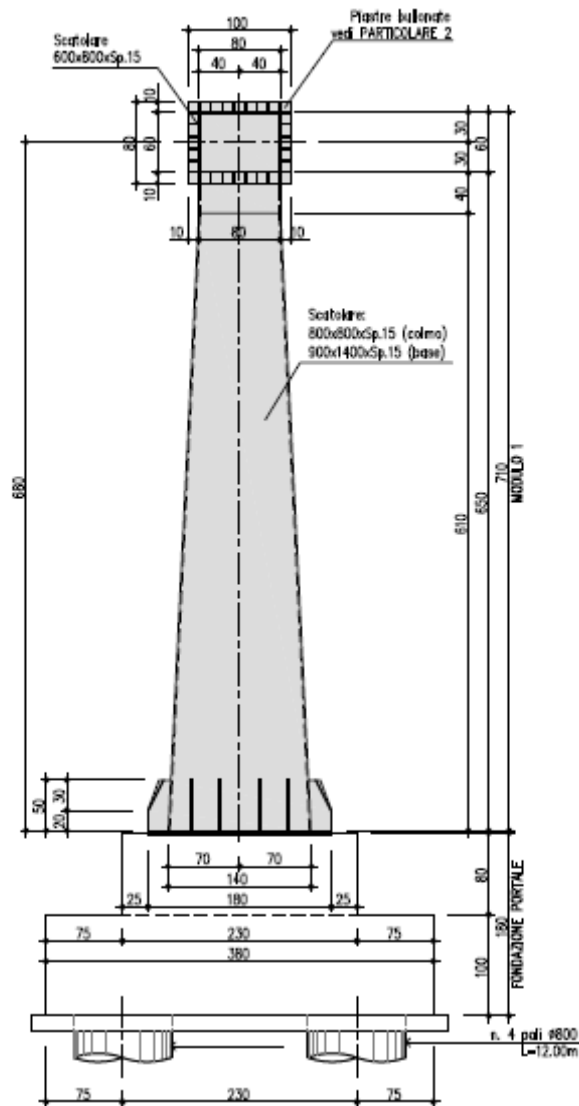
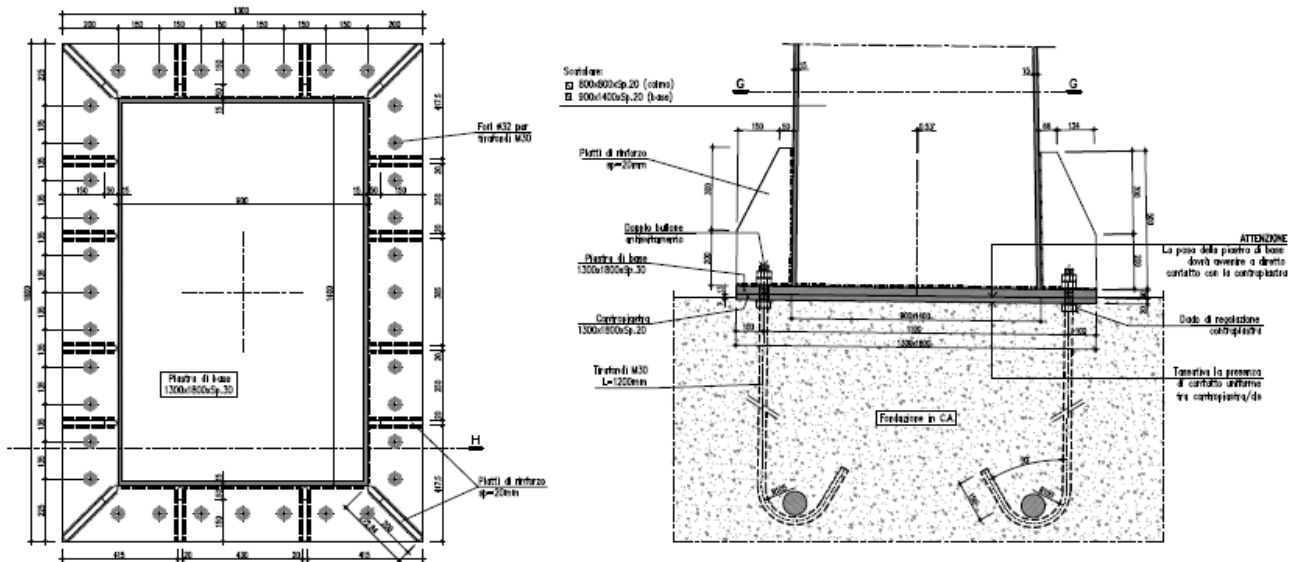


Fig. 2 – Vista frontale del portale



**Fig. 3 – Vista laterale del portale**

Il collegamento alla base dei piedritti, con le strutture di fondazione, è composto da un sistema tirafondi-piastra, opportunamente irrigidita. E' previsto l'utilizzo di 36 tirafondi M30 cl. 8.8 lunghi 1.20 m; piastra di base di spessore  $s=30$  mm e contropiastra  $s=20$  mm.



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

Per ulteriori dettagli si rimanda ai pertinenti disegni di progetto.

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	9 di 121

## 2. RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI

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

### 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 ed estera:

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

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	10 di 121

- X. **British standards Part 1 (BD94/07)** Highway structures: Design of minor structures (Special Structures)
- XI. **British standards Part 4 (BD51/98)** structures: Design of portal and cantilever signs/signal gantries (Special Structures)
- Articoli e pubblicazioni:*
- XII. **Setrà** - Sign bridges: improvement of their wind resistance - Engineering Structures Techniques Centre (CTOA). J. Berthelley
- XIII. **Designers' Guide to EN 1993-2**. C.R. Hendy and C.J. Murphy (Thomas Telford Publishing)
- XIV. **Internatinonal Journal of Mechanical Engineering Education 33/4**: Theoretical analysis of preloaded bolted joints subjected to cyclic loading - Josè Maria Minguez and Jeffrey Vogwell

### 3. MATERIALI

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

#### 3.1 Conglomerati cementizi

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

- . opere non armate (magri): C12/15 (Rck  $\geq$  15 MPa)
- . pali C25/30 (Rck  $\geq$  30 MPa)
- . fondazioni C28/35 (Rck  $\geq$  35 MPa)

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

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

### 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.

### 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  $\alpha = 1.2 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$

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

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	13 di 121

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

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)

### 3.5 Saldature

Le saldature dovranno essere realizzate secondo le indicazioni delle Norme CNR 10011/97 e in ottemperanza alle norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14.01.2008).

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



Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	14 di 121

#### 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

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.

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	15 di 121

## 5. CARICHI DI PROGETTO

### 5.1 Elenco delle condizioni di carico elementari

Si calcola l'opera sottoposta alle azioni indotte da:

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

### 5.2 Valutazione delle azioni sulla struttura

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

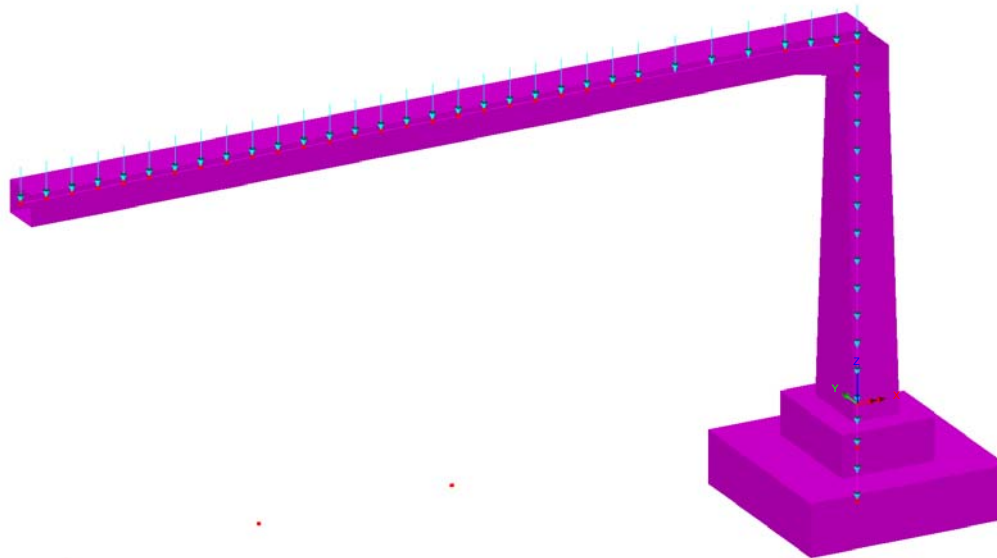
I carichi permanenti sono costituiti dai pesi propri delle strutture portanti e delle sovrastrutture.

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

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

Peso specifico acciaio	78.5 kN/m <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 della cartellonistica e degli accessori di supporto- fissaggio in carpenteria metallica, oltre al peso proprio del terreno sovrastante la suola di fondazione.

Si sono assunti cartelloni aventi le dimensioni geometriche massime esplicitate nei paragrafi precedenti, per complessivi  $21.00 + 22.50 \text{ m}^2$ ; e di spessore costante pari a  $0.003 \text{ m}$ .

La cartellonistica è sostenuta attraverso fissaggi puntuali sulla struttura secondaria, costituita da tubolari metallici  $\Phi = 90 \text{ mm}$  affiancati ed a loro volta ancorati, tramite collari metallici, alla mensola.

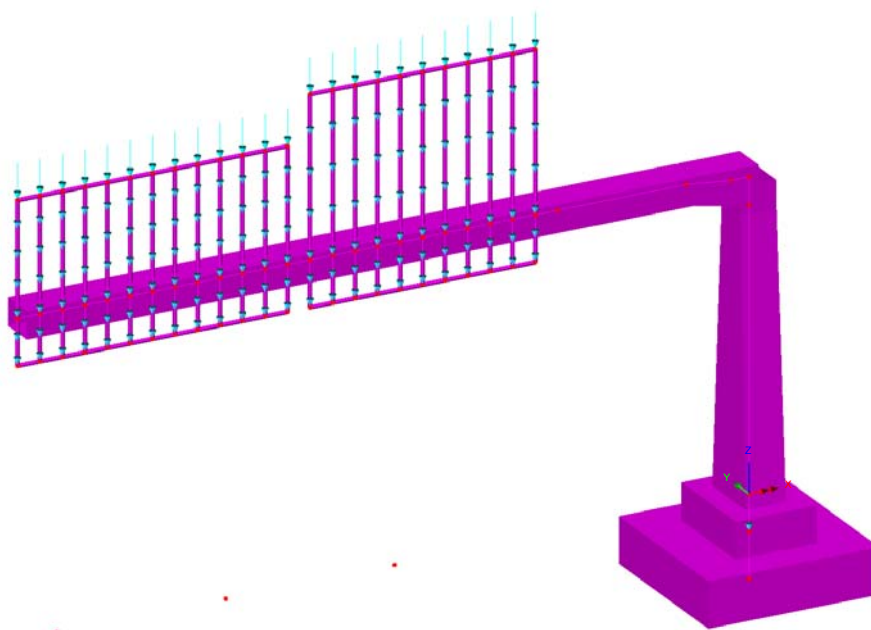
L'interasse dei tubolari, il loro sviluppo longitudinale e lo spessore sono variabili e dipendenti dalle dimensioni geometriche dei cartelloni.

Al fine di quantificare in modo realistico il peso di tali elementi, si è provveduto ad effettuare una analisi speditiva delle sollecitazioni e deformazioni indotte dalla pressione del vento, assunta pari a  $2.00 \text{ kPa}$ , su un tubolare a sostegno di una striscia di cartellone di larghezza pari ad "i", con schema di vincolo a mensola e luce dello sbalzo pari a  $3.20 \text{ m}$ .

Si considerano quindi tubolari  $\Phi = 90 \text{ mm}$  affiancati ad interasse  $0.50 \text{ m}$  e spessore  $s = 10 \text{ mm}$ .

Il peso permanente portato relativo al cartellone ed alla struttura secondaria è pari a:

- Cartellone:  $78.50 \times 0.003 = 0.2355 \text{ kN/m}^2$
- Tubolari metallici:  $78.50 \times 0.002513 = 0.1973 \text{ kN/m}$



**Fig. 6 – Pesì permanenti portati**

Si considera inoltre il peso del terreno gravante sulla ciabatta di fondazione per la parte in allargamento a quota inferiore. Con riferimento agli elaborati grafici a corredo, e assumendo un peso proprio del terreno pari a  $20 \text{ kN/m}^3$ , si ottiene:

Posa su terreno pianeggiante:

$$\text{Peso del terreno portato: } (3.8 \times 3.8 - 2.3 \times 1.8) \times 0.80 \times 20 = 164.80 \text{ kN}$$

Posa su rilevato:

$$\text{Peso del terreno portato: } (3.8 \times 3.8 - 2.3 \times 1.8) \times 1.80 \times 20 = 370 \text{ kN}$$

Tale azione risultante si applica nel baricentro della fondazione.

Si è operato, in entrambi gli scenari precedenti, considerando il massimo ricoprimento di terreno realizzabile, al fine di massimizzare l'azione sui pali.

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	18 di 121

### 5.2.2 Azioni dei carichi variabili ( $Q_{ak}$ )

In relazione alla tipologia ed alla geometria delle opere in progetto, che non consentono l'accesso di personale sulle strutture anche in caso di interventi di manutenzione, nelle analisi si è omessa la presenza di carichi variabili differenti da quelli esplicitati nel seguito.

### 5.2.3 Azioni del vento ( $Q_{wk}$ )

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

In merito ai parametri che caratterizzano il valore della pressione del vento in relazione alla posizione geografica, alla classe di rugosità ed all'esposizione del sito, si è operato in termini di 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:

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	19 di 121

Montante verticale:

**Calcolo parametri di base**

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
$C_r$	0.93 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
$k_1$	<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 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.)
$I_v(z)$	0.20
$I_v(0)$	0.23
$C_e(z)$	2.1127
$q_p(z)$	962.59
$q_p(0)$	820.37

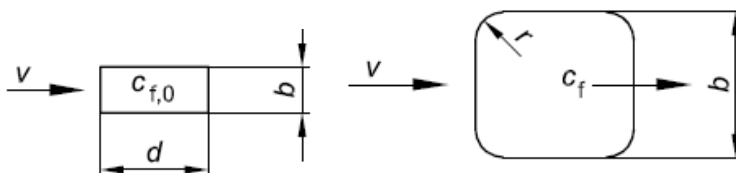
Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	20 di 121

**Caratteristiche sezione**

<b>b</b>	<b>0.85</b> m (cfr. figura)
<b>d</b>	<b>1.1</b> (m) EN 1991-1-4 §8.1. (5) + NAD
<b>r</b>	<b>0.0001</b> raggio smusso (m)
<b>Z<sub>max</sub></b>	<b>6.8</b> m quota testa pila
<b>d/b</b>	1.294
<b>l/b</b>	8.00
<b>r/b</b>	0.0001
<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>	1.97 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) fig. 7.23
<b>Ψ<sub>r</sub></b>	1.00 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>	1.79 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) (7.9)

**f<sub>w,0</sub>**                      **1468.83**

**f<sub>w,(zmax)</sub>**                **1723.47**



Dove:

- as = 450 m                      quota ipotizzata del sito
- Z<sub>MAX</sub> = 6.80 m                Altezza massima da terra del fusto del montante
- b = 0.85 m                      larghezza della sezione investita dal vento ottenuta come media tra la dimensione di spiccato e di sommità (b=(0.90+0.80)/2=0.85 m)
- d = 1.1 m                        lunghezza della sezione investita dal vento ottenuta come media tra la dimensione di spiccato e di sommità (b=(1.40+0.80)/2=1.10 m)

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

- f<sub>wMAX</sub> = 1.723 kN/m<sup>2</sup>

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	21 di 121

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:  
 $1.723 \cdot 0.85 = 1.465 \text{ kN/m}$ .



Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	22 di 121

Mensola orizzontale:

**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
$C_r$	0.93 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
$k_1$	<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 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.)
$I_v(z)$	0.20
$I_v(0)$	0.23
$C_e(z)$	2.1127
$q_p(z)$	962.59
$q_p(0)$	820.37

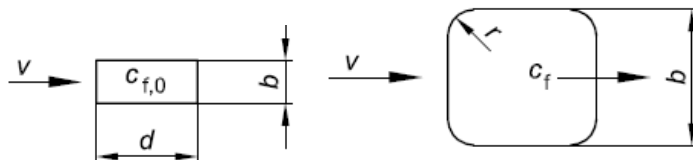
Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	23 di 121

**Caratteristiche sezione**

<b>b</b>	<b>0.6</b> m (cfr. figura)
<b>d</b>	<b>0.8</b> (m) EN 1991-1-4 §8.1. (5) + NAD
<b>r</b>	<b>0.0001</b> raggio smusso (m)
<b>z<sub>max</sub></b>	<b>6.8</b> m quota testa pila
<b>d/b</b>	1.333
<b>l/b</b>	11.33
<b>r/b</b>	0.0002
<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>	1.95 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) fig. 7.23
<b>ψ<sub>r</sub></b>	1.00 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>	1.77 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) (7.9)

**f<sub>w,0</sub>**                      **1455.62**

**f<sub>w,(zmax)</sub>**                      **1707.97**



Dove:

- as = 450 m                      quota ipotizzata del sito
- z<sub>MAX</sub> = 6.80 m                      altezza da terra del baricentro della sezione della mensola
- b = 0.60 m                      larghezza della sezione investita dal vento
- d = 0.80 m                      lunghezza della sezione investita dal vento

Si ottiene una pressione massima agente alla quota dell'asse della mensola di:

- f<sub>wMAX</sub> = 1.708 kN/m<sup>2</sup>

L'azione del vento si implementa nel modello di calcolo quale forza per unità di lunghezza, agente lungo lo sviluppo dello sbraccio nei soli tratti esposti (non in ombra ai cartelloni) e di intensità: 1.708\*0.60=1.025 kN/m.

Cartellone 1 - 6.00 x 3.50 m (BxH):

**Calcolo parametri di base**

Categoria sito	<b>II</b>	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
$c_r(z)$	0.95	Coeff. Rugosità terreno (EN 1991-1-4 §4.3.2)
$k_l$	<b>1.00</b>	fattore di turbolenza (valore raccomandato da N.A.D.)
$c_o$	<b>1.00</b>	coeff. orografia EN 1991-1-4 §4.3.1 e Annex A3
$T_r$	<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)
$v_m(z)$	25.7	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	
$c_e(z)$	2.1766	
$q_p(z)$	991.72	

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	25 di 121

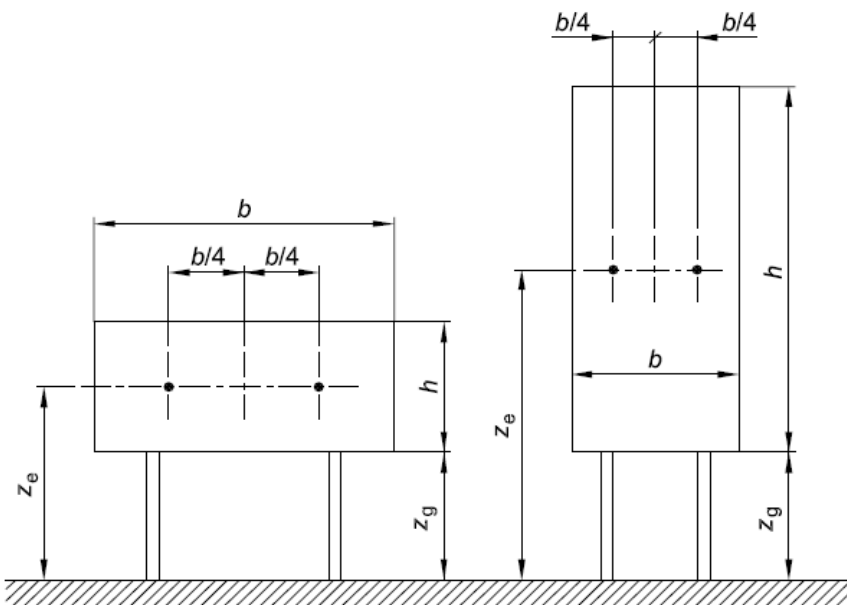
**Caratteristiche cartellone**

<b>b</b>	<b>6</b> Larghezza complessiva pannello
<b>h</b>	<b>3.5</b> Altezza complessiva pannello
<b>z<sub>e</sub></b>	<b>7.55</b> (m) Quota baricentro pannello
A <sub>ref</sub>	21 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>1.67</b> Frequenza struttura
<b>m<sub>e</sub></b>	<b>491</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> )	54.55
B <sup>2</sup>	0.77 Frequenza adimensionale EN 1991-1-4 B.2 (B2)
f <sub>L</sub> (z,n)	3.54
SL(zn)	5.83E-02
η <sub>n</sub>	1.04
η <sub>p</sub>	1.79
R <sub>n</sub>	0.56
R <sub>b</sub>	0.41
R <sup>2</sup>	1.00
v	1.25 EN 1991-1-4 (B.5)
T	600 (s) intervallo misurazione vm
k <sub>p</sub>	3.00
c <sub>s</sub>	0.86
c <sub>d</sub>	1.16
<b>C<sub>s</sub>C<sub>d</sub></b>	<b>1.08</b>

Ottenendo una pressione sul cartellone pari a  $q_w = 1.929 \text{ kN/m}^2$ .

In relazione alla variabilità geometrica della dimensione e disposizione spaziale dei due cartelloni, si è operato, cautelativamente, alla determinazione dei coefficienti  $C_s C_d$  considerando indipendenti i due cartelloni.

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:  $A_{ref} = b \times h$ .

- $a_s = 450 \text{ m}$  quota ipotizzata del sito
- $z_e = 7.55 \text{ m}$  altezza del baricentro della superficie del cartellone investita dal vento
- $b = 6.00 \text{ m}$  larghezza della superficie del singolo cartellone investita dal vento
- $h = 3.50 \text{ m}$  altezza della superficie del cartellone investita dal vento
- $b/4 = 1.50 \text{ m}$  eccentricità del punto di applicazione della risultante del vento dal baricentro geometrico della superficie del cartellone
- $m_e = 491 \text{ kg/m}$  massa equivalente, determinata considerando la massa dello sbraccio della mensola e quella del cartellone (con tubolari di ancoraggio), mediata su un metro di lunghezza
- $\eta_{1x} = 1.670 \text{ 1/sec}$  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

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	27 di 121

intensità: 1.929 kN/m<sup>2</sup>. Si considera l'effetto di eccentricità del punto di applicazione richiesto in normativa attraverso l'applicazione del momento di trasporto  $M_{VENTO1}=60.76$  kNm.

Cartellone 2 - 5.00 x 4.50 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>	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
$C_r(z)$	0.97	Coeff. Rugosità terreno (EN 1991-1-4 §4.3.2)
$k_l$	<b>1.00</b>	fattore di turbolenza (valore raccomandato da N.A.D.)
$C_o$	<b>1.00</b>	coeff. orografia EN 1991-1-4 §4.3.1 e Annex A3
$T_r$	<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)
$v_m(z)$	26.1	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	
$C_e(z)$	2.2162	
$q_p(z)$	1009.75	

<b>b</b>	<b>5</b> Larghezza complessiva pannello
<b>h</b>	<b>4.5</b> Altezza complessiva pannello
<b>z<sub>e</sub></b>	<b>8.05</b> (m) Quota baricentro pannello
A <sub>ref</sub>	22.5 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>1.67</b> Frequenza struttura
<b>m<sub>e</sub></b>	<b>491</b> kg/m massa generalizzata (app. F4)
<b>δ<sub>s</sub></b>	<b>0.03</b> de cr. Logaritmico dello smorzamento strutturale (app. F5)
δ <sub>a</sub>	0.04 de cr. Logaritmico dello smorzamento aerodin. (app. F5)
<b>δ<sub>d</sub></b>	<b>0</b> de cr. 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> )	56.40
B <sup>2</sup>	0.77 Frequenza adimensionale EN 1991-1-4 B.2 (B2)
f <sub>L</sub> (z,n)	3.61
SL(zn)	5.76E-02
η <sub>h</sub>	1.33
η <sub>b</sub>	1.47
R <sub>h</sub>	0.49
R <sub>b</sub>	0.46
R <sup>2</sup>	0.97
v	1.25 EN 1991-1-4 (B.5)
T	600 (s) intervallo misurazione v <sub>m</sub>
k <sub>p</sub>	3.00
c <sub>s</sub>	0.86
c <sub>d</sub>	1.16
<b>c<sub>s</sub>c<sub>d</sub></b>	<b>1.08</b>

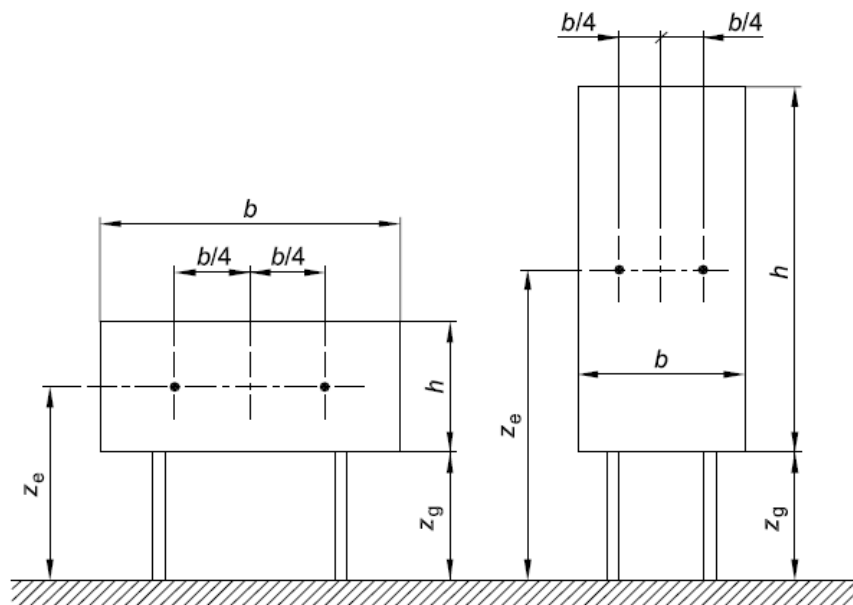


Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	30 di 121

Ottenendo una pressione sul cartellone pari a  $q_w = 1.958 \text{ kN/m}^2$ .

In relazione alla variabilità geometrica della dimensione e disposizione spaziale dei due cartelloni, si è operato, cautelativamente, alla determinazione dei coefficienti  $C_{sC_d}$  considerando gli stessi indipendenti.

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

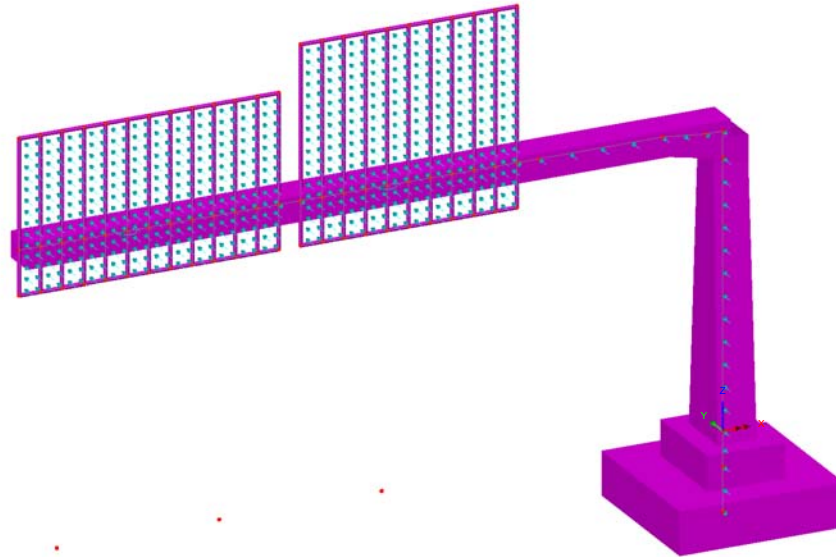


Nota 1 altezza di riferimento:  $z_e = z_g + h/2$ .  
Nota 2 area di riferimento:  $A_{ref} = b \times h$ .

- $a_s = 450 \text{ m}$  quota ipotizzata del sito
- $z_e = 8.05 \text{ m}$  altezza del baricentro della superficie del cartellone investita dal vento
- $b = 5.00 \text{ m}$  larghezza della superficie del singolo cartellone investita dal vento
- $h = 4.50 \text{ m}$  altezza della superficie del cartellone investita dal vento
- $b/4 = 1.25 \text{ m}$  eccentricità del punto di applicazione della risultante del vento dal baricentro geometrico della superficie del cartellone
- $m_e = 491 \text{ kg/m}$  massa equivalente, determinata considerando la massa dello sbraccio della mensola e quella del cartellone (con tubolari di ancoraggio), mediata su un metro di lunghezza
- $\eta_{1x} = 1.670 \text{ 1/sec}$  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

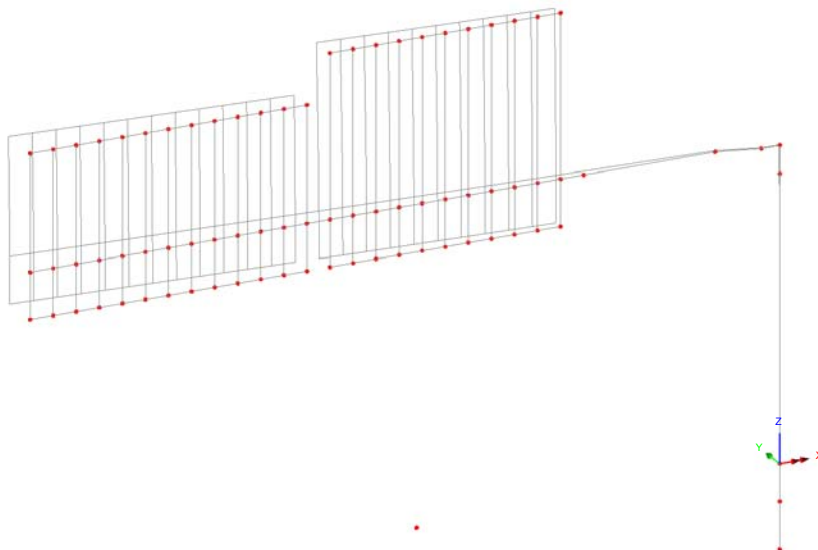
intensità:  $1.958 \text{ kN/m}^2$ . Si considera l'effetto di eccentricità del punto di applicazione richiesto in normativa attraverso l'applicazione del momento di trasporto  $M_{\text{VENTO}2}=55.07 \text{ kNm}$ .



**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. Si è ottenuto quanto segue:

Scale: 1: 64.6427  
Zoom: 100.0  
Eye: (-0.399047, -0.839328, 0.369175)  
Eigenvalue analysis  
Loadcase: 1: Eigenvalue 1  
Results file: PortaleBandieraC\_Modale.mys  
Eigenvalue: 110.507  
Natural frequency: 1.67307  
Error norm: 83.0263E-12  
Maximum displacement 0.0214782 at node 2  
Deformation exaggeration: 46.0949



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

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	32 di 121

#### 5.2.4 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 del veicolo in funzione della distanza, in altezza, dalla sommità della sagoma del veicolo stesso. Con riferimento ad un veicolo "tipo" le cui dimensioni sono in linea con le produzioni industriali europee, si assume una sagoma avente 4.20 m in altezza e 2.50 m in larghezza.

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

Dove:

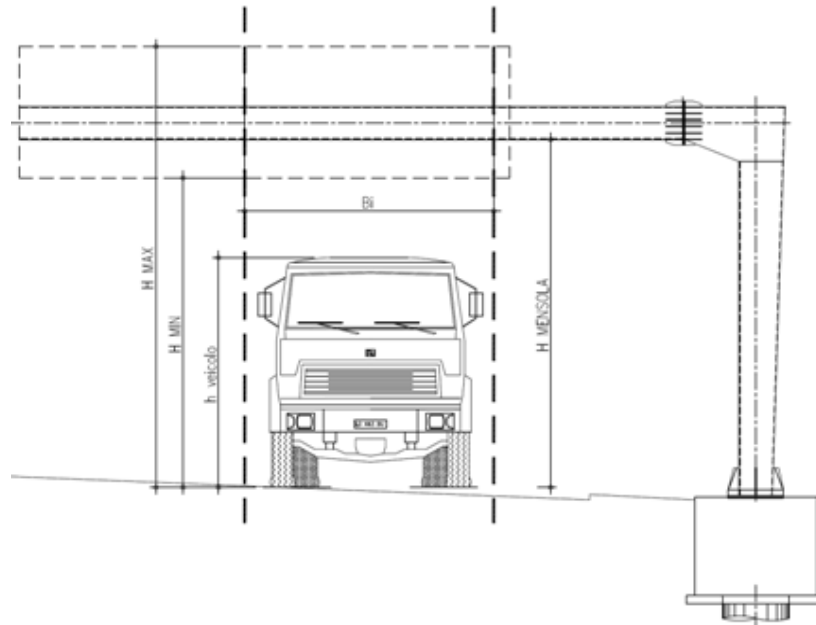
- $P_d$  Differenza di pressione indotta dal transito veicolare, agente in direzione orizzontale sulle superfici investite e in direzione verticale (diretta verso il basso ed agente sullo sbraccio del portale). Veicoli in transito ad una velocità di circa 100 km/h.
- $h$  distanza tra la sommità del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

$h_{\text{Veicolo}}$ (m)	$H_{\text{MENSOLA}}$ (m)	$H_{\text{MIN}}$ (m)	$H_{\text{MAX}}$ (m)
4.2	6.5	5.8	9.8

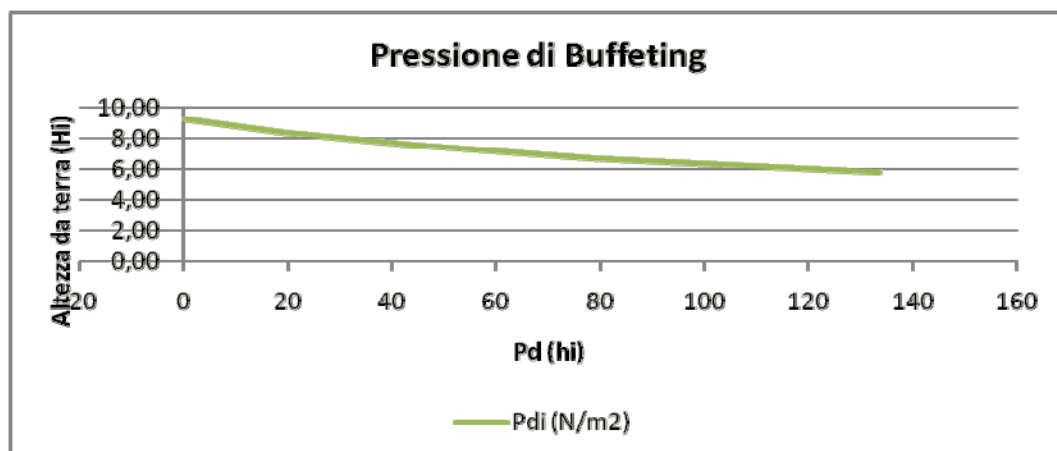
$$P_d = 600 * h^{-0.25} - 400 \quad (\text{N/m}^2)$$

Pressione verticale di buffeting sulla mensola:

$H_i$ (m)	$h_i$ (m)	$P_{di}$ ( $\text{N/m}^2$ )
6.5	2.3	<b>87</b>

Pressione di buffeting sulla segnaletica:

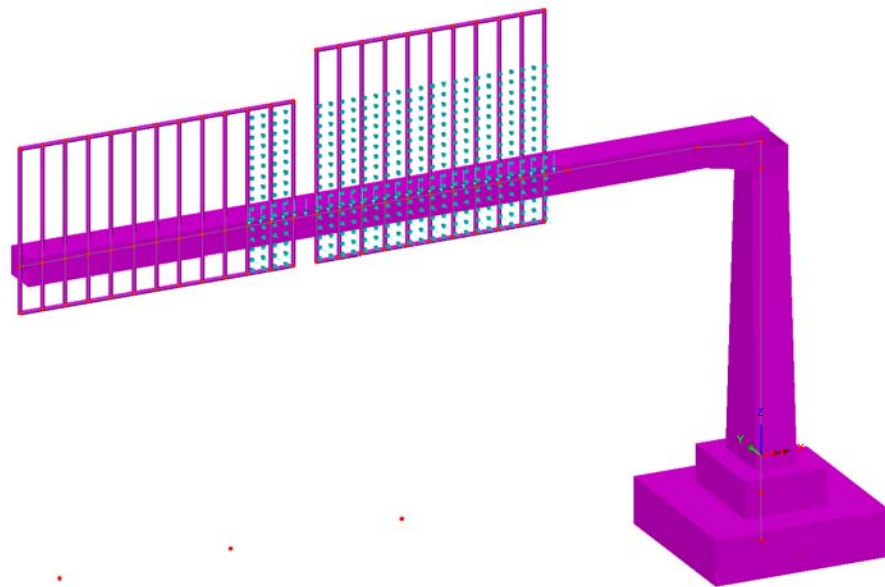
	$H_i$ (m)	$h_i$ (m)	$P_{di}$ ( $\text{N/m}^2$ )	$B_i$ (m)
$H_{\text{MIN}}$	5.80	1.60	<b>133</b>	
$h_1$	6.67	2.47	<b>79</b>	
$h_2$	7.53	3.33	<b>44</b>	6.9
$h_3$	8.40	4.20	<b>19</b>	
$H_{\text{MAX}_D}$	9.26	5.06	<b>0</b>	
$H_{\text{MAX}_\text{BUFF}}$	9.26	5.06	<b>0.00</b>	



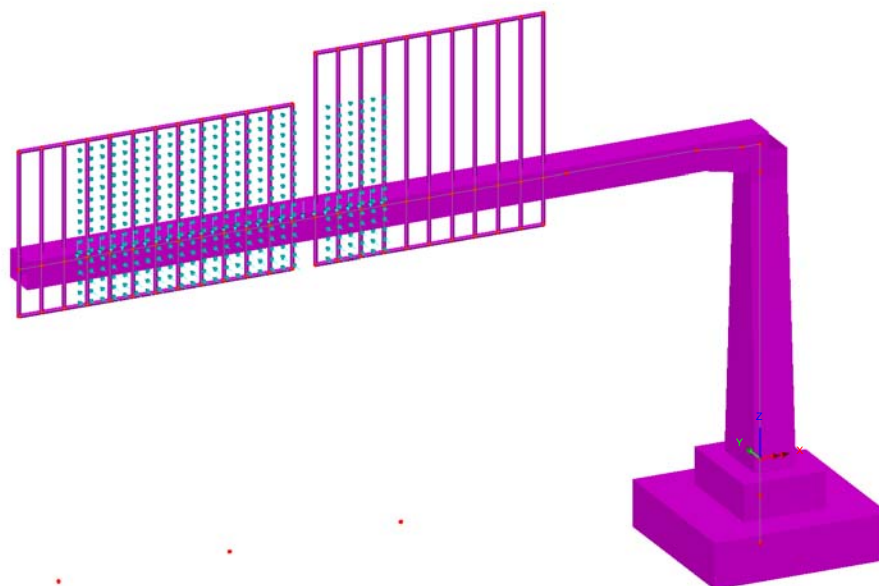
**Fig. 10 – Variazione della pressione di buffeting con la quota**

In mancanza di dati specifici relativi al volume di traffico pesante transitante sul tratto autostradale in oggetto, la medesima normativa suggerisce, cautelativamente, di assumere un numero di transiti pari a 7000 veicoli/giorno per ciascuna carreggiata, suddivisi tra le singole corsie secondo la tabella seguente:

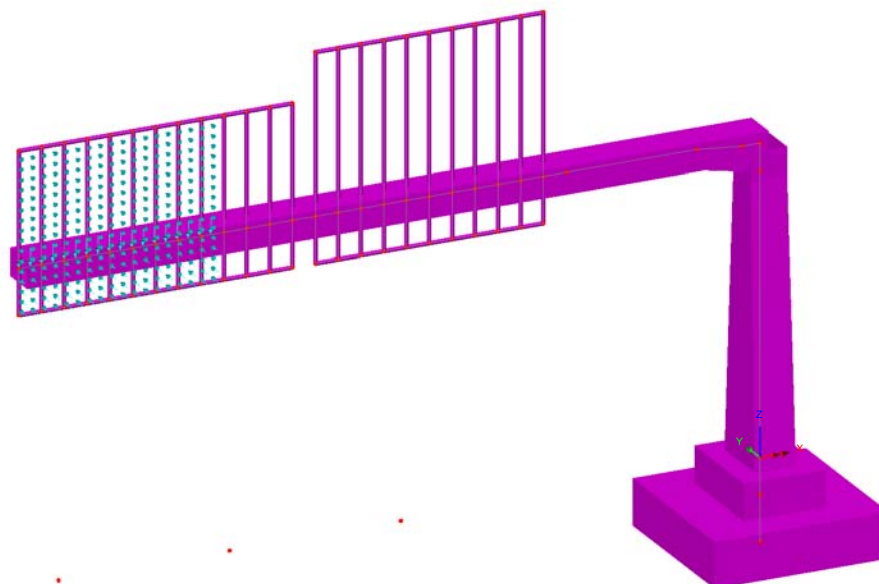
Tipo di autostrada	Fattori di corsia, Fi			
	Corsia 1	Corsia 2	Corsia 3	Corsia 4
2 corsie	0.7	0.3	-	-
3 corsie	0.6	0.4	0	-
4 corsie	0.4	0.4	0.2	0



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



**Fig. 12 – Azione di Buffeting - Corsia 2**



**Fig. 13 – Azione di Buffeting - Corsia 3**

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	37 di 121

### 5.2.5 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 copertuta
- $\mu_i=0.80$  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:

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

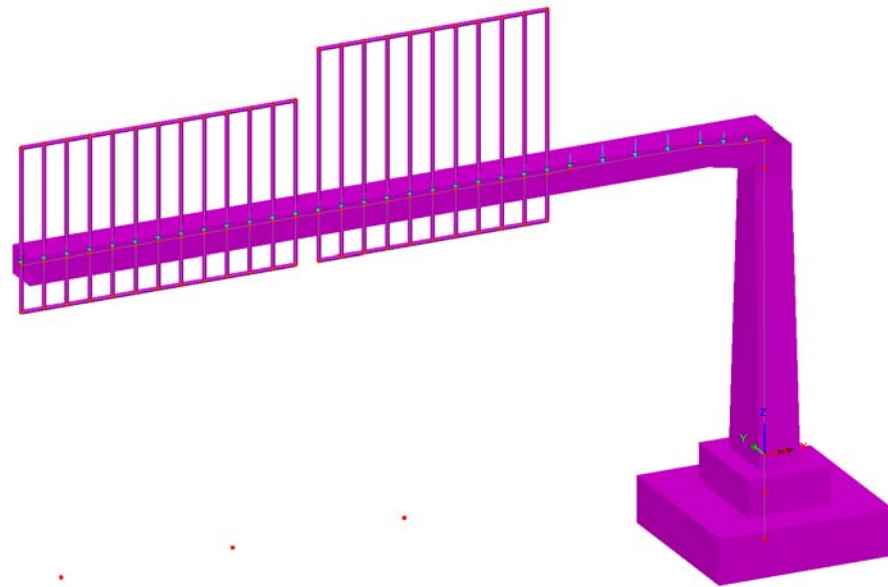
Per la quantificazione del carico da neve si è adottato il valore  $q_{sk}$  relativo alla zona geografica 1, alla quota di 200 m.s.l.m.m.

Tale azione è applicata alla struttura quale carico lineare uniformemente distribuito agente per l'intero sviluppo della mensola.

La larghezza di applicazione del carico coincide con la larghezza della sezione metallica, pari a 0.80m. Si applica quindi alla struttura un carico da neve di intensità:

$$q_s = 1.20 \times 0.80 = 0.96 \text{ kN} / \text{m}$$





**Fig. 14 – Carico da neve**

### **5.2.6 Temperatura**

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

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	39 di 121

### 5.2.7 Azione sismica ( $E_k$ )

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

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

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

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

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

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	40 di 121

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 secondi)

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

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

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

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

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

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

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

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

Mentre, i valori di  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $S$  ed  $\eta$ , 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:

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	41 di 121

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

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:

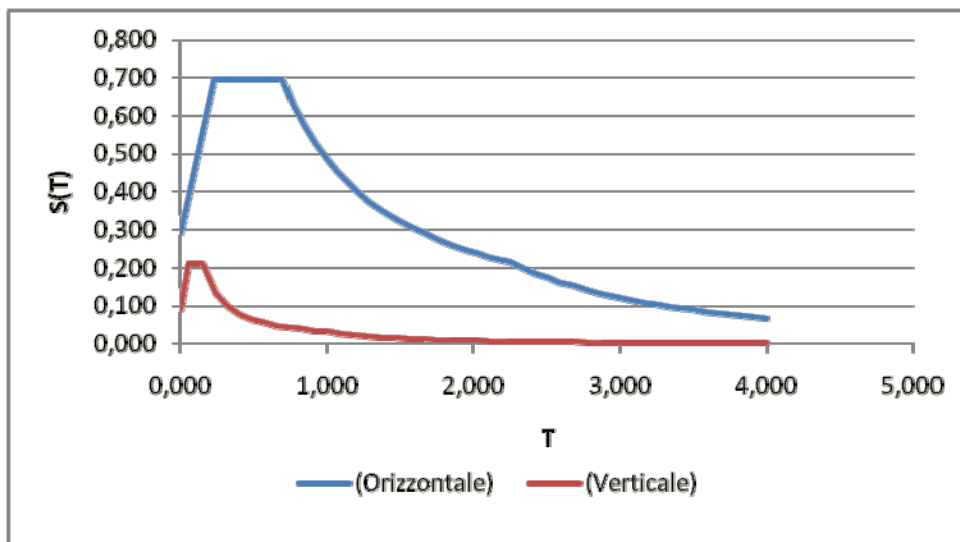
Componente orizzontale:

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.

## 6. COMBINAZIONI DI CARICO

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

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

Combinazione fondamentale utilizzata per gli stati limite ultimi (SLU)

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

Combinazione sismica impiegata per gli stati limite (SLV)

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

dove:

- $G_k$  è il valore caratteristico delle azioni permanenti;
- $E$  è l'azione del sisma per lo stato limite considerato;
- $Q_k$  è il valore caratteristico delle azioni variabili;
- $\gamma_G$  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. 15 – 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. 16 - Coefficienti  $\Psi_0$ ,  $\Psi_1$ ,  $\Psi_2$  per le azioni variabili**

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

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

- *Combinazione caratteristica rara*

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

- *Combinazione frequente*

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

- *Combinazione quasi permanente*

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

I coefficienti  $\Psi_{ik}$  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).

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	45 di 121

## 7. ANALISI STRUTTURALE

### 7.1 Generalità

Come anticipato nei capitoli precedenti, l'analisi strutturale riportata di seguito riguarda il portale a bandiera "Tipo C", avente lunghezza dello sbraccio metallico  $L_B = 16.40$  m, 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, tenendo conto della variabilità presente in prossimità del nodo (lato mensola) e della variabilità della colonna montante.

In dettaglio si evidenziano le seguenti misure significative di carpenteria:

- Sezione della mensola (concio di estremità)      0.8 x 0.6 x 0.012 m (BxHxs)
- Sezione della mensola (concio di nodo)          0.8 x 0.6 x 0.015 m (BxHxs)
- Sezione di testa del montante                    0.8 x 0.8 x 0.015 m (BxHxs)
- Sezione di base del montante                    1.4 x 0.9 x 0.015 m (BxHxs)

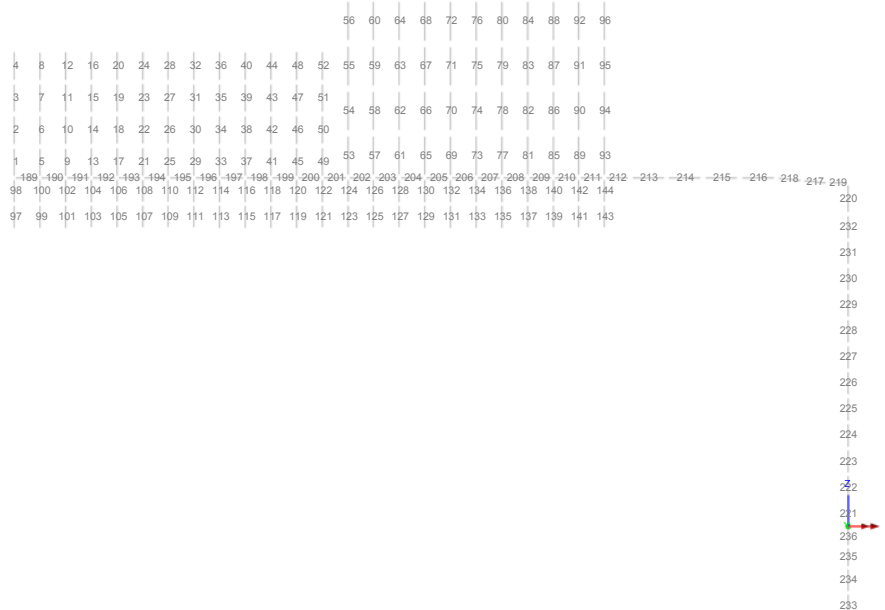


Fig. 17 – Modello di calcolo FEM - numerazione degli elementi



Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	46 di 121

## 7.2 Caratteristiche di sollecitazione elementari

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

### Peso proprio degli elementi strutturali:

Scale: 1: 68.9262  
Zoom: 100.0  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Loadcase: 2:PortaleBandieraC.mys  
Results file: PortaleBandieraC.mys

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: My  
Diagram maximum 341.191E3 at Gauss point 11 of element 219  
Diagram minimum -9.14518 at Gauss point 1 of element 189  
Diagram scale: 1: 43.9637E-6

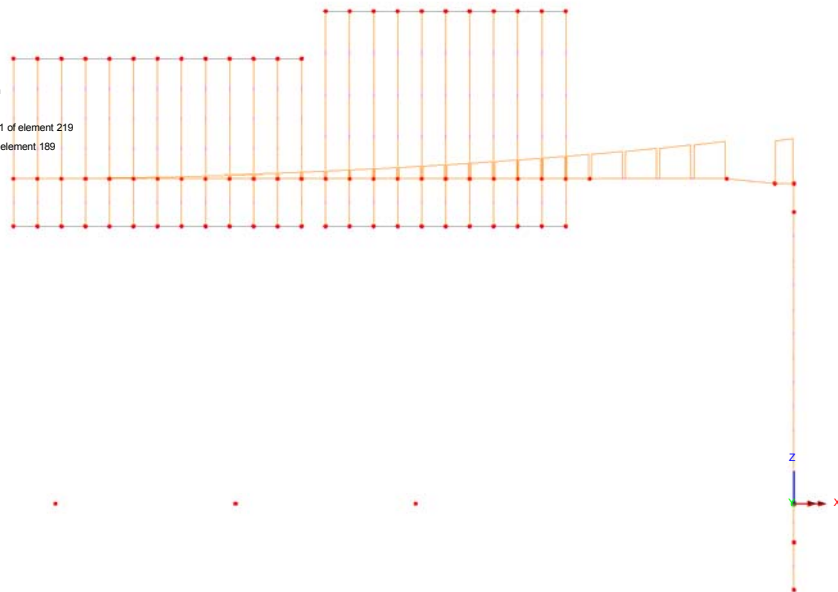


Fig. 18 – My (Local) - Pesi propri

Scale: 1: 68.9262

Zoom: 100.0

Eye: (0.0, -1.0, 0.0)

Linear/dynamic analysis

Loadcase: 2:PortaleBandieraC.mys

Results file: PortaleBandieraC.mys

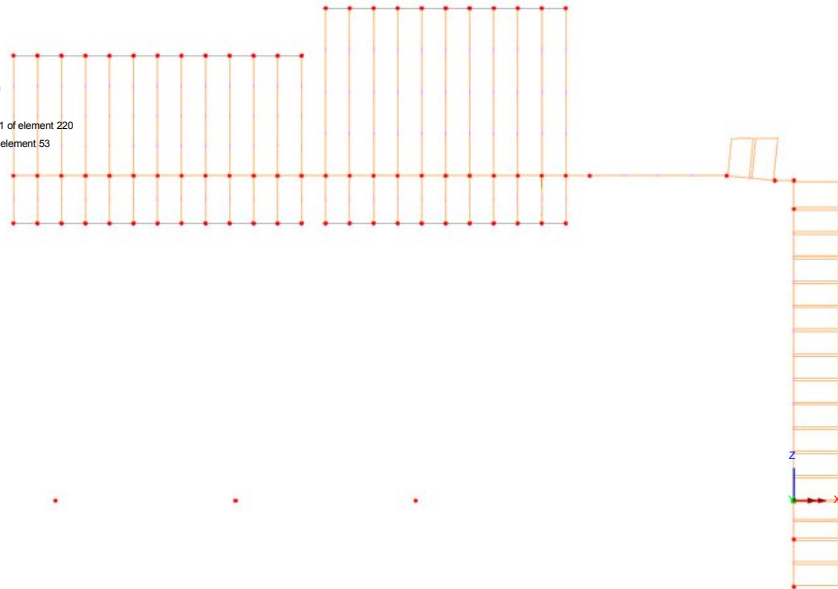
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam

Diagram component: Mz

Diagram maximum 341.191E3 at Gauss point 11 of element 220

Diagram minimum -138.999 at Gauss point 1 of element 53

Diagram scale: 1: 43.9637E-6



**Fig. 19 – Mz (Local) - Pesi propri**

Peso permanenti portati:

Scale: 1: 68.9262

Zoom: 100.0

Eye: (0.0, -1.0, 0.0)

Linear/dynamic analysis

Loadcase: 3:PortaleBandieraC.mys

Results file: PortaleBandieraC.mys

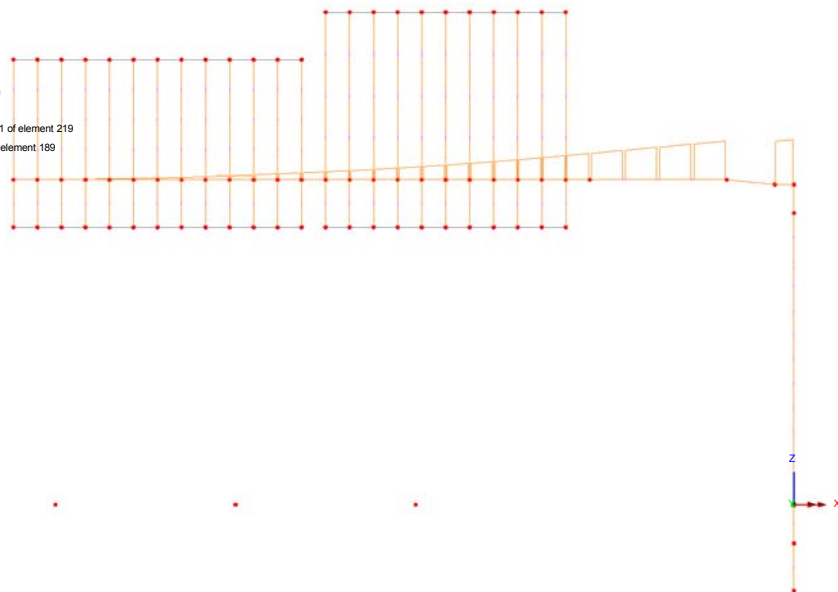
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam

Diagram component: My

Diagram maximum 291.303E3 at Gauss point 11 of element 219

Diagram minimum -9.35278 at Gauss point 1 of element 189

Diagram scale: 1: 51.4928E-6



**Fig. 20 – My (Local) - Permanenti portati**

Scale: 1: 68.9262

Zoom: 100.0

Eye: (0.0, -1.0, 0.0)

Linear/dynamic analysis

Loadcase: 3:PortaleBandieraC.mys

Results file: PortaleBandieraC.mys

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam

Diagram component: Mz

Diagram maximum 291.303E3 at Gauss point 11 of element 220

Diagram minimum -125.388 at Gauss point 1 of element 53

Diagram scale: 1: 51.4928E-6

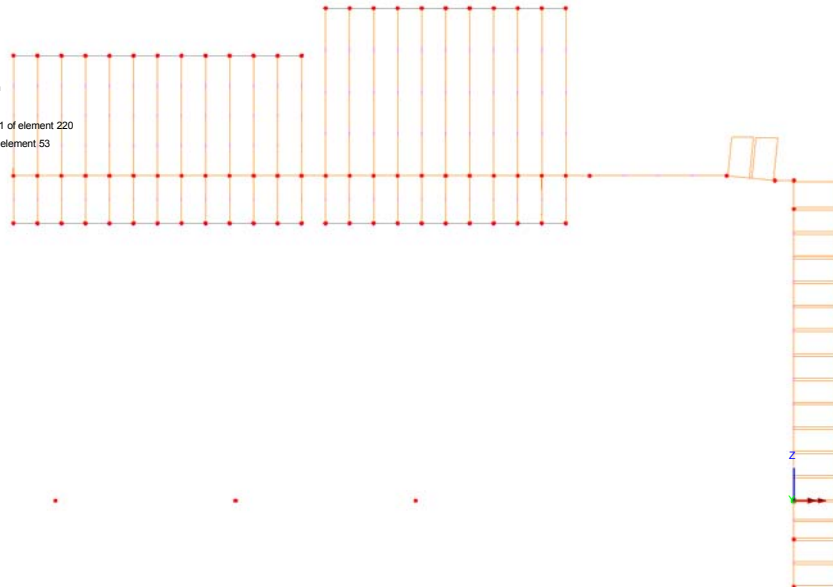


Fig. 21 – Mz (Local) - Permanenti portati

**Vento:**

Scale: 1: 68.9262

Zoom: 100.0

Eye: (0.0, -1.0, 0.0)

Linear/dynamic analysis

Loadcase: 4:PortaleBandieraC.mys

Results file: PortaleBandieraC.mys

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam

Diagram component: My

Diagram maximum 0.261934E-9 at Gauss point 11 of element 16

Diagram minimum -957.43E3 at Gauss point 1 of element 217

Diagram scale: 1: 15.6669E-6

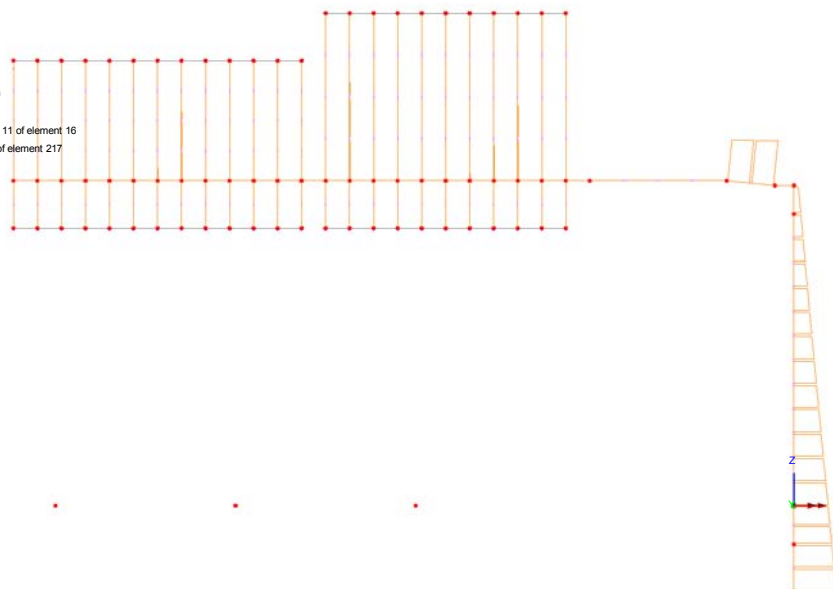
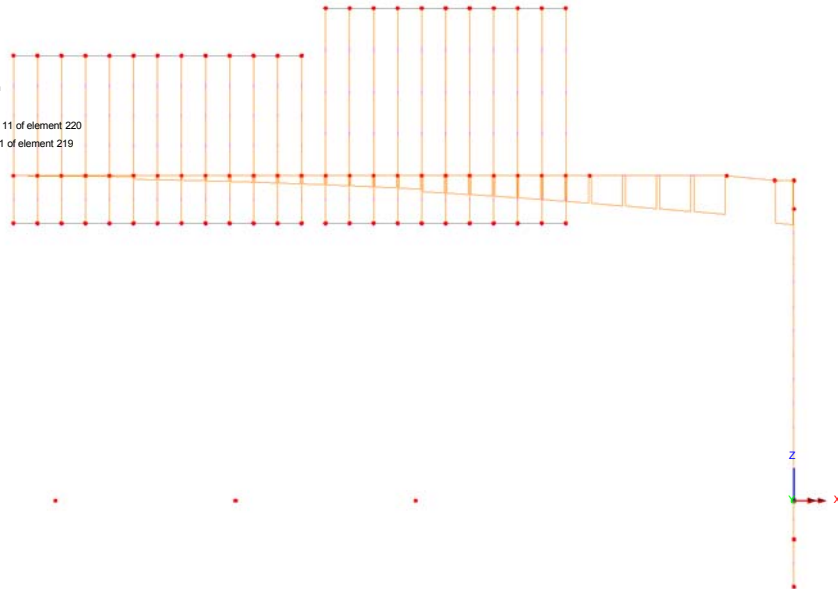


Fig. 22 – My (Local) - Vento

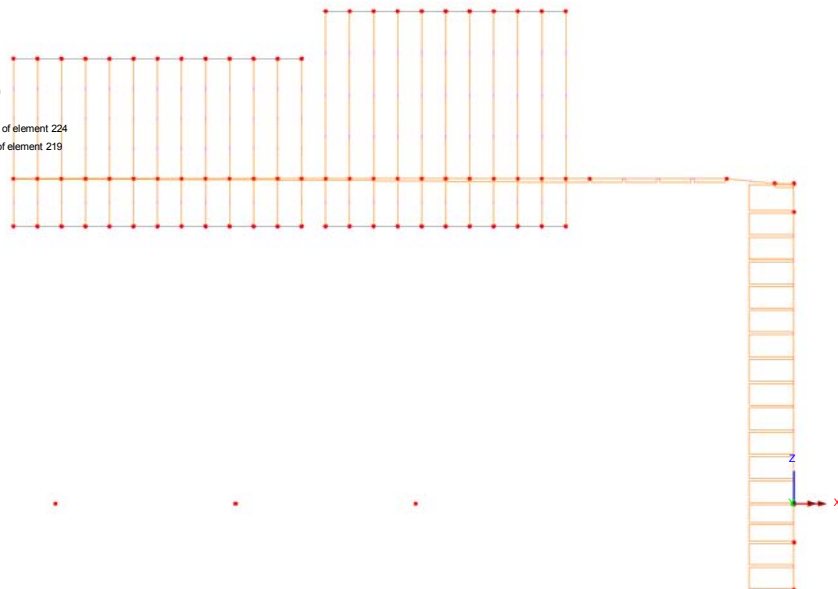
Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	49 di 121

Scale: 1: 68.9262  
Zoom: 100.0  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Loadcase: 4-PortaleBandieraC.mys  
Results file: PortaleBandieraC.mys  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Mz  
Diagram maximum 30.6119E-27 at Gauss point 11 of element 220  
Diagram minimum -988.586E3 at Gauss point 11 of element 219  
Diagram scale: 1: 15.1732E-6



**Fig. 23 – Mz (Local) - Vento**

Scale: 1: 68.9262  
Zoom: 100.0  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Loadcase: 4-PortaleBandieraC.mys  
Results file: PortaleBandieraC.mys  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Mx  
Diagram maximum 988.586E3 at Gauss point 1 of element 224  
Diagram minimum -94.353E3 at Gauss point 1 of element 219  
Diagram scale: 1: 15.1732E-6



**Fig. 24 – Mx - Torcente (Local) - Vento**

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	50 di 121

Neve:

Scale: 1: 68.9262  
Zoom: 100.0  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Loadcase: 5:PortaleBandieraC.mys  
Results file: PortaleBandieraC.mys  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: My  
Diagram maximum 126.678E3 at Gauss point 11 of element 219  
Diagram minimum -3.50446 at Gauss point 1 of element 189  
Diagram scale: 1: 0.118411E-3

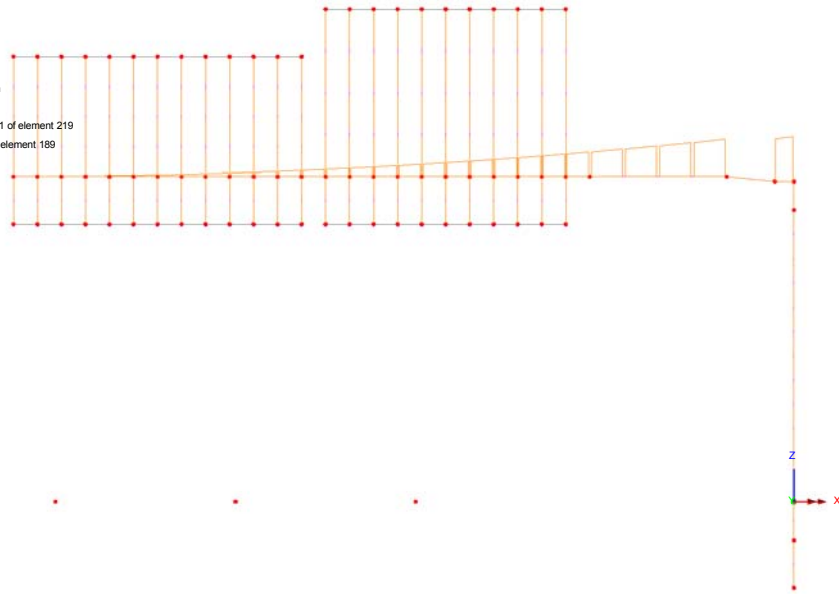


Fig. 25 – My (Local) - Neve

Scale: 1: 68.9262  
Zoom: 100.0  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Loadcase: 5:PortaleBandieraC.mys  
Results file: PortaleBandieraC.mys  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Mz  
Diagram maximum 126.678E3 at Gauss point 11 of element 220  
Diagram minimum -52.5244 at Gauss point 1 of element 53  
Diagram scale: 1: 0.118411E-3

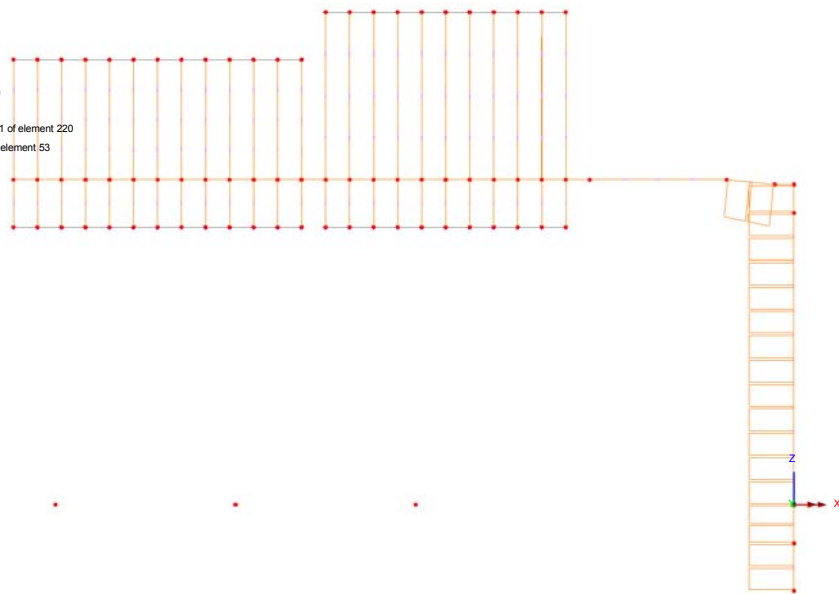
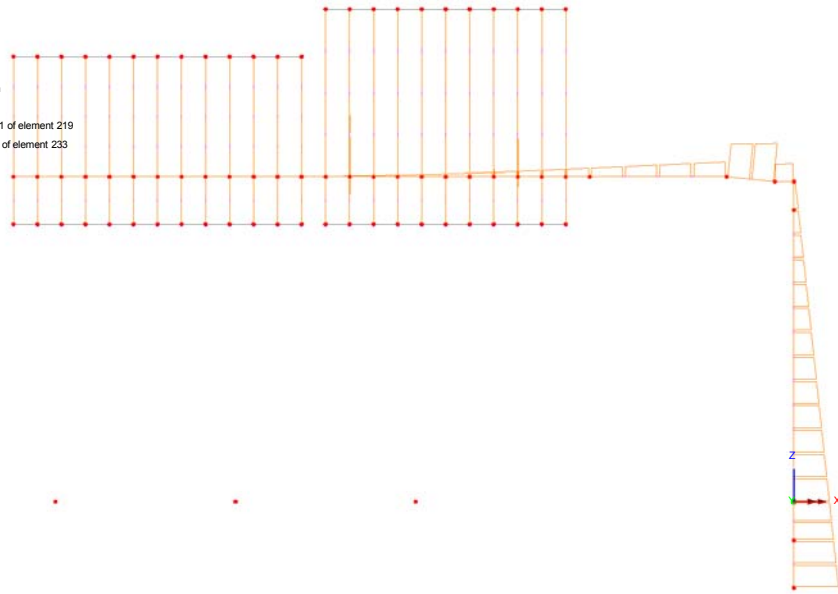


Fig. 26 – Mz (Local) - Neve

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	51 di 121

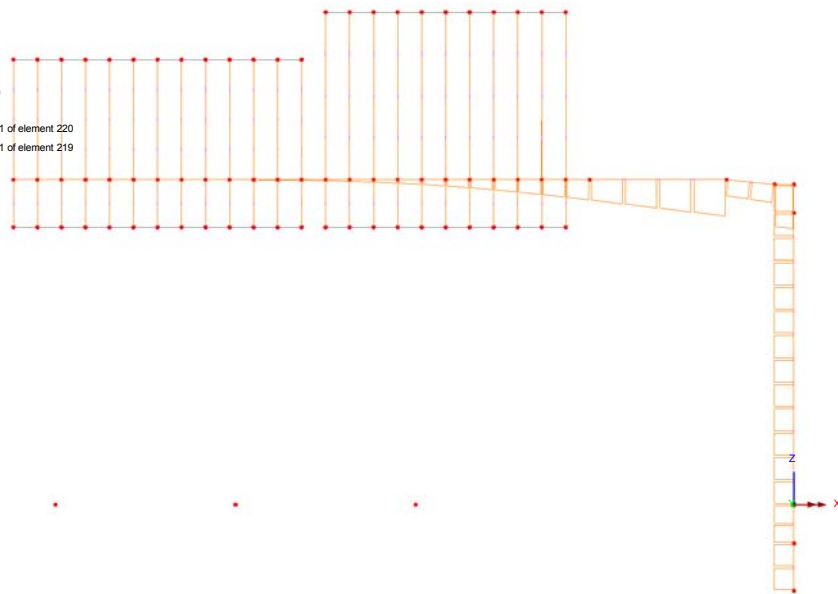
Buffeting L1:

Scale: 1: 68.9262  
Zoom: 100.0  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Lineardynamic analysis  
Loadcase: 6:PortaleBandieraC.mys  
Results file: PortaleBandieraC.mys  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: My  
Diagram maximum 3.81465E3 at Gauss point 11 of element 219  
Diagram minimum -9.77189E3 at Gauss point 1 of element 233  
Diagram scale: 1: 1.53502E-3



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

Scale: 1: 68.9262  
Zoom: 100.0  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Lineardynamic analysis  
Loadcase: 6:PortaleBandieraC.mys  
Results file: PortaleBandieraC.mys  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Mz  
Diagram maximum 3.81465E3 at Gauss point 11 of element 220  
Diagram minimum -8.74825E3 at Gauss point 11 of element 219  
Diagram scale: 1: 1.71463E-3



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

Buffeting L2:

Scale: 1: 68.9262

Zoom: 100.0

Eye: (0.0, -1.0, 0.0)

Linear/dynamic analysis

Loadcase: 47:PortaleBandieraC.mys

Results file: PortaleBandieraC.mys

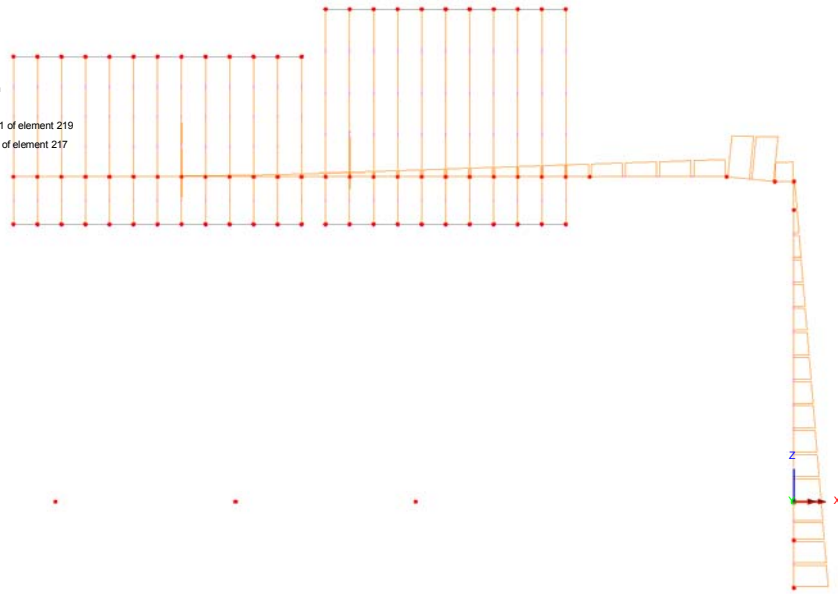
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam

Diagram component: My

Diagram maximum 5.63115E3 at Gauss point 11 of element 219

Diagram minimum -13.1538E3 at Gauss point 1 of element 217

Diagram scale: 1: 1.14035E-3



**Fig. 29 – My (Local) - Buffeting L2**

Scale: 1: 68.9262

Zoom: 100.0

Eye: (0.0, -1.0, 0.0)

Linear/dynamic analysis

Loadcase: 47:PortaleBandieraC.mys

Results file: PortaleBandieraC.mys

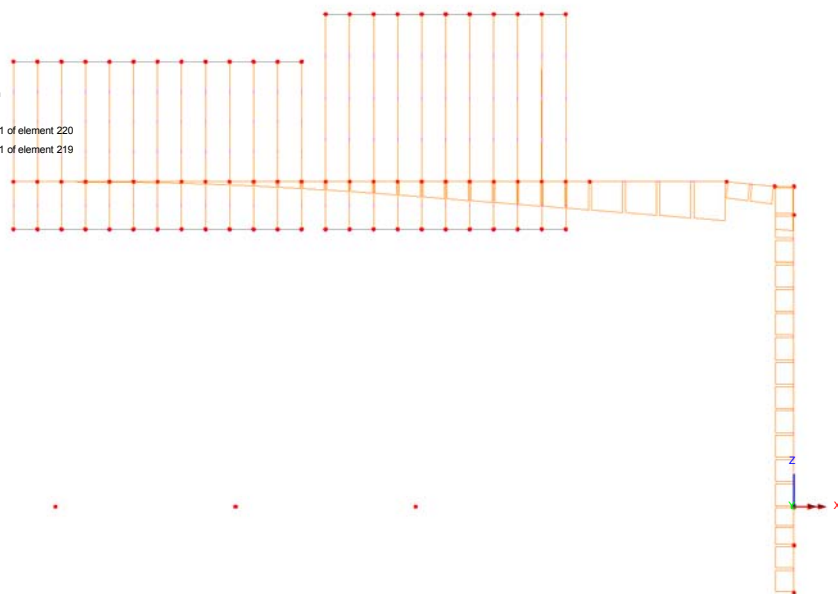
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam

Diagram component: Mz

Diagram maximum 5.63115E3 at Gauss point 11 of element 220

Diagram minimum -13.6592E3 at Gauss point 11 of element 219

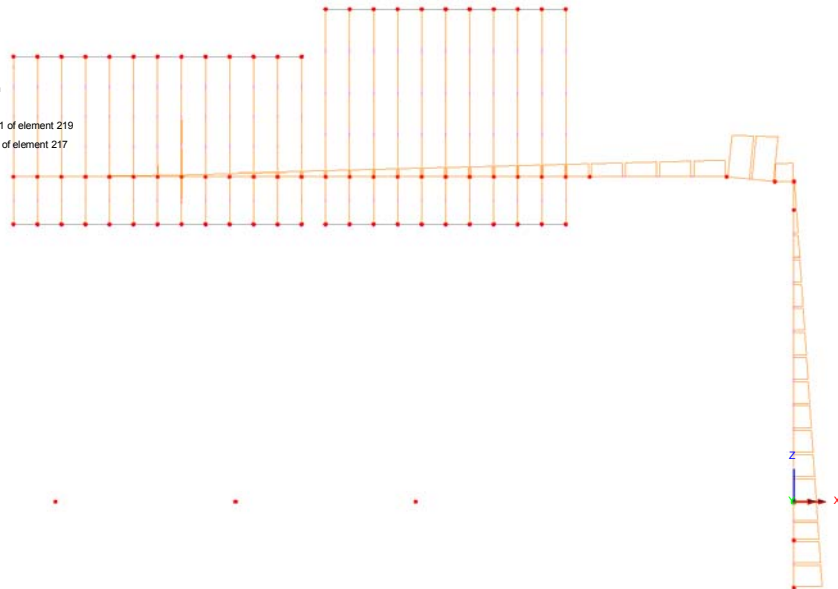
Diagram scale: 1: 1.09816E-3



**Fig. 30 – Mz (Local) - Buffeting L2**

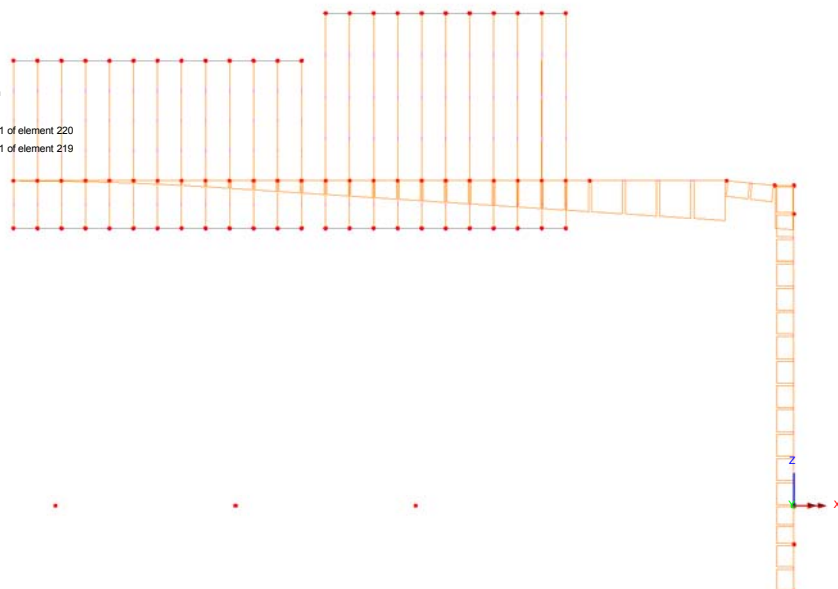
**Buffeting L3:**

Scale: 1: 68.9262  
Zoom: 100.0  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Loadcase: 48:PortaleBandieraC.mys  
Results file: PortaleBandieraC.mys  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: My  
Diagram maximum 4.40297E3 at Gauss point 11 of element 219  
Diagram minimum -1.0266E3 at Gauss point 1 of element 217  
Diagram scale: 1: 1.36035E-3



**Fig. 31 – My (Local) - Buffeting L3**

Scale: 1: 68.9262  
Zoom: 100.0  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Loadcase: 48:PortaleBandieraC.mys  
Results file: PortaleBandieraC.mys  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Mz  
Diagram maximum 4.40297E3 at Gauss point 11 of element 220  
Diagram minimum -1.3873E3 at Gauss point 11 of element 219  
Diagram scale: 1: 1.31726E-3



**Fig. 32 – Mz (Local) - Buffeting L3**



Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	54 di 121

### 7.3 Involuppo delle caratteristiche di sollecitazione

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

#### 7.3.1 Enve SLU - A1

##### Involuppo agli SLU - A1 (STR):

Scale: 1: 68.9262  
Zoom: 100.0  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Combining on: My  
EnveSLU-A1 (Max)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: My  
Diagram maximum 1.43614E6 at Gauss point 1 of element 217  
Diagram minimum -18.498 at Gauss point 1 of element 189  
Diagram scale: 1: 10.4446E-6

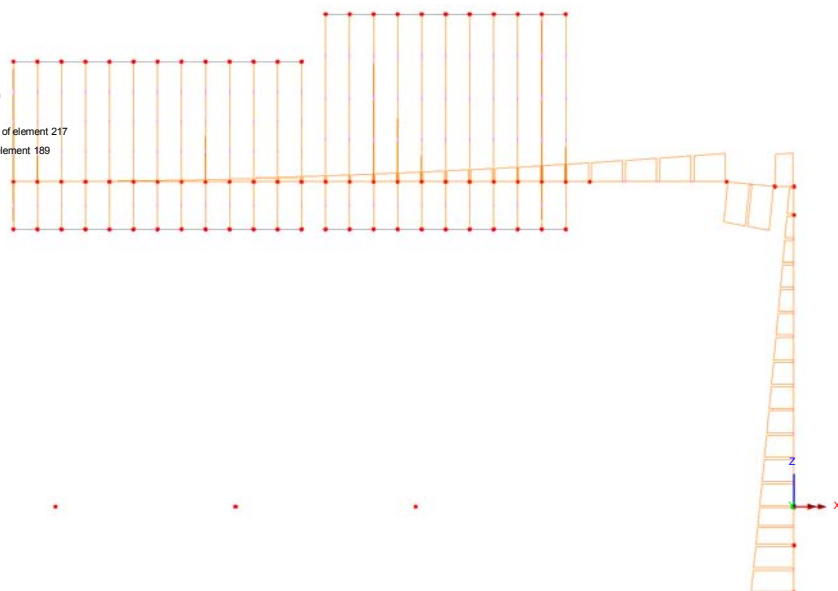
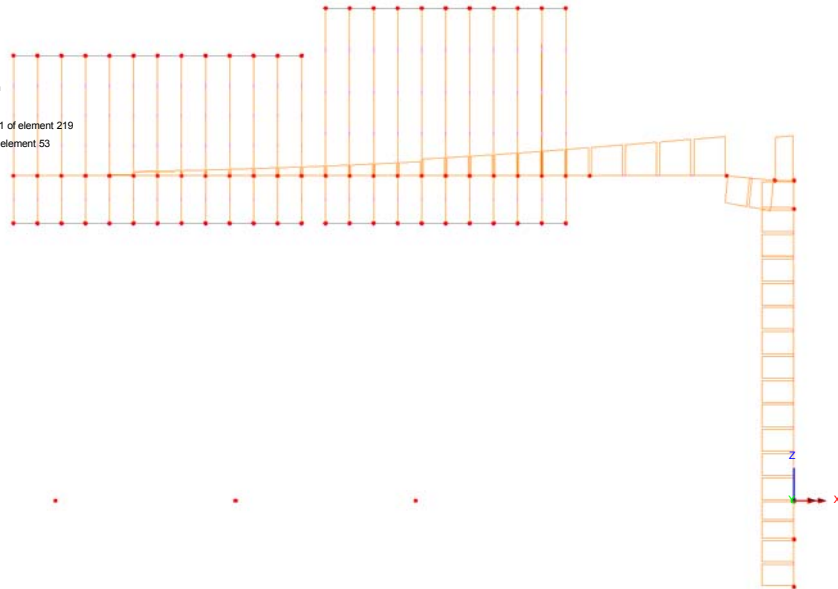


Fig. 33 – My (Local)

Scale: 1: 68.9262  
Zoom: 100.0  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Combining on: Mz  
ErveSLU-A1 (Max)

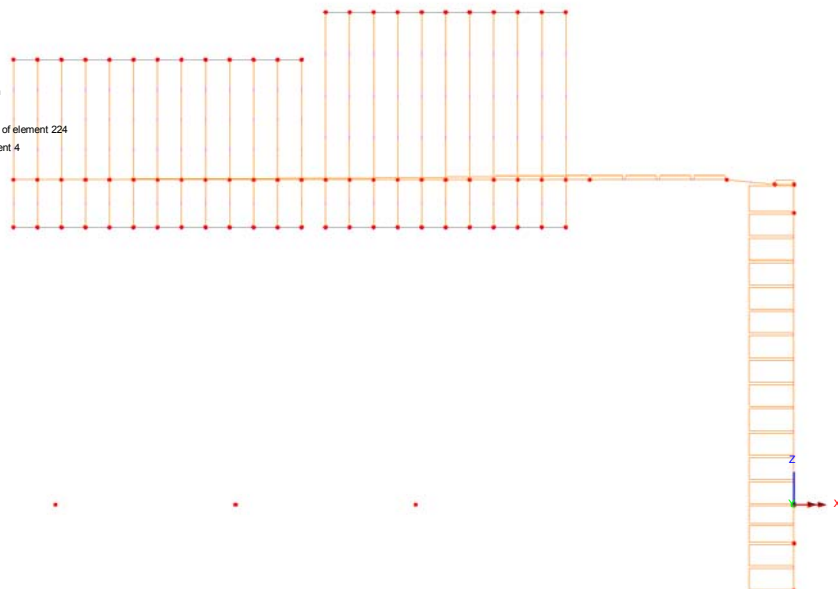
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Mz  
Diagram maximum 1.48288E6 at Gauss point 11 of element 219  
Diagram minimum -264.387 at Gauss point 1 of element 53  
Diagram scale: 1: 10.1155E-6



**Fig. 34 – Mz (Local)**

Scale: 1: 68.9262  
Zoom: 100.0  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Combining on: Mx  
ErveSLU-A1 (Max)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Mx  
Diagram maximum 1.48288E6 at Gauss point 1 of element 224  
Diagram minimum 0.0 at Gauss point 1 of element 4  
Diagram scale: 1: 10.1155E-6



**Fig. 35 – Mx - Torcente (Local)**

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	56 di 121

### 7.3.2 Enve SLE - Caratteristica

#### Inviluppo agli SLE - Caratteristica:

Scale: 1: 68.9262

Zoom: 100.0

Eye: (0.0, -1.0, 0.0)

Linear/dynamic analysis

Combining on: My

EnveSLErara (Max)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam

Diagram component: My

Diagram maximum 957.43E3 at Gauss point 1 of element 217

Diagram minimum -18.498 at Gauss point 1 of element 189

Diagram scale: 1: 15.6669E-6

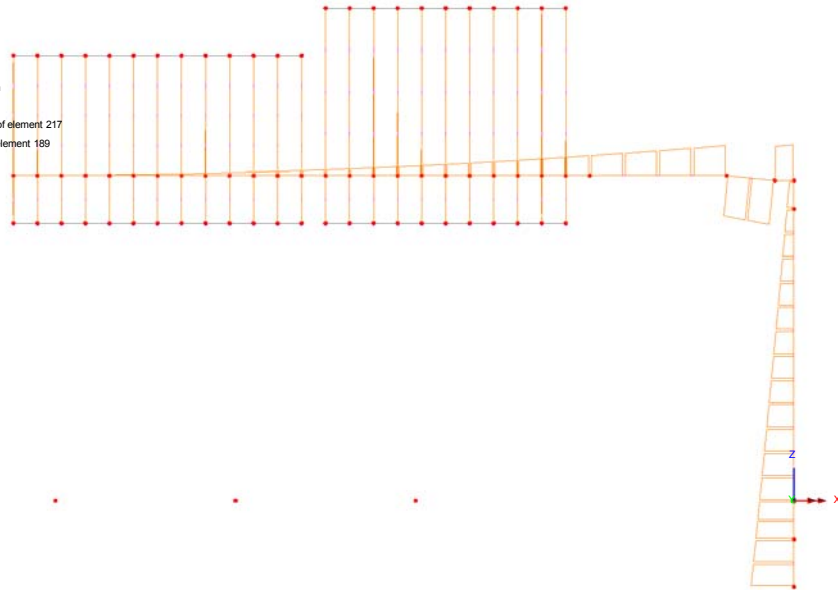


Fig. 36 – My (Local)

Scale: 1: 68.9262

Zoom: 100.0

Eye: (0.0, -1.0, 0.0)

Linear/dynamic analysis

Combining on: Mz

EnveSLErara (Max)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam

Diagram component: Mz

Diagram maximum 988.586E3 at Gauss point 11 of element 219

Diagram minimum -264.387 at Gauss point 1 of element 53

Diagram scale: 1: 15.1732E-6

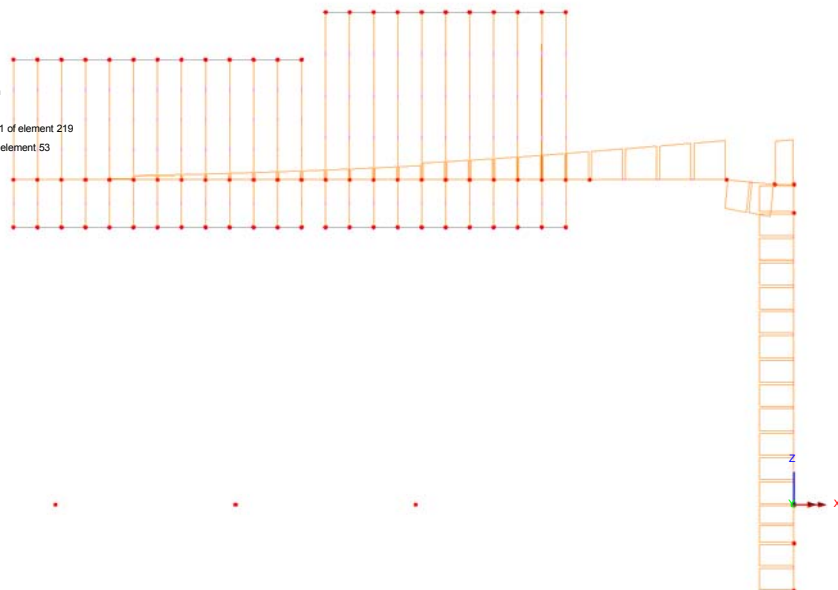
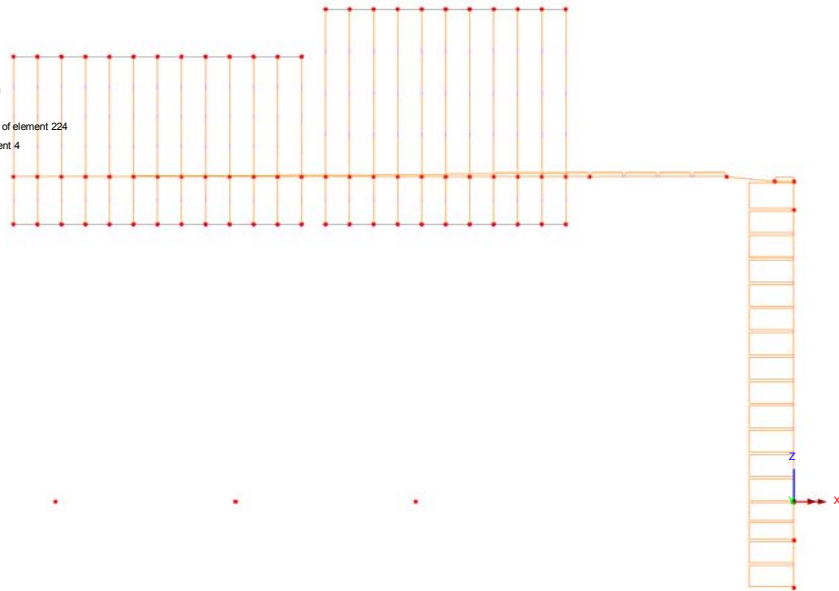


Fig. 37 – Mz (Local)

Scale: 1: 68.9262  
Zoom: 100.0  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Combining on: Mx  
ErveSLErara (Max)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Mx  
Diagram maximum 988.586E3 at Gauss point 1 of element 224  
Diagram minimum 0.0 at Gauss point 1 of element 4  
Diagram scale: 1: 15.1732E-6



**Fig. 38 – Mx - Torcente (Local)**

### 7.3.3 Enve Sisma - SLV

#### Inviluppo agli SLV:

Scale: 1: 68.9262

Zoom: 100.0

Eye: (0.0, -1.0, 0.0)

Linear/dynamic analysis

Combining on: My

EnveSisma (Max)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam

Diagram component: My

Diagram maximum 741.569E3 at Gauss point 11 of element 219

Diagram minimum 0.405876 at Gauss point 3 of element 143

Diagram scale: 1: 20.2274E-6

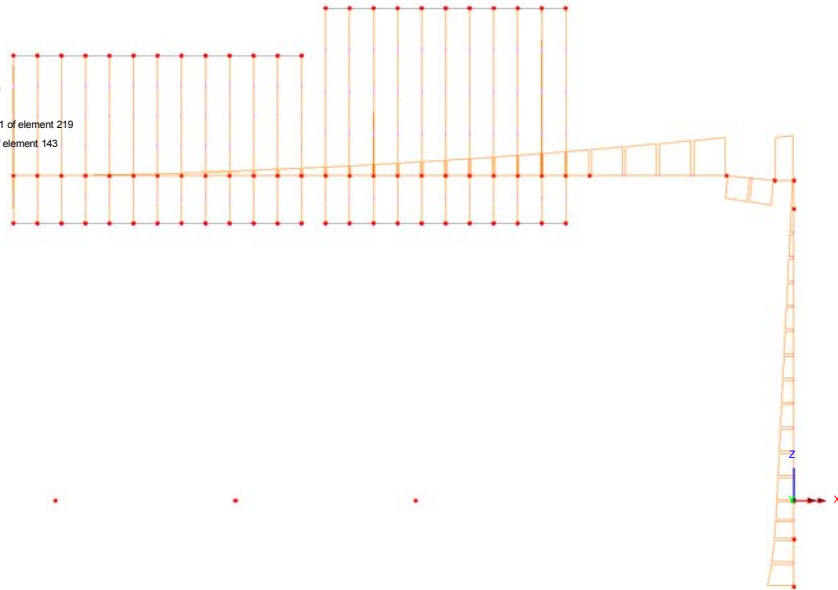


Fig. 39 – My (Local)

Scale: 1: 68.9262

Zoom: 100.0

Eye: (0.0, -1.0, 0.0)

Linear/dynamic analysis

Combining on: Mz

EnveSisma (Max)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam

Diagram component: Mz

Diagram maximum 967.944E3 at Gauss point 1 of element 233

Diagram minimum -141.875 at Gauss point 11 of element 144

Diagram scale: 1: 15.4968E-6

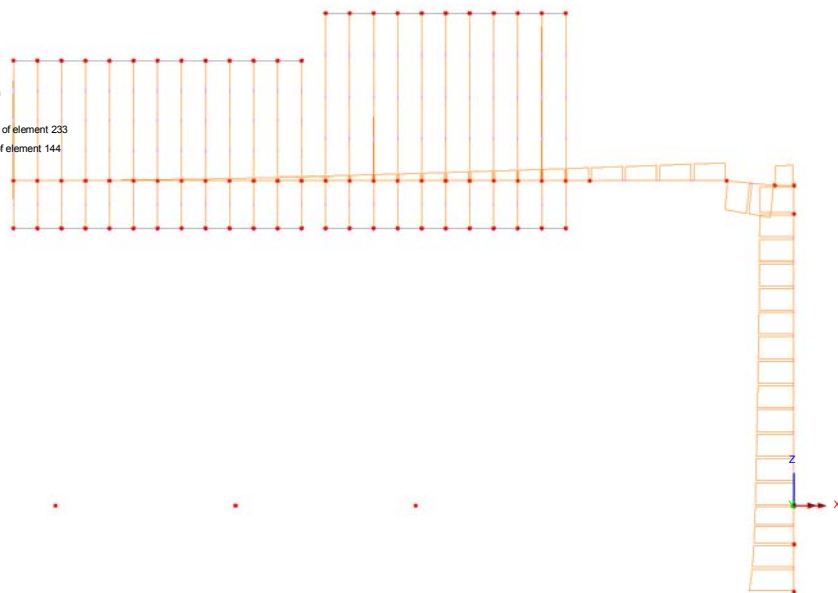
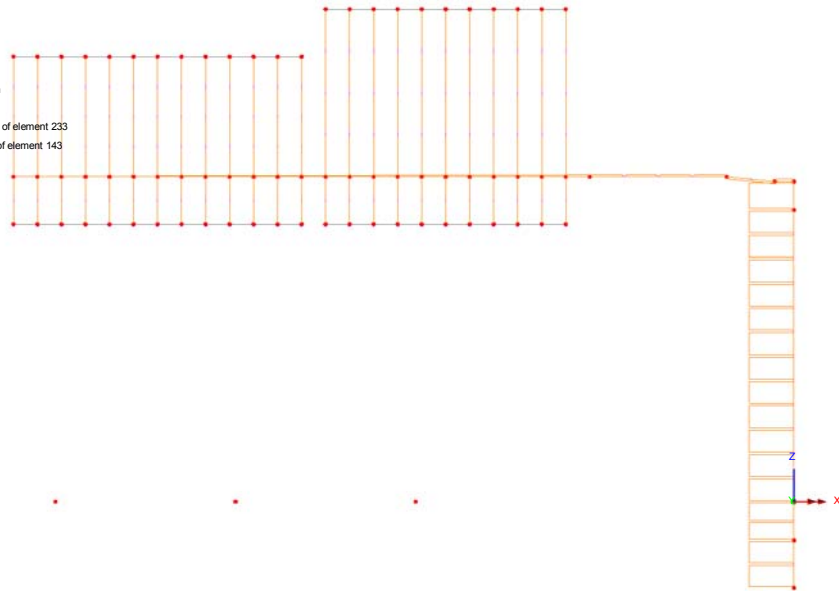


Fig. 40 – Mz (Local)

Scale: 1: 68.9262  
Zoom: 100.0  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Combining on: Mx  
ErveSisma (Max)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Mx  
Diagram maximum 431.678E3 at Gauss point 1 of element 233  
Diagram minimum 9.5982E-3 at Gauss point 1 of element 143  
Diagram scale: 1: 34.7483E-6



**Fig. 41 – Mx - Torcente (Local)**

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	60 di 121

## 7.4 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

Scale: 1: 51.7072  
Zoom: 100.0  
Eye: (-0.311214, -0.851464, 0.422083)  
Linear/dynamic analysis  
Combining on: DZ  
SLEQDef (Max)  
Maximum displacement 0.127543 at node 1  
Deformation exaggeration: 8.48178

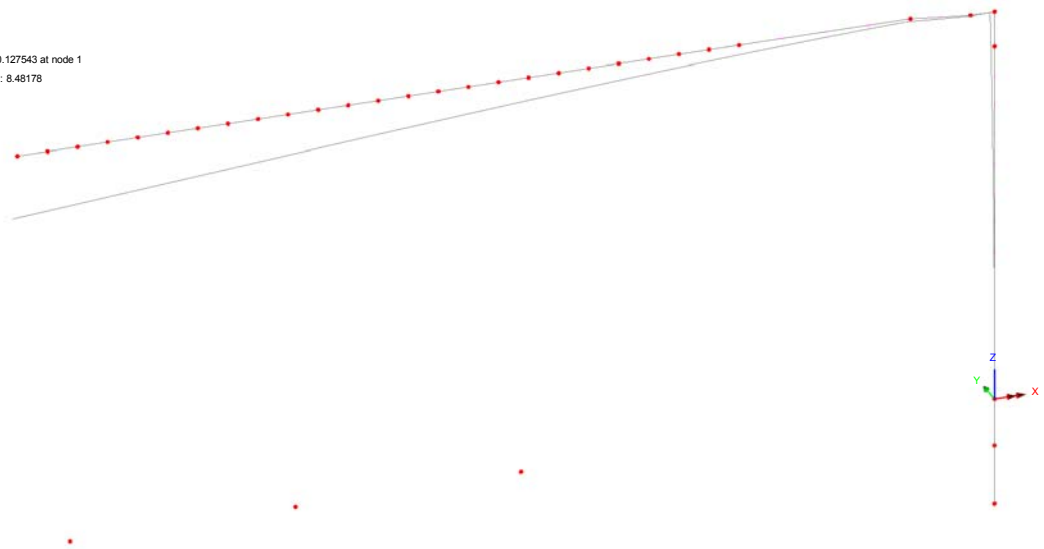
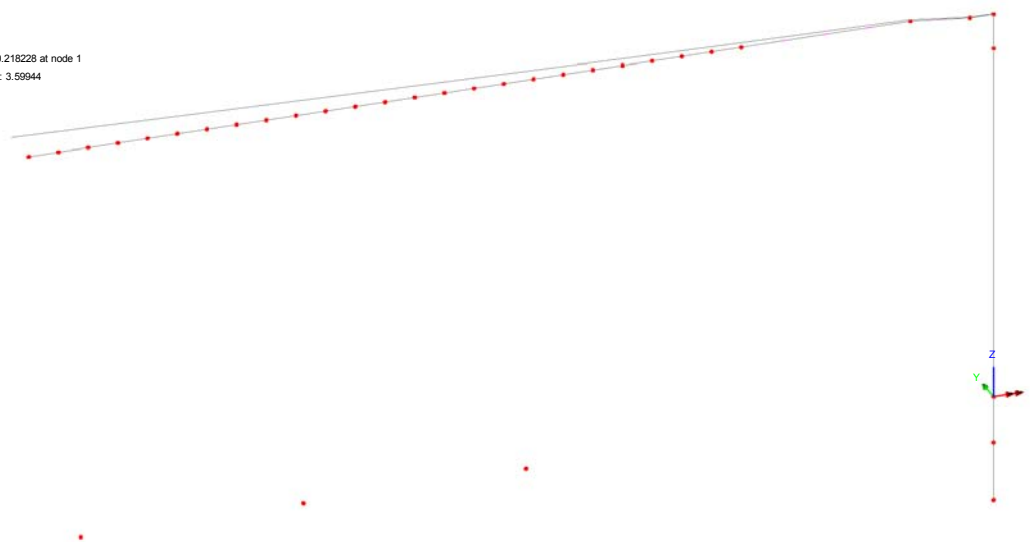


Fig. 42 – **Spostamenti verticali massimi**

Il massimo spostamento verticale ad effetto dei carichi permanenti è pari a 0.128 m. Si prescrive quindi una contromonta costruttiva, da misurarsi in direzione verticale ed in corrispondenza alla punta estrema della mensola, pari a 0.15 m.

### Spostamenti orizzontali ( $\delta Y$ ) - Azioni variabili

Scale: 1: 52.3666  
Zoom: 100.0  
Eye: (-0.311214, -0.851464, 0.422083)  
Lineardynamic analysis  
Combining on: DY  
ErveSLEDef (Max)  
Maximum displacement 0.218228 at node 1  
Deformation exaggeration: 3.59944



**Fig. 43 – Spostamenti orizzontali massimi**

Il massimo spostamento orizzontale in direzione Y, indotto dai carichi variabili, è pari a 0.218 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:

$$\delta_{Y_{amm}} = 16.40 \times 2/150 = 0.219m$$

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

$$\delta_{Y_{amm}} = (16.40 + 6.8)/100 = 0.232m$$

Dove:

- $h_M = 6.80$  m                      altezza del montante
- $L_B = 16.40$  m                    lunghezza della mensola metallica

il valore sopra determinato risulta perfettamente allineato.



## 7.5 Azioni in fondazione

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

Il plinto ha forma quadrata in pianta, con impronta  $3.80 \times 3.80 \text{ m}^2$  in corrispondenza alla quota del piano di spiccato e  $2.30 \times 1.80 \text{ m}^2$  alla quota di base della colonna.

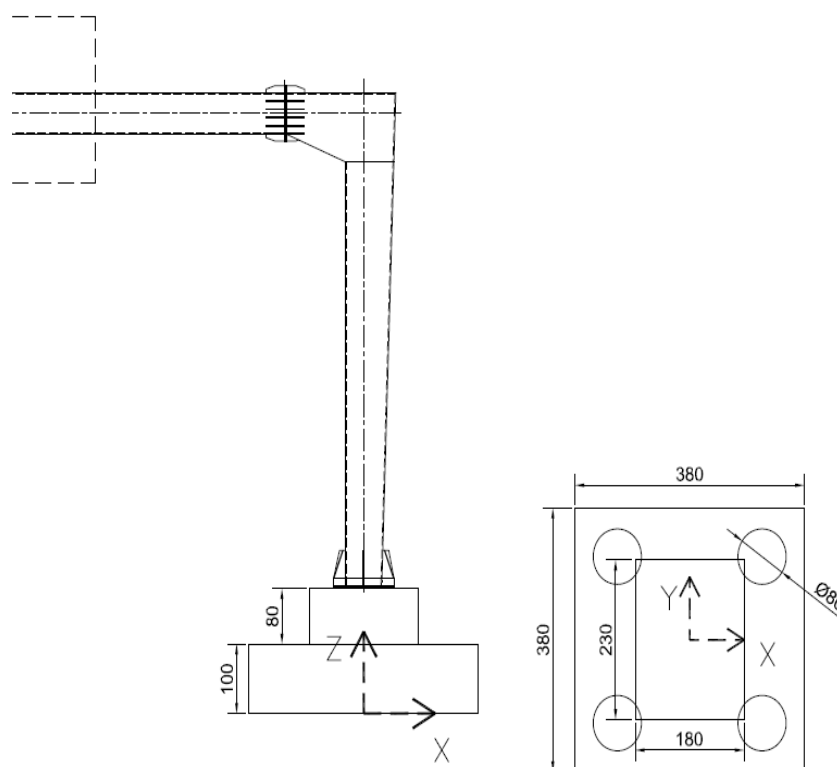
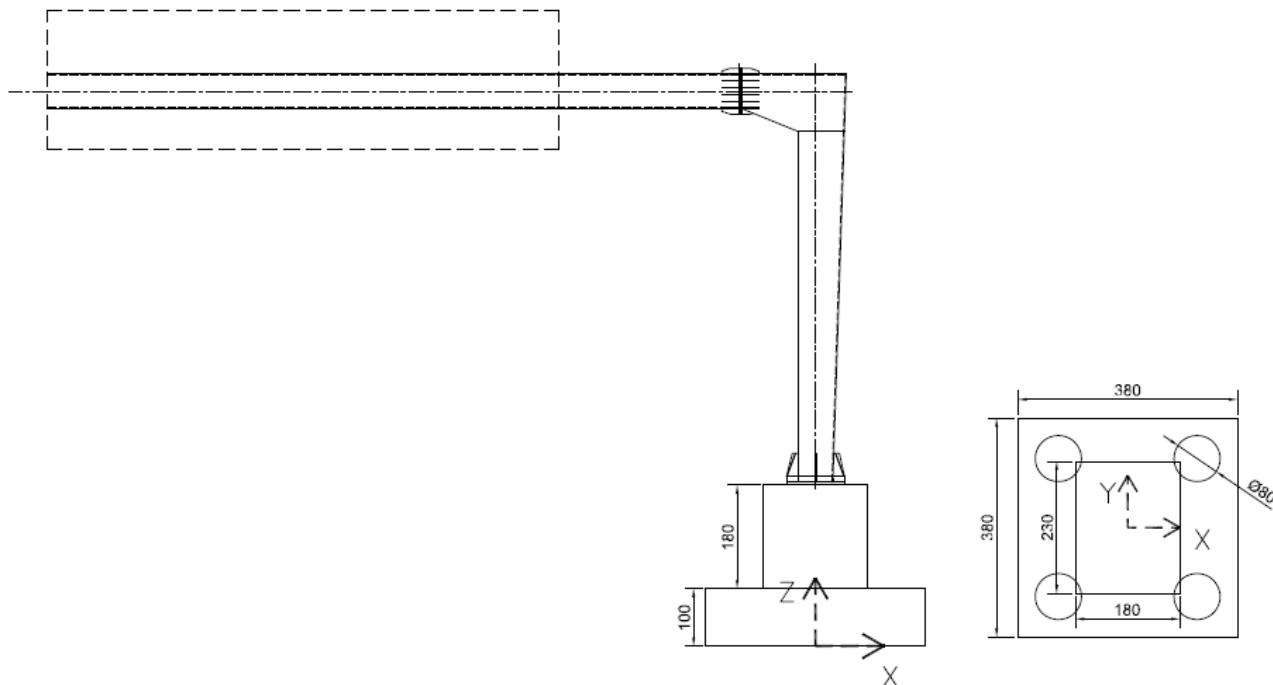


Fig. 44 – Carpenteria del plinto di fondazione - Posa su terreno pianeggiante

**Fig. 45 – Carpenteria del plinto di fondazione - Posa su rilevato**

La fondazione è sostenuta da un sistema di quattro pali trivellati o elica  $\Phi=0.80$  m, di lunghezza variabile in funzione della stratigrafia locale e della carpenteria (terreno piano o rilevato), aventi interasse  $i=2.30$  m. Per maggiori dettagli si rimanda alla trattazione geotecnica ed agli elaborati grafici di dettaglio.

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

Per la tipologia di plinto atto alla posa su terreno pianeggiante sono escluse dalle analisi eventuali azioni di spinta delle terre esercitate sulle fondazioni, dovute a configurazioni non simmetriche e planari del piano di posa.

Per la seconda tipologia, trattandosi di portali a bandiera le cui fondazioni sono situate su rilevato, nelle analisi effettuate si considerano le azioni di spinta delle terre, lato autostrada, esercitate sulle fondazioni, dovute anche alla presenza di traffico veicolare.

### 7.5.1 Fondazioni per posa su terreno pianeggiante

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)	378	0	-156	-701	1377	-632	1483	MIN
		0	94	-973	-826	-1071	-890	MAX
		0	-156	-961	1377	-976	1483	MIN
		0	156	-701	-1377	-632	-1483	MAX
		0	-94	-973	826	-1071	890	MIN
		0	156	-701	-1377	-632	-1483	MAX
		0	156	-701	-1377	-632	-1483	MIN
		0	-156	-961	1377	-976	1483	MAX
		0	-94	-973	826	-1071	890	MIN
		0	156	-701	-1377	-632	-1483	MAX
		0	156	-701	-1377	-632	-1483	MIN
		0	-156	-961	1377	-976	1483	MAX

Fig. 46 – 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)	378	0	-135	-701	1193	-632	1285	MIN
		0	81	-779	-716	-885	-771	MAX
		0	-135	-769	1193	-802	1285	MIN
		0	135	-701	-1193	-632	-1285	MAX
		0	-81	-779	716	-885	771	MIN
		0	135	-701	-1193	-632	-1285	MAX
		0	135	-701	-1193	-632	-1285	MIN
		0	-135	-769	1193	-802	1285	MAX
		0	-81	-779	716	-885	771	MIN
		0	135	-701	-1193	-632	-1285	MAX
		0	135	-701	-1193	-632	-1285	MIN
		0	-135	-769	1193	-802	1285	MAX

Fig. 47 – 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	378	0	-104	-701	918	-632	989	MIN
		0	63	-716	-551	-759	-593	MAX
		0	-104	-709	918	-696	989	MIN
		0	104	-701	-918	-632	-989	MAX
		0	-63	-716	551	-759	593	MIN
		0	104	-701	-918	-632	-989	MAX
		0	104	-701	-918	-632	-989	MIN
		0	-104	-709	918	-696	989	MAX
		0	-63	-716	551	-759	593	MIN
		0	104	-701	-918	-632	-989	MAX
		0	104	-701	-918	-632	-989	MIN
		0	-104	-709	918	-696	989	MAX

Fig. 48 – Involuppo 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	378	-157	-50	-700	-81	-968	-130	MIN
		157	50	-701	81	-297	130	MAX
		-48	-167	-717	-269	-741	-432	MIN
		48	167	-685	269	-523	432	MAX
		27	-50	-746	-81	-718	-130	MIN
		-27	50	-656	81	-547	130	MAX
		29	89	-693	-440	-690	-432	MIN
		-29	-89	-709	440	-575	432	MAX
		-157	-50	-700	-81	-968	-130	MIN
		157	50	-701	81	-297	130	MAX
		29	89	-693	-440	-690	-432	MIN
		-29	-89	-709	440	-575	432	MAX

Fig. 49 – Involuppo delle azioni agenti in fondazione - SLV

### 7.5.2 Fondazioni per posa su rilevato

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)	88	293	-159	-1402	1534	-640	1483	MIN
		293	159	-1008	-1534	-297	-1483	MAX
		293	-159	-1008	1534	-297	1483	MIN
		293	159	-1402	-1534	-640	-1483	MAX
		293	-95	-1414	920	-735	890	MIN
		293	159	-1008	-1534	-297	-1483	MAX
		293	159	-1402	-1534	-640	-1483	MIN
		293	-159	-1008	1534	-297	1483	MAX
		293	-95	-1414	920	-735	890	MIN
		293	159	-1008	-1534	-297	-1483	MAX
		293	159	-1008	-1534	-297	-1483	MIN
		293	-159	-1402	1534	-640	1483	MAX

Fig. 50 – 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)	88	288	-138	-1138	1330	-468	1285	MIN
		288	138	-1008	-1330	-298	-1285	MAX
		288	-138	-1008	1330	-298	1285	MIN
		288	138	-1138	-1330	-468	-1285	MAX
		288	-83	-1148	798	-550	771	MIN
		288	138	-1008	-1330	-298	-1285	MAX
		288	138	-1138	-1330	-468	-1285	MIN
		288	-138	-1008	1330	-298	1285	MAX
		288	-83	-1148	798	-550	771	MIN
		288	138	-1008	-1330	-298	-1285	MAX
		288	138	-1008	-1330	-298	-1285	MIN
		288	-138	-1138	1330	-468	1285	MAX

Fig. 51 – 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	88	211	-106	-1016	1023	-457	989	MIN
		211	106	-1008	-1023	-393	-989	MAX
		211	-106	-1008	1023	-393	989	MIN
		211	106	-1016	-1023	-457	-989	MAX
		211	-64	-1024	614	-520	593	MIN
		211	106	-1008	-1023	-393	-989	MAX
		211	106	-1016	-1023	-457	-989	MIN
		211	-106	-1008	1023	-393	989	MAX
		211	-64	-1024	614	-520	593	MIN
		211	106	-1008	-1023	-393	-989	MAX
		211	106	-1008	-1023	-393	-989	MIN
		211	-106	-1016	1023	-457	989	MAX

Fig. 52 – Involuppo 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	88	-30	-59	-1005	-72	-915	-130	MIN
		343	59	-1012	72	-50	130	MAX
		195	-197	-1027	-240	-528	-432	MIN
		119	197	-990	240	-436	432	MAX
		193	-59	-1062	-72	-557	-130	MIN
		120	59	-954	72	-407	130	MAX
		100	118	-998	-548	-621	-432	MIN
		213	-118	-1019	548	-344	432	MAX
		-30	-59	-1005	-72	-915	-130	MIN
		343	59	-1012	72	-50	130	MAX
		195	118	-998	-548	-528	-432	MIN
		119	-118	-1019	548	-436	432	MAX

Fig. 53 – Involuppo delle azioni agenti in fondazione - SLV

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	68 di 121

## 8. VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA'

### 8.1 Struttura metallica in elevazione

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.

#### 8.1.1 Sollecitazioni di verifica

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

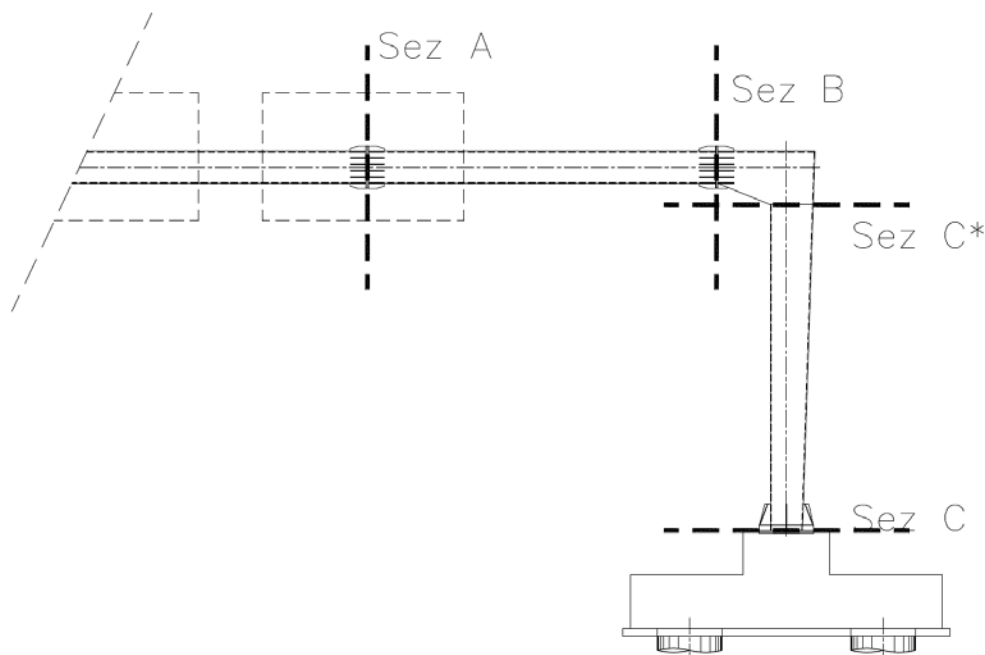


Fig. 54 – Sezioni di verifica

Le sezioni significative corrispondono a:

- Sez A                      Sezione di sbraccio 1
- Sez B                      Sezione di sbraccio 2
- Sez C\*                     Sezione di testa del montante
- Sez C                      Sezione di base del montante

Dalle azioni applicate sul portale a bandiera 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
- $V_{y,E,d}$ ,  $V_{z,E,d}$  Azione di taglio nelle due direzioni ortogonali
- $M_{z,E,d}$ ;  $M_{y,E,d}$  Momento flettente nelle due direzioni principali
- $T_{E,d}$  Momento torcente

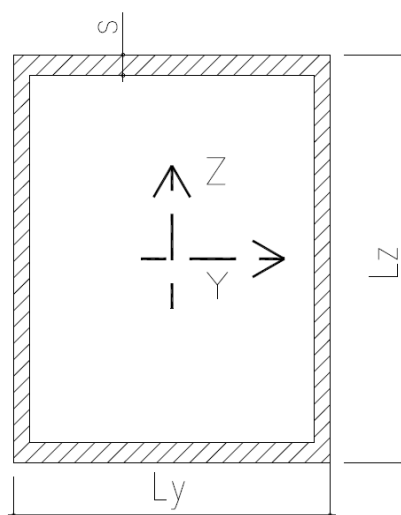


Fig. 55 – Geometria delle sezioni di verifica

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 - Sbraccio1**

Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
0	<b>85</b>	<b>65</b>	85	387	616
0	-85	59	<b>-85</b>	352	-616
0	51	71	51	<b>421</b>	369
0	-85	59	-85	352	<b>-616</b>

**EnveSLU-A1 - Sbraccio1**

Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
0	<b>128</b>	<b>91</b>	128	543	923
0	-128	59	<b>-128</b>	352	-923
0	77	100	77	<b>595</b>	554
0	-128	59	-128	352	<b>-923</b>

**EnveSLERara - Sbraccio2**

Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
0	<b>88</b>	<b>75</b>	85	587	864
0	-88	68	<b>-85</b>	534	-864
0	53	82	51	<b>640</b>	518
0	-88	68	-85	534	<b>-864</b>

**EnveSLU-A1 - Sbraccio2**

Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
0	<b>132</b>	<b>105</b>	128	824	1296
0	-132	68	<b>-128</b>	534	-1296
0	79	115	77	<b>903</b>	777
0	-132	68	-128	534	<b>-1296</b>

**EnveSLERara - TopMont**

Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
-74	<b>0</b>	<b>91</b>	989	-148	632
-74	0	91	<b>989</b>	-148	632
-74	0	91	989	<b>-148</b>	632
-89	0	-55	-593	89	<b>759</b>

**EnveSLU-A1 - TopMont**

Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
-74	<b>0</b>	<b>137</b>	1483	-223	632
-74	0	137	<b>1483</b>	-223	632
-74	0	137	1483	<b>-223</b>	632
-125	0	-82	-890	134	<b>1071</b>

**EnveSLERara - BaseMont**

Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
-101	<b>0</b>	<b>101</b>	989	-733	632
-101	0	101	<b>989</b>	-733	632
-101	0	101	989	<b>-733</b>	632
-116	0	-60	-593	440	<b>759</b>

**EnveSLU-A1 - BaseMont**

Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
-101	<b>0</b>	<b>151</b>	1483	-1099	632
-101	0	151	<b>1483</b>	-1099	632
-101	0	151	1483	<b>-1099</b>	632
-160	0	-91	-890	660	<b>1071</b>

Fig. 56 – Azioni di verifica

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	71 di 121

### 8.1.2 Verifica delle sezioni in acciaio

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:

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) * (2\bar{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1.0 \quad (\text{formula 7.1 di EC3-1-5})$$

Con  $\bar{\eta}_1 = \eta_1$  è lo stato tensionale prodotto dalla pressoflessione, normalizzato alla tensione  $f_y/\gamma_{M0} = 275/1.05 = 262$  MPa come definito al punto 4.6 dell'EC3-1-5

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed}}{f_y \cdot A_{eff}} + \frac{M_{yEd} + N_{Ed} \cdot e_{x,N}}{\gamma_{M0} \cdot W_{y,eff}} + \frac{M_{xEd} + N_{Ed} \cdot e_{y,N}}{\gamma_{M0} \cdot W_{x,eff}} \quad (\text{formula 4.15 di EC3-1-5})$$

Essendo

- $e_{x,N}$  ;  $e_{y,N}$  eccentricità del baricentro della sezione efficace rispetto al baricentro della sezione piena
- $A_{eff}$ ,  $W_{y,eff}$ ,  $W_{x,eff}$  rispettivamente area e moduli di resistenza della sezione efficace
- $M_{y,Ed}$  ed  $M_{x,Ed}$  Momenti flettenti che dovranno tener conto degli effetti del secondo ordine che per questa struttura sono trascurabili

Trattandosi di elementi con pareti sottili, si assume la sezione in classe 4 e pertanto la verifica a pressoflessione deviata verrà condotta calcolando i singoli contributi tensionali prodotti rispettivamente dallo sforzo normale e dai momenti flettenti  $N_{Ed}$ ,  $M_{x,Ed}$  e  $M_{y,Ed}$  come definito al punto 6.2.9.3 dell'EC3-1-1

Il contributo del taglio è tenuto in conto tramite il coefficiente

$$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} \leq 1$$

Se la verifica al taglio risulta soddisfatta e il taglio di calcolo inferiore al 50% del taglio resistente, nella verifica a pressoflessione non si tiene conto dell'ulteriore riduzione prodotta dal taglio, in quanto non si hanno significativi effetti di interazione.

Pertanto la verifica a pressoflessione risulta soddisfatta se:

$$\eta_1 < 1$$

Di seguito si riporta la verifica di dettaglio della sezione di Sbraccio1. Analoga procedura è stata implementata per le altre sezioni resistenti. Per brevità si riassumono i coefficienti di sfruttamento a pressoflessione deviata e taglio in una tabella sintetica. Per maggiori dettagli riguardo alle simbologie adottate ed al significato dei singoli termini richiamati nella procedura di verifica, si rimanda all'Eurocodice 3-1-5, capitolo 4 (analisi

degli effetti del buckling su piatti per effetto di sforzi diretti agli stati limite ultimi) e al capitolo 5 (resistenza al taglio).

Di seguito si riassumono le dimensioni geometriche e le principali proprietà delle sezioni lorde in analisi:

Sez Verifica		$L_y$ (m)	$L_z$ (m)	$s$ (m)	$A$ (m <sup>2</sup> )	$I_y$ (m <sup>4</sup> )	$I_z$ (m <sup>4</sup> )	$A_{V-Y}$ (m <sup>2</sup> )	$A_{V-Z}$ (m <sup>2</sup> )	$W_y$ (m <sup>3</sup> )	$W_z$ (m <sup>3</sup> )	$2*\Omega*t$ (m <sup>3</sup> )
A	<b>Sbraccio1</b>	<b>0.8</b>	<b>0.6</b>	<b>0.012</b>	0.0330	0.0020	0.0032	0.0192	0.0144	0.0068	0.0079	0.0111
B	<b>Sbraccio2</b>	<b>0.8</b>	<b>0.6</b>	<b>0.015</b>	0.0411	0.0025	0.0039	0.0240	0.0180	0.0084	0.0098	0.0138
C*	<b>TopMont</b>	<b>0.8</b>	<b>0.8</b>	<b>0.015</b>	0.0471	0.0048	0.0048	0.0240	0.0240	0.0121	0.0121	0.0185
C	<b>BaseMont</b>	<b>1.4</b>	<b>0.9</b>	<b>0.015</b>	0.0681	0.0099	0.0194	0.0420	0.0270	0.0219	0.0277	0.0368

Fig. 57 – Caratteristiche delle sezioni di verifica

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)**

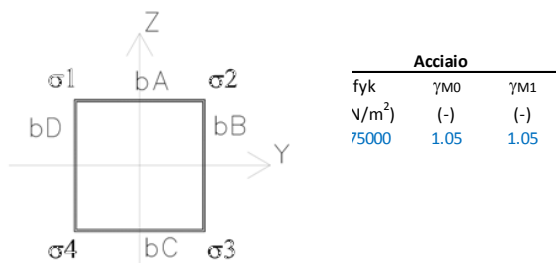
(EN 1993-1-1; EN 1993-1-5)

**Azioni di verifica agli SLU:**

Sez Verifica	Geometria del profilo in acciaio:	$L_y$ (m)	$L_z$ (m)	$s$ (m)	$A$ (m <sup>2</sup> )	$I_y$ (m <sup>4</sup> )	$I_z$ (m <sup>4</sup> )	$A_{V-Y}$ (m <sup>2</sup> )	$A_{V-Z}$ (m <sup>2</sup> )	$W_y$ (m <sup>3</sup> )	$W_z$ (m <sup>3</sup> )	$2*\Omega*t$ (m <sup>3</sup> )	Coord. G <sub>SEZ_LORDA</sub>		
													$Y_G$ (m)	$Z_G$ (m)	
<b>A</b>	<b>1</b>	<b>Sbraccio1</b>	<b>0.80</b>	<b>0.60</b>	<b>0.012</b>	0.0330	0.0020	0.0032	0.0192	0.0144	0.0068	0.0079	0.0111	0	0

EnveSLU-A1 - Sbraccio1					
Assiale	VY	VZ	Torcente	MY	MZ
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
0	128	91	128	543	923

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



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.

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	73 di 121

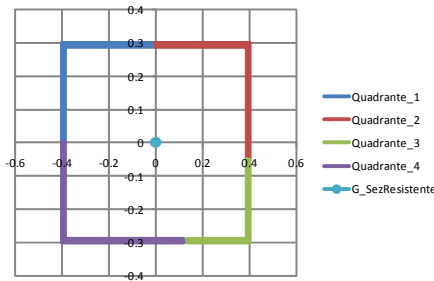
Trattazione per "Internal compression elements" (EN 1993-1-5; 4.4)

Tensioni di compressione sono positive:																												
EnveSLU-A1 - Sbraccio1						Azioni taglianti e torcenti				Azione assiale				Momento flettente (MY)				Momento flettente (MZ)				Tensioni risultanti:						
Assiale	VY	VZ	Torcente	MY	MZ	VY - Torcente/Z - Torcenti	σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>4</sub>	σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>4</sub>	σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>4</sub>	σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>4</sub>	σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>4</sub>		
(kN)	(kN)	(kN)	(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> )	
0	128	91	128	543	923	18193	17865	0	0	0	0	-79818	-79818	79818	79818	-116522	116522	116522	-116522	-196340	36704	196340	-36704					

ITERAZIONE N. 03

EnveSLU-A1 - Sbraccio1 - ITERAZIONE N. 03																												
Assiale	VY	VZ	Torcente	MY	MZ	VY - Torcente/Z - Torcenti	σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>4</sub>	σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>4</sub>	σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>4</sub>	σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>4</sub>	σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>4</sub>		
(kN)	(kN)	(kN)	(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> )		
0	128	91	128	543.297541	923	18193	17865	0	0	0	0	-80021	-80021	80971	80971	-116417	116864	116864	-116417	-196438	36843	197835	-35446					

Geometria della sezione resistente



Caratteristiche della sezione EFFICACE - Effetto del Local Buckling:

bA - Eff 1																								
b <sub>A</sub>					b <sub>B</sub>					b <sub>C</sub>					b <sub>D</sub>									
Ψ	kσ	λ <sub>p</sub>	ρ	b <sub>EFF</sub>	Ψ	kσ	λ <sub>p</sub>	ρ	b <sub>EFF</sub>	Ψ	kσ	λ <sub>p</sub>	ρ	b <sub>EFF</sub>	Ψ	kσ	λ <sub>p</sub>	ρ	b <sub>EFF</sub>	Ψ	kσ	λ <sub>p</sub>	ρ	b <sub>EFF</sub>
(-)	(-)	(-)	(-)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(m)
Lato Teso	Lato Teso	Lato Teso	<b>1.000</b>	<b>0.80</b>	0.186232	6.633061	0.739	<b>1.000</b>	<b>0.60</b>	-0.179169779	9.250934	0.835	<b>0.975</b>	<b>0.66</b>	Lato Teso	Lato Teso	Lato Teso	Lato Teso	<b>1.000</b>	<b>0.60</b>				

Lunghezza dei lati EFFICACI:

Azione assiale - Momento flettente (MY) - Momento flettente (MZ)							
(m) - Efficace		(m) - Efficace		(m) - Efficace		(m) - Efficace	
bA - Eff 1	bA - Eff 2	bB - Eff 2	bB - Eff 3	bC - Eff 3	bC - Eff 4	bD - Eff 4	bD - Eff 1
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0.400	0.400	0.351	0.249	0.265	0.519	0.300	0.300
0.800		0.600		0.783		0.600	

Grandezze Efficaci:

A <sub>EFF</sub>	ΔY <sub>EFF</sub>	ΔZ <sub>EFF</sub>	I <sub>Y,EFF</sub>	I <sub>Z,EFF</sub>	W <sub>Y,EFF(-)</sub>	W <sub>Y,EFF(+)</sub>	W <sub>Z,EFF(-)</sub>	W <sub>Z,EFF(+)</sub>	ΔM <sub>Y</sub>	ΔM <sub>Z</sub>
(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)
0.032822	-0.000781	0.001810	0.002024	0.003167	0.006708	-0.006789	-0.007933	0.007902	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 - Sbraccio1						A	B	C	η <sub>1</sub> = A + B + C	Verifica
Assiale	VY	VZ	Torcente	MY - Eff	MZ - Eff	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)					
0	<b>128</b>	<b>91</b>	128	543	923	0.000	0.309	0.446	<b>0.755</b>	Bez. Verificata

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	74 di 121

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

**Verifica a Taglio - Torsione:**

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

$\eta$ (-)	$\epsilon$ (-)	$72\epsilon/\eta$ (-)	hw/t (-)	
			$L_y$	$L_z$
1	0.924	67	67	50

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:

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

	$\sigma_\epsilon$ (MPa)	a (m)	$k_t$ (-)	$\tau_{cr}$ (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)
$L_y$	43	100	5.34	228296	0.834	0.995	1444	
$L_z$	76	100	5.34	405851	0.626	1.000	1089	

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 (kN)	VZ - Torcente (kN)	VY - Torcente $\eta 3$ (-)	VZ - Torcente $\eta 3$ (-)		
	Sbraccio1 Comb1	175	129	<b>0.12</b>		

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):

		$\eta_1$ (-)	$\eta_3$ (-)
Sbraccio1	Comb_1	<b>0.7555</b>	<b>0.1209</b>
	Comb_2	<b>0.6534</b>	<b>0.1209</b>
	Comb_3	<b>0.6451</b>	<b>0.0915</b>
	Comb_4	<b>0.6534</b>	<b>0.1209</b>
Sbraccio2	Comb_1	<b>0.8803</b>	<b>0.1001</b>
	Comb_2	<b>0.7484</b>	<b>0.0980</b>
	Comb_3	<b>0.7144</b>	<b>0.0793</b>
	Comb_4	<b>0.7484</b>	<b>0.0980</b>
TopMont	Comb_1	<b>0.2931</b>	<b>0.5681</b>
	Comb_2	<b>0.2931</b>	<b>0.5681</b>
	Comb_3	<b>0.2931</b>	<b>0.5681</b>
	Comb_4	<b>0.4378</b>	<b>0.3409</b>
BaseMont	Comb_1	<b>0.3145</b>	<b>0.4086</b>
	Comb_2	<b>0.3145</b>	<b>0.4086</b>
	Comb_3	<b>0.3145</b>	<b>0.4086</b>
	Comb_4	<b>0.3784</b>	<b>0.2452</b>

Le verifiche risultano soddisfatte. Si evidenzia che, in talune combinazioni relative alla sezione C\* - "TopMont" - i coefficienti di sfruttamento per taglio ( $\eta_3$ ) hanno valore superiore a 0.50. In concomitanza a tali coefficienti si ottengono ampi margini nei confronti delle sollecitazioni di pressoflessione deviata ( $\eta_1$ ); si omettono quindi le verifiche combinate.

### 8.1.3 Verifica delle saldature a cordone d'angolo

Come anticipato, le saldature di connessione tra gli scatolari a costituire la colonna montante e lo sbraccio orizzontale e le piastre bullonate sono realizzate a cordone d'angolo.

Di seguito si riassumono le verifiche di resistenza in ottemperanza a quanto disposto in NTC 2008.

A favore di sicurezza e per brevità, si considera il solo contributo resistente delle saldature afferenti al perimetro della sezione scatolare, omettendo il contributo dei piatti di irrigidimento.

Sezione di base della colonna montante:

**Rete autostradale italiana**  
**STRUTTURA TIPOLOGICA**

PROGETTO ESECUTIVO  
Portali a bandiera L= 16400 mm - RELAZIONE DI CALCOLO

Doc.: STR0011

Rev.: 0

Data: Luglio 2018

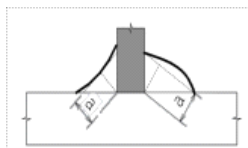
Pag.: 76 di 121

**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	BaseMont	Geometria del profilo in acciaio:		
		$L_y$ (m)	$L_z$ (m)	s (m)
<b>C</b>		<b>0.90</b>	<b>1.40</b>	<b>0.015</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.

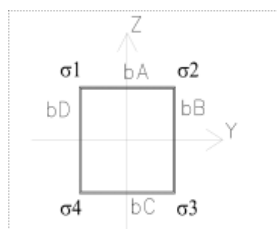
n. CORDONI	a/s	$S_{MIN-SALDAT}$	$a_{RES-TOT}$
(-)	(-)	(m)	(m)
1	1.00	0.021	0.015

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> )
0.0681	0.0194	0.0099	0.0277	0.0219	0.0047	0.0047	0.0368

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



Determinazione dei  $\sigma$  negli spigoli della sezione:

EnveSLU-A1 - BaseMont						
	Assiale	VY	VZ	Torcente	MY	MZ
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
(1)	-101	0	151	1483	-1099	632
(2)	-101	0	151	1483	-1099	632
(3)	-101	0	151	1483	-1099	632
(4)	-160	0	-91	-890	660	1071

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> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )
(1)	-37872	42781	42781	-37872	12365	70034	-9400	-67069
(2)	-37872	42781	42781	-37872	12365	70034	-9400	-67069
(3)	-37872	42781	42781	-37872	12365	70034	-9400	-67069
(4)	22723	-25668	-25668	22723	-70287	27320	74980	-22627

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> )	(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> )
(1)	39840	82066	43801	77024	12365	70034	9400	67069
(2)	39840	82066	43801	77024	12365	70034	9400	67069
(3)	39840	82066	43801	77024	12365	70034	9400	67069
(4)	73869	37486	79252	32067	70287	27320	74980	22627
$\eta_{MAX}$	<b>0.426</b>				<b>0.321</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> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )
(1)	-37872	42781	42781	-37872	12365	70034	-9400	-67069
(2)	-37872	42781	42781	-37872	12365	70034	-9400	-67069
(3)	-37872	42781	42781	-37872	12365	70034	-9400	-67069
(4)	22723	-25668	-25668	22723	-70287	27320	74980	-22627

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> )	(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> )
(1)	39840	82066	43801	77024	12365	70034	9400	67069
(2)	39840	82066	43801	77024	12365	70034	9400	67069
(3)	39840	82066	43801	77024	12365	70034	9400	67069
(4)	73869	37486	79252	32067	70287	27320	74980	22627
$\eta_{MAX}$	<b>0.426</b>				<b>0.321</b>			

Le verifiche sono soddisfatte.



Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	78 di 121

### 8.1.4 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".

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 hanno due giunzioni bullonate per la parte in elevazione, corrispondenti alle sezioni "Sez A" e Sez B", oltre alla base connessa alla fondazione con un sistema di tirafondi - "Sez C".

Per le sezioni "Sez A" e "Sez B", si prescrivono bulloni ad alta resistenza di classe 10.9; per la connessione alla base tirafondi di lunghezza  $L=1.20$  m e con caratteristiche minime equivalenti ai bulloni di classe 8.8.

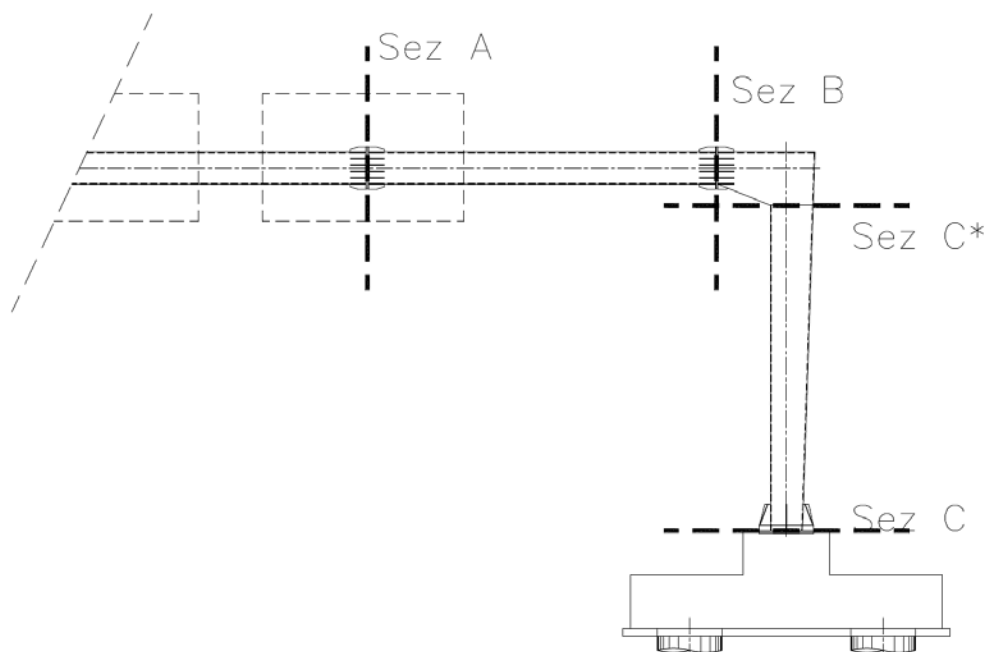


Fig. 58 – Sezioni di verifica - giunzioni bullonate

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.

#### 8.1.4.1 Verifica del giunto "Sez A"

Il giunto è realizzato per accoppiamento di due piastre di dimensioni 1000x800x25 mm (BxHxs) lato sbraccio e 100x800x30 mm (BxHxs) lato montante. Si utilizzano 28 bulloni M30, disposti simmetricamente su un unico allineamento a cerchiare il perimetro della sezione scatolare della mensola. La connessione è irrigidita con piatti di spessore  $s=15$  mm e lunghezza  $L=450$  mm, disposti come dettagliato nell'immagine seguente.

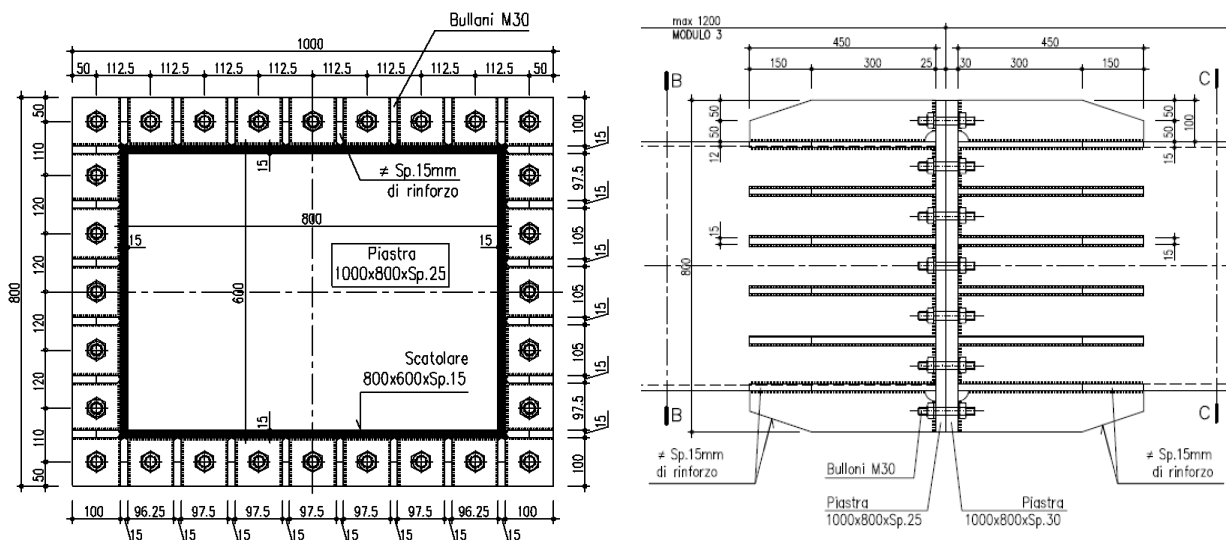


Fig. 59 – Giunto bullonato - Sez A

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.

**Rete autostradale italiana**  
**STRUTTURA TIPOLOGICA**

PROGETTO ESECUTIVO  
Portali a bandiera L= 16400 mm - RELAZIONE DI CALCOLO

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	80 di 121

**Verifica Giunzioni bullonate:**

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

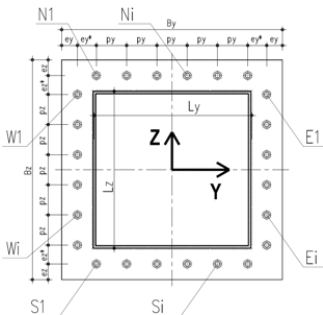
Classe Bulloni	$f_{tb}$	$f_{tk\_ACCIAIO}$	$\gamma_{M2}$
(-)	(MPa)	(MPa)	(-)
10.9	1000	275	1.25

**Azioni di verifica agli SLU:**

Sez Verifica	Combinazione	Geometria del profilo in acciaio:			
		$L_y$	$L_z$	$s$	
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	
A	1	Sbraccio1	0.800	0.600	0.012

**EnveSLU-A1 - Sbraccio1**

	Assiale	VY	VZ	VYZ	Torcente	MY	MZ
(1)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
(1)	0.00	128.00	91.28	157.21	128.18	543.30	923.48



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

**Numero dei bulloni**

$n_{N-S}$	$n_{E-W}$
9	7

$\Phi_{BULLONE}$	$A_{NOM\_BULLONE}$	$\Phi_{BULL-FILETTO}$	$A_{RES\_BULLONE}$
(mm)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm <sup>2</sup> )
30	707	26.7	561

$B_y$	$B_z$	$S_{PIASTRA}$	$e_y$	$e_y^*$	$e_z$	$e_z^*$	$p_y$	$p_z$
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1	0.8	0.025	0.05	0	0.05	0	0.1125	0.1167

**Sollecitazioni indotte dalla 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.)

$A_{RES\_BULLONATURA}$	$I_{Y\_G\_TOTALE}$	$I_{Z\_G\_TOTALE}$	$N_{MIN}$ (Compress)	$N_{MAX}$ (Traz)
(m <sup>2</sup> )	(m <sup>4</sup> )	(m <sup>4</sup> )	(kN)	(kN)
0.01571	0.001390	0.001988	-194.03	194.03

**Procedura B)**

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

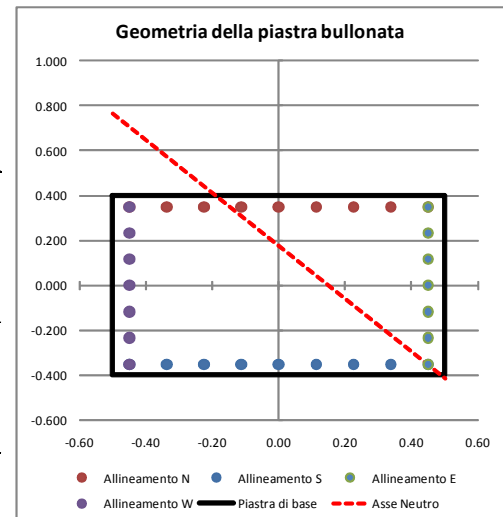
Analisi B) significativa	$\sigma_C$	$\sigma_S$	$N_{MAX}$ (Traz)
(-)	(Mpa)	(Mpa)	(kN)
S	15.68	306	171.67

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

Taglio		Torsione		$V_{L\_MAX}$
$V_{Yi}$	$V_{Zi}$	$V_{Yi\_MAX}$	$V_{Zi\_MAX}$	
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
4.57	3.26	7.45	9.58	17.59

**Sollecitazioni di verifica:**

Taglio	Trazione	Compressione
$F_{V,Ed}$	$F_{T,Ed}$	$F_{C,Ed}$
(kN)	(kN)	(kN)
17.59	194.03	-194.03



Resistenza dei bulloni:

(NTC 2008, 4.2.8.1.1)

Geometria del giunto:

	(mm)
$e_1$	50
$e_2$	50
$d_0$	31
$p_1$	113
$p_2$	113
$d_m$	44

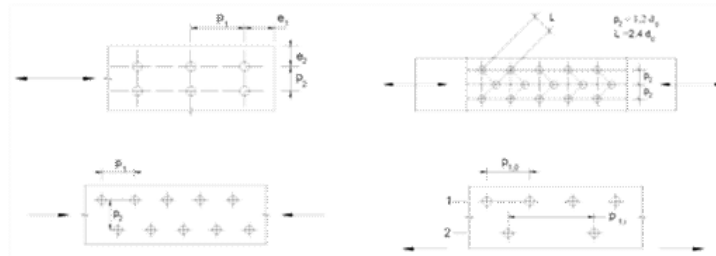


Figura 4.2.3 - Disposizione dei fori per le realizzazioni di unioni bullonate o chiodate

$\alpha$	k	Taglio su filettatura
(-)	(-)	(-)
0.538	2.5	S

Resistenze elementari:		(kN)
Taglio del bullone	$F_{v,Rd}$	224.40
Rifollamento	$F_{b,Rd}$	221.77
Trazione	$F_{t,Rd}$	403.92
Punzonamento	$B_{p,Rd}$	456.16

	(kN) - c.u.	
Resistenza a taglio	221.77	Verificato
Resistenza a trazione	403.92	Verificato
$F_{t,Ed}/F_{t,Rd}$	0.48	Verificato
Verifica combinata	0.42	Verificato

Le verifiche risultano soddisfatte.

### 8.1.4.2 Verifica del giunto "Sez B"

Il giunto è realizzato per accoppiamento di due piastre di dimensioni 1000x800x30 mm (BxHxs). Si utilizzano 28 bulloni M30, disposti simmetricamente su un unico allineamento a cerchiare il perimetro della sezione scatolare della mensola. La connessione è irrigidita con piatti di spessore  $s=15$  mm e lunghezza  $L=450$  mm, disposti come dettagliato nell'immagine seguente.

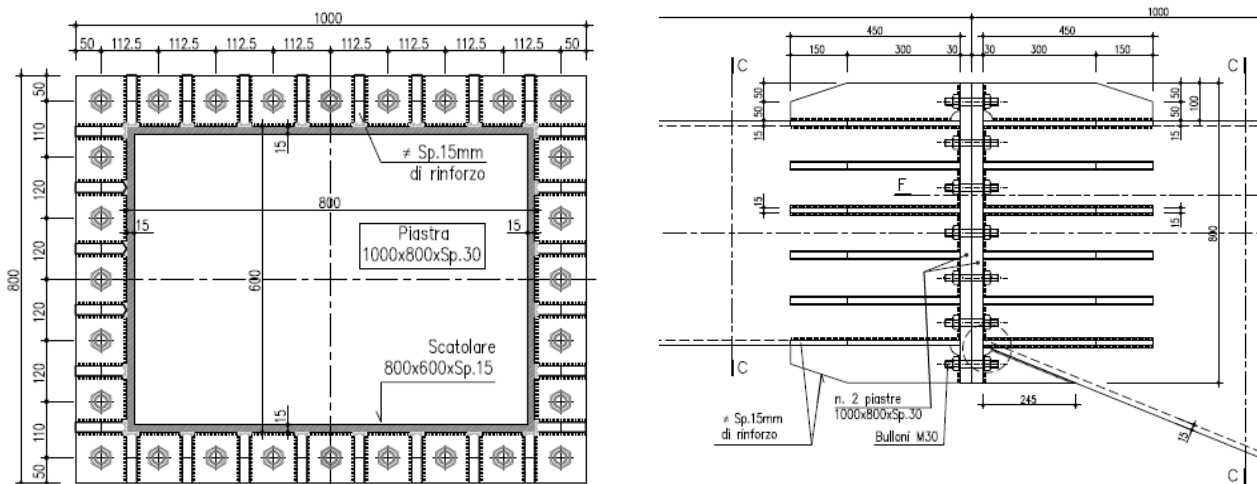


Fig. 60 – Giunto bullonato - Sez B

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 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 con 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.

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	83 di 121

**Verifica Giunzioni bullonate:**

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

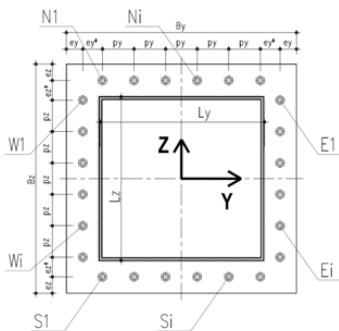
Classe Bulloni	$f_{tb}$	$f_{bk\_ACCIAIO}$	$\gamma_{M2}$
(-)	(MPa)	(MPa)	(-)
10.9	1000	275	1.25

**Azioni di verifica agli SLU:**

Sez Verifica	Combinazione	Sbraccio2	Geometria del profilo in acciaio:		
			$L_y$ (m)	$L_z$ (m)	$s$ (m)
B	1		0.800	0.600	0.015

**EnveSLU-A1 - Sbraccio2**

	Assiale	VY	VZ	VYZ	Torcente	MY	MZ
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
(1)	0.00	132.22	104.98	168.82	128.18	823.58	1295.62



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

Numero dei bulloni							
$n_{N-S}$	$n_{E-W}$	$\Phi_{BULLONE}$	$A_{NOM\_BULLONE}$	$\Phi_{BULL-FILETTO}$	$A_{RES\_BULLONE}$		
(-)	(-)	(mm)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm <sup>2</sup> )		
9	7	30	707	26.7	561		
$B_y$	$B_z$	$S_{PIASTRA}$	$e_y$	$e_y^*$	$e_z$	$e_z^*$	$p_y$
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1	0.8	0.03	0.05	0	0.05	0	0.1125
							$p_z$
							0.1167

**Sollecitazioni indotte dalla 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.)

$A_{RES\_BULLONATURA}$	$I_{y\_G\_TOTALE}$	$I_{z\_G\_TOTALE}$
(m <sup>2</sup> )	(m <sup>4</sup> )	(m <sup>4</sup> )
0.01571	0.001390	0.001988

$N_{MIN}$ (Compress)	$N_{MAX}$ (Traz)
(kN)	(kN)
-280.88	280.88

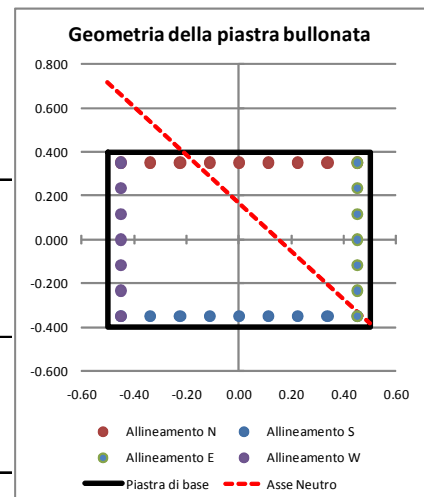
Procedura B) **Azioni sui bulloni - Bulloni sollecitati solo a trazione:**  
(Sollecitazione determinata in presso-flessione deviata)

Analisi B) significativa	$\sigma_c$	$\sigma_s$
(-)	(Mpa)	(Mpa)
S	22.74	445

$N_{MAX}$ (Traz)
(kN)
249.65

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

Taglio		Torsione		$V_{i\_MAX}$ (kN)
$V_{yi}$	$V_{zi}$	$V_{yi\_MAX}$	$V_{zi\_MAX}$	
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	
4.72	3.75	7.45	9.58	18.05



**Sollecitazioni di verifica:**

Taglio	Trazione	Compressione
$F_{V,Ed}$	$F_{T,Ed}$	$F_{C,Ed}$
(kN)	(kN)	(kN)
18.05	280.88	-280.88

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>	31
p <sub>1</sub>	113
p <sub>2</sub>	113
d <sub>m</sub>	44

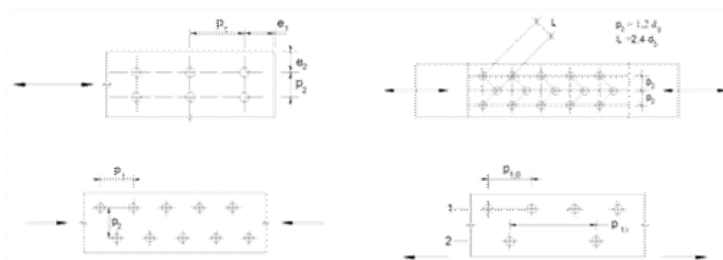


Figura 4.2.3 - Disposizione dei fori per la realizzazione di unioni bullonate o chiodate

$\alpha$	k	Taglio su filettatura
(-)	(-)	(-)
0.538	2.5	S

Resistenze elementari:			(kN) - c.u.		
Taglio del bullone	F <sub>v,Rd</sub>	224.40	Resistenza a taglio	224.40	Verificato
Rifollamento	F <sub>b,Rd</sub>	266.13	Resistenza a trazione	403.92	Verificato
Trazione	F <sub>t,Rd</sub>	403.92	F <sub>t,Ed</sub> /F <sub>t,Rd</sub>	0.70	Verificato
Punzonamento	B <sub>p,Rd</sub>	547.39	Verifica combinata	0.58	Verificato

Le verifiche risultano soddisfatte.

In conseguenza al severo regime tensionale cui è sottoposta la connessione "Sez B", si è effettuata la verifica del sistema "piastra di ancoraggio e fazzoletti di irrigidimento" soggetti all'azione di trazione esercitata dai tirafondi e di compressione. La modellazione è stata implementata con elementi tipo "shell" a tre o quattro nodi e simula la reale geometria spaziale della giunzione.

La configurazione dei carichi applicati alla piastra di base rappresenta la medesima distribuzione di tensioni ricavata dall'analisi precedente denominata "Schema 2".

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:

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

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

- $\sigma_{\text{TRAZ-MAX}} = 445 \text{ MPa}$
- $\sigma_{\text{COMPREX-MAX}} = 22.74 \text{ MPa}$

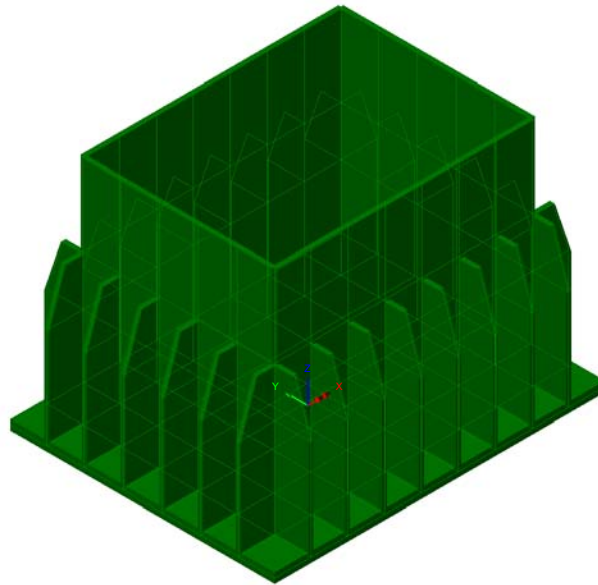


Fig. 61 – **Modello tridimensionale del giunto**

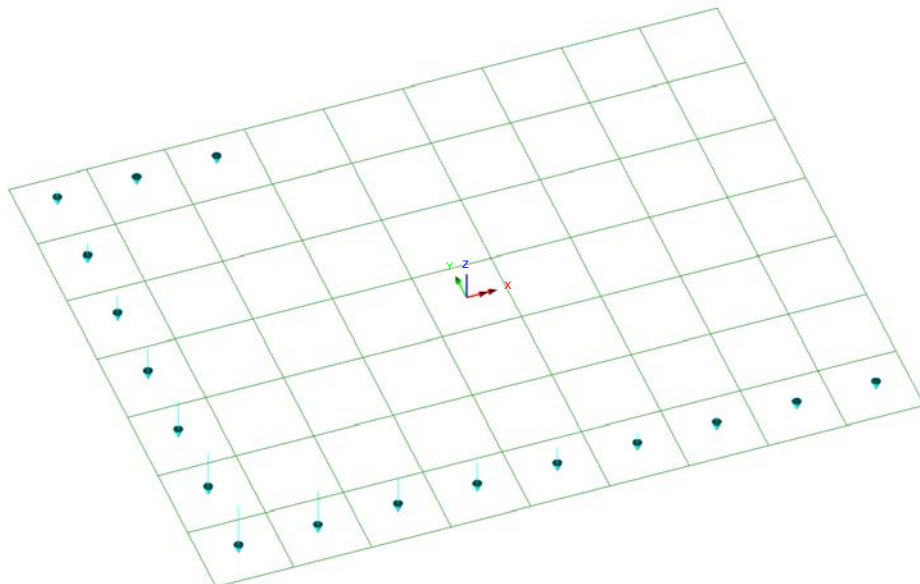


Fig. 62 – **Sollecitazioni di trazione dai tiranti**



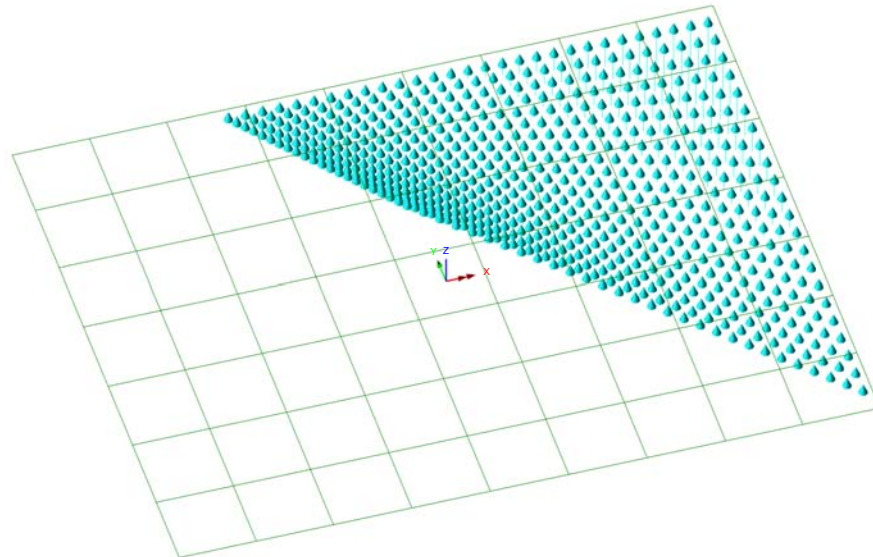
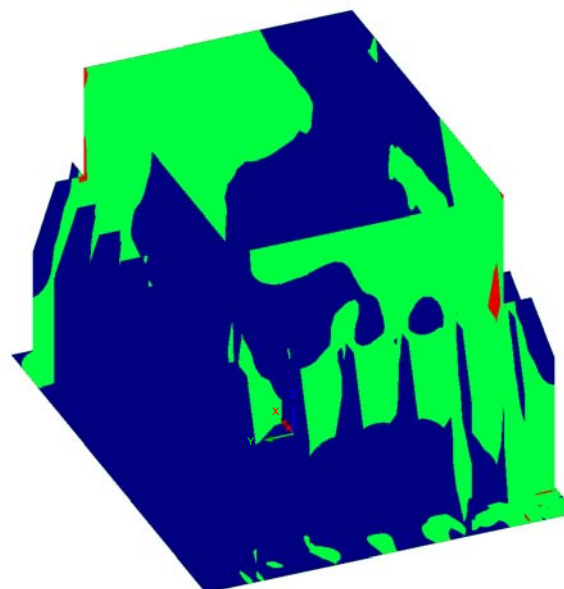


Fig. 63 – Sollecitazioni di compressione

Si ottengono i seguenti risultati:

Scale: 1: 6.60117E-3  
Zoom: 100.0  
Eye: (-0.791501, 0.332286, 0.512957)  
Linear/dynamic analysis  
ComboB1  
Contour entity: Stress (top) - Thick Shell  
Contour component: SE  
Number of contours: 2  
Contour interval: 175.994E6  
Contour maximum 352.447E6 at node 8287  
Contour minimum 458.461E3 at node 586



ComboB1  
Entity: Stress (top) - Thick Shell  
Component: SE  
86.0059E6  
262.0E6  
Maximum 352.447E6 at node 8287  
Minimum 458.461E3 at node 586

Fig. 64 – Mappatura tensionale

Si evidenzia che, ad esclusione di limitate aree di picco che non hanno interesse ingegneristico, il quadro tensionale risulta verificato.

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	87 di 121

### 8.1.4.3 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 di dimensioni 1800x1300x30 mm (BxHxs). Si utilizzano 36 tirafondi di classe 8.8 e lunghezza L=1.20 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=20 mm e lunghezza L=500 mm, disposti come dettagliato nell'immagine seguente.

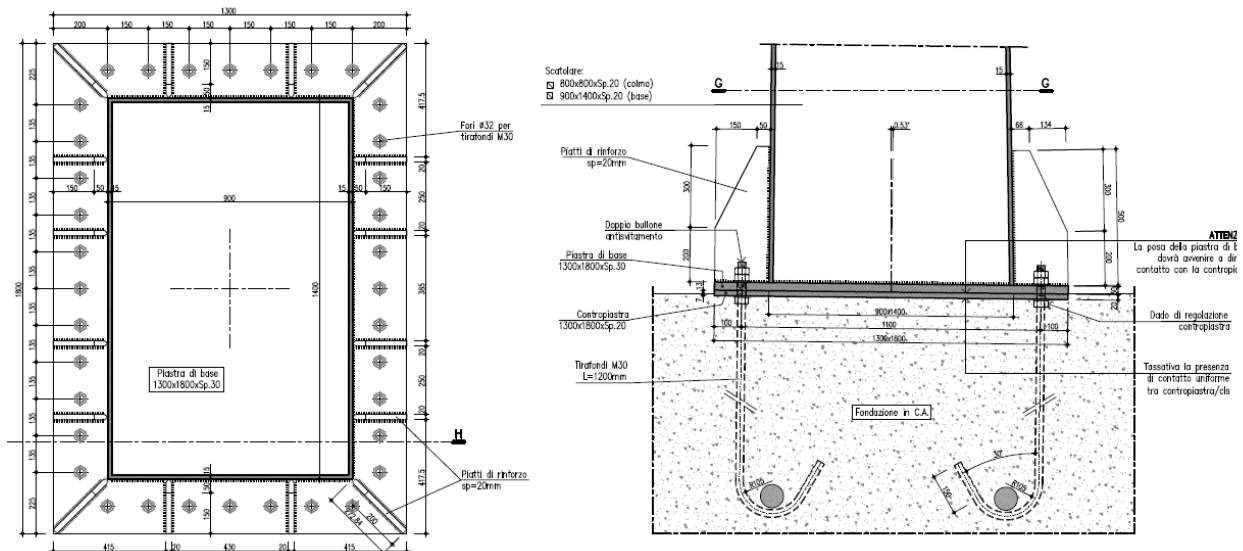


Fig. 65 – Giunto di base - Sez C

Nel seguito i dettagli della verifica condotta per la combinazione significativa agli SLU, ovvero, quella relativa alle massime sollecitazioni di trazione sui bulloni e di taglio (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 delle tensioni nella piastra in acciaio e nelle lamiere di irrigidimento, invece, si è operato considerando la distribuzione di tensione determinata nella seconda ipotesi.

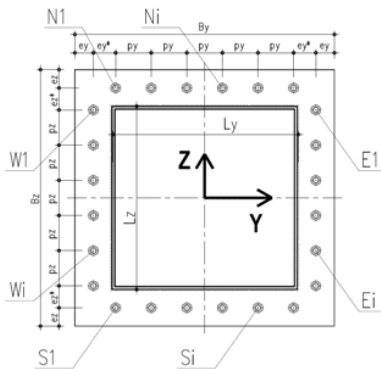
**Combinazione C1:**

Azioni di verifica agli SLU:

Sez Verifica	Combinazione	Geometria del profilo in acciaio:		
		L <sub>y</sub> (m)	L <sub>z</sub> (m)	s (m)
<b>C</b>	<b>1</b>	<b>1.400</b>	<b>0.900</b>	<b>0.015</b>

**EnveSLU-A1 - BaseMont**

	Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	VYZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
<b>(1)</b>	<b>-100.93</b>	<b>0.00</b>	<b>150.97</b>	<b>150.97</b>	<b>1482.88</b>	<b>-1099.42</b>	<b>632.49</b>



Caratteristiche del giunto bullonato (piastra):

Numero dei bulloni

N=S	nE=W
(-)	(-)
<b>7</b>	<b>11</b>

Φ BULLONE	A <sub>NOM_BULLONE</sub>	Φ BULL-FILETTO	A <sub>RES_BULLONE</sub>
(mm)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm <sup>2</sup> )
<b>30</b>	<b>707</b>	<b>27</b>	<b>561</b>

B <sub>y</sub>	B <sub>z</sub>	SPIASTRA	e <sub>y</sub>	e <sub>y</sub> *	e <sub>z</sub>	e <sub>z</sub> *	p <sub>y</sub>	p <sub>z</sub>
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
<b>L.3</b>	<b>1.8</b>	<b>0.03</b>	<b>0.1</b>	<b>0.1</b>	<b>0.1</b>	<b>0.125</b>	<b>0.1500</b>	<b>0.1350</b>

Forza risultante deviate:

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 <sub>RES_BULLONATURA</sub>	I <sub>y-G_TOTALE</sub>	I <sub>z-G_TOTALE</sub>	N <sub>MIN (Compress)</sub>	N <sub>MAX (Traz)</sub>
(m <sup>2</sup> )	(m <sup>4</sup> )	(m <sup>4</sup> )	(kN)	(kN)
<b>0.02020</b>	<b>0.007276</b>	<b>0.004440</b>	<b>-106.58</b>	<b>100.97</b>

Procedura B) Azioni sui bulloni - Bulloni sollecitati solo a trazione:

(Sollecitazione determinata in presso-flessione deviata)

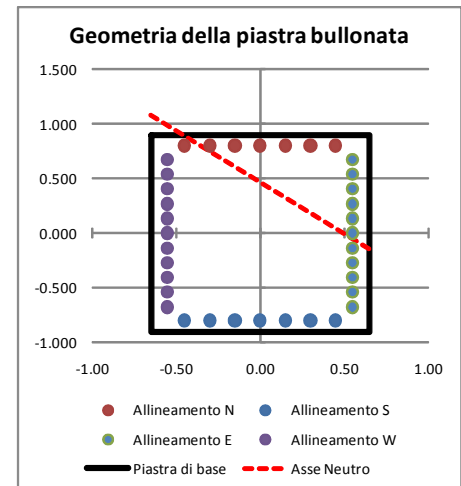
Analisi B) significativa	σ <sub>C</sub>	σ <sub>S</sub>	N <sub>MAX (Traz)</sub>
(-)	(Mpa)	(Mpa)	(kN)
<b>S</b>	<b>5.41</b>	<b>132</b>	<b>74.05</b>

Sollecitazioni indotte dal taglio e dalla torsione sul singolo bullone:

Taglio		Torsione		V <sub>L_MAX</sub> (kN)
V <sub>yI</sub>	V <sub>zI</sub>	V <sub>yI_MAX</sub>	V <sub>zI_MAX</sub>	
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
<b>0.00</b>	<b>4.19</b>	<b>56.80</b>	<b>31.95</b>	<b>67.33</b>

Sollecitazioni di verifica:

Taglio	Trazione	Compressione
F <sub>V,Ed</sub>	F <sub>T,Ed</sub>	F <sub>C,Ed</sub>
(kN)	(kN)	(kN)
<b>67.33</b>	<b>100.97</b>	<b>-106.58</b>



Resistenza dei bulloni:

(NTC 2008, 4.2.8.1.1)

Geometria del giunto:

	(mm)
e <sub>1</sub>	100
e <sub>2</sub>	100
d <sub>0</sub>	31
p <sub>1</sub>	135
p <sub>2</sub>	135
d <sub>m</sub>	44

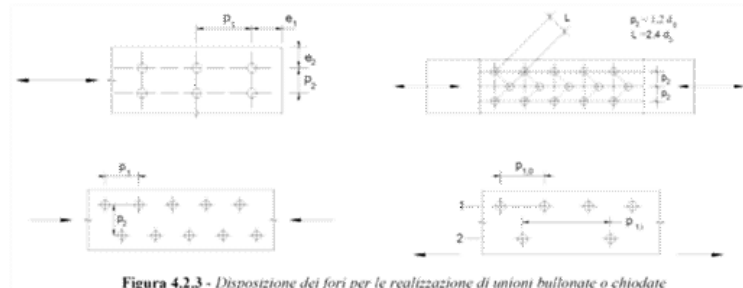


Figura 4.2.3 - Disposizione dei fori per le realizzazioni di unioni bullonate o chiodate

α	k	Taglio su filettatura
(-)	(-)	(-)
1.000	2.5	S

Resistenze elementari:		(kN)
Taglio del bullo	F <sub>v,Rd</sub>	215.42
Rifollamento	F <sub>b,Rd</sub>	495.00
Trazione	F <sub>t,Rd</sub>	323.14
Punzonamento	B <sub>p,Rd</sub>	547.39

	(kN) - c.u.	
Resistenza a taglio	215.42	Verificato
Resistenza a trazione	323.14	Verificato
F <sub>t,Ed</sub> /F <sub>t,Rd</sub>	0.31	Verificato
Verifica combinata	0.54	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. La configurazione dei carichi applicata alla piastra di base rappresenta la medesima distribuzione 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:

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

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

Combinazione 1:

- $\sigma_{\text{TRAZ-MAX}} = 132 \text{ MPa}$
- $\sigma_{\text{COMPRES-MAX}} = 5.41 \text{ MPa}$

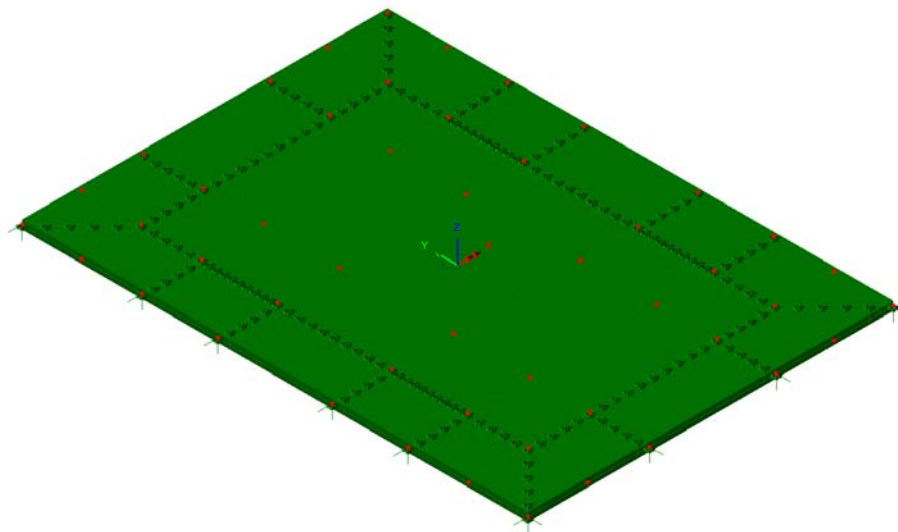


Fig. 66 – Modello tridimensionale della piastra di base

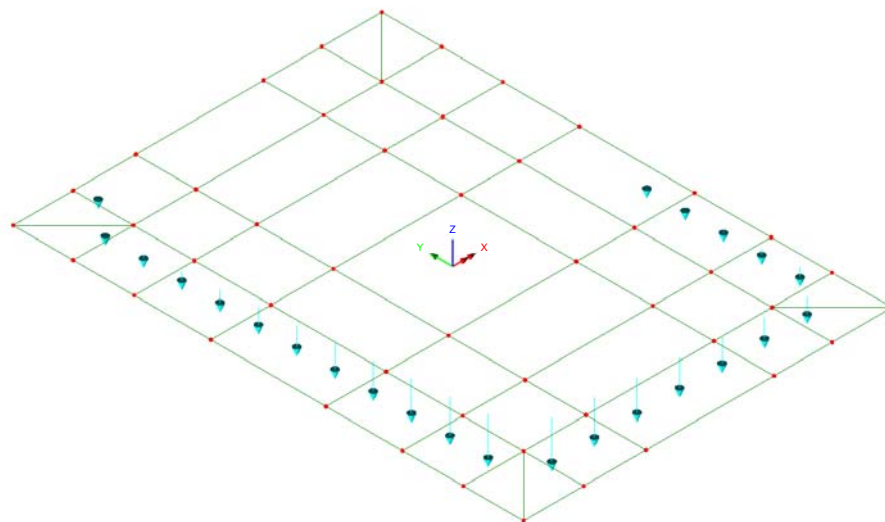


Fig. 67 – Sollecitazioni di trazione dei tiranti (Comb. C1)

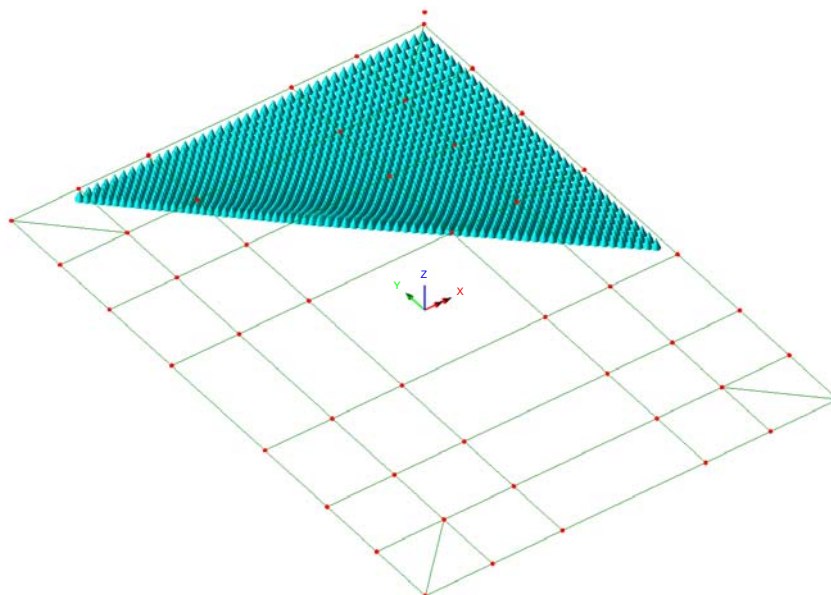


Fig. 68 – Sollecitazioni di compressione

Si ottengono i seguenti risultati:

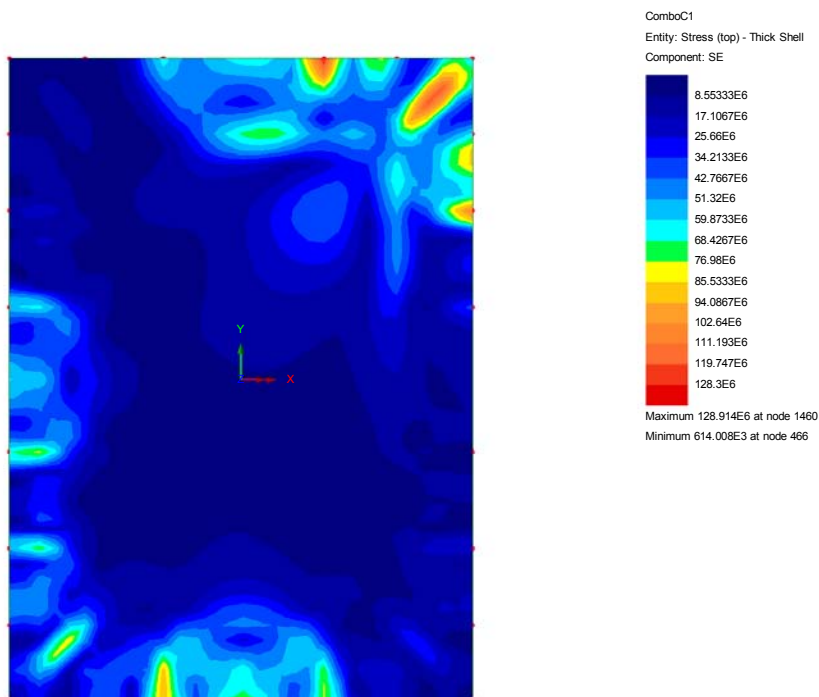


Fig. 69 – Mappatura tensionale

Si evidenzia che il quadro tensionale risulta verificato.

## 8.2 Ancoraggio alle strutture di fondazione

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 1800x1300x30 mm (BxHxs), posata su contropiastra avente la medesima impronta e spessore  $s=20$ mm. Si utilizzano 36 tirafondi di classe 8.8 e lunghezza  $L=1.20$  m, disposti simmetricamente su un unico allineamento a cerchiare il perimetro della sezione scatolare del montante.

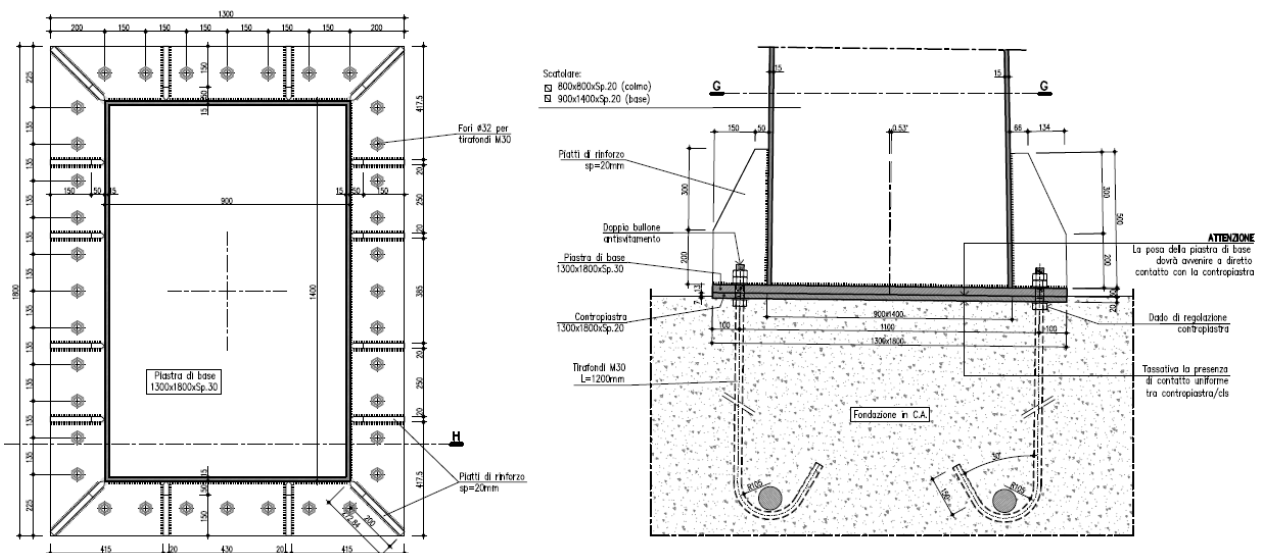


Fig. 70 – Giunto di base - Sez C

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.

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	93 di 121

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.

Di seguito si riassumono le verifiche condotte.

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)

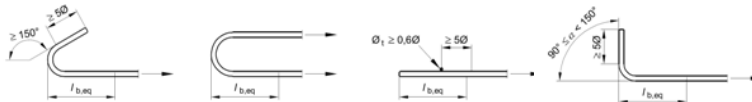
(EN 1992-1-1 - 8.4)

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	143	2.03	0.527

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

ancoraggio Diritti	$c_d$	$\alpha_1$	$l_{bd,eq}$
(-)	(m)	(-)	(m)
N	0.053	1	0.527

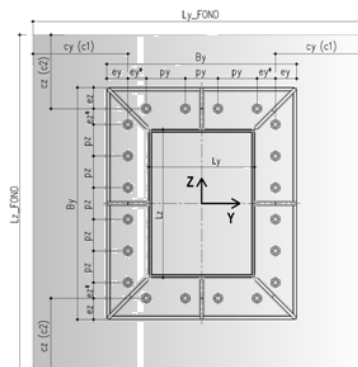


**Verifica a trazione:**

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

Geometria della fondazione:

$L_y, FOND$ (m)	$L_z, FOND$ (m)
1.8	2.3
$c_y (c1)$ (m)	$c_z (c2)$ (m)
0.35	0.35



Caratteristiche materiali tirafondi - fondazione

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

Coefficienti di sicurezza adottati

$\gamma_c$ (-)	$\gamma_1$ (-)	$\gamma_{2,TRAZIONE}$ (-)	$\gamma_{2,TAGLIO}$ (-)	Calcestruzzo		Acciaio	
				$\gamma_{MC,TRAZIONE}$ (-)	$\gamma_{MC,TAGLIO}$ (-)	$\gamma_{MS,TRAZIONE}$ (-)	$\gamma_{MS,TAGLIO}$ (-)
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)	
74.05	299.20	Verificata

**Rete autostradale italiana**  
**STRUTTURA TIPOLOGICA**

PROGETTO ESECUTIVO  
Portali a bandiera L= 16400 mm - RELAZIONE DI CALCOLO

Doc.: STR0011

Rev.: 0

Data: Luglio 2018

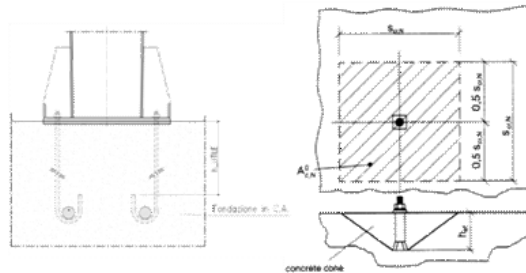
Pag.: 95 di 121

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)
0.8	0.8

$n_{ANCOR\_TESI}$ (-)	$N_{Rk,c}^0$ (kN)	$N_{Rk,c}^0$ (kN)
24	946	149



$S_{cr,N}$ (m)	$C_{cr,N}$ (m)	$A_{c,N}^0$ (m <sup>2</sup> )	$A_{c,N}$ (m <sup>2</sup> )
2.40	1.20	0.49	2.92

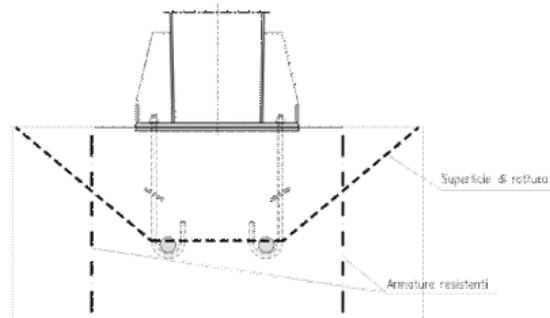
$h'_{eff}$ (m)	$S'_{cr,N}$ (m)	$C'_{cr,N}$ (m)
0.23	0.7	0.35

$\Psi_{s,N}$ (-)	$\Psi_{re,N}$ (-)	$e_{Ny}$ (m)	$e_{Nz}$ (m)	$N_{Rd,c}^h$ (kN)	$\Psi_{ec,N}$ (-)	$\Psi_{ucr,N}$ (-)
1.00	1.00	0.104	0.176	55.74	0.51	1.00

$N_{Rk,c}$ (kN)	$N_{Rd,c}^h$ (kN)	$N_{Sd}^h$ (kN)	Verifica (-)
2889.38	1337.67	945.03	Verificato

Minima armatura per evitare la rottura del cono:

$A_{S_{MIN}}$ (mm <sup>2</sup> )	$\Phi_s$ (mm <sup>2</sup> )	$n_{MIN\_BARRE}$ (-)
-	24	-



Rottura per fessurazione da carico:

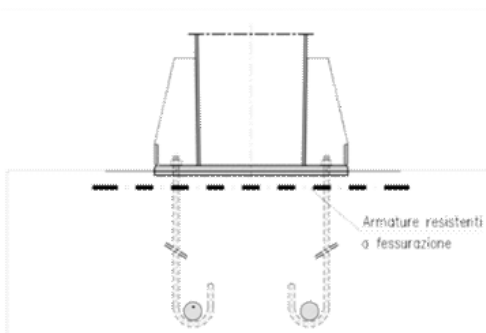
La verifica è soddisfatta se si prevedono ancoranti idone al calcestruzzo fessurato e:

$N_{Sd}^h$ (kN)	$\Phi_{Sp}$ (-)	$N_{Sd}^h$ (kN)
945.03	0.5	472.52

Minima armatura per evitare la rottura per fessuraz

$A_{S_{MIN}}$ (mm <sup>2</sup> )	$\Phi_s$ (mm <sup>2</sup> )	$n_{MIN\_BARRE}$ (-)
1208	24	3

Occorre inoltre mantenere l'ampiezza delle fessure



**Verifica per azioni di taglio:**

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

**Rottura dell'acciaio:**

Verifica ancorante senza braccio di leva:

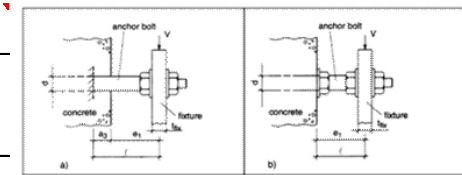
$V_{Rd,s}$ (kN)	
<b>179.52</b>	<b>Verificato</b>

Verifica ancorante con braccio di leva:

Determinazione del braccio di leva:

$e_1$ (m)	$a_3$ (m)	$\alpha$ (-)
0.015	0	2
$W_{el}$ (mm <sup>3</sup> )	$M_{Rk,s}^0$ (kNm)	$M_{Rk,s}$ (kNm)
1874	1.80	1.35

Verifica con braccio di leva  
(-)



$V_{Rd,s}$ (kN)	
<b>144</b>	<b>Verificato</b>

**Rottura del bordo di calcestruzzo:**

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

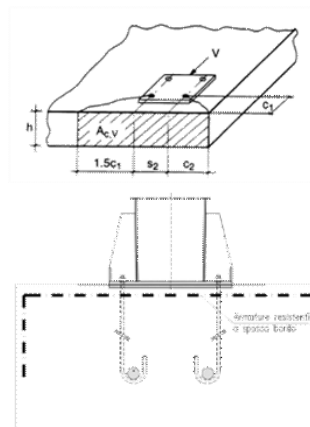
Risultante delle azioni di spacco agenti sul bordo in CLS:

$V_{sd,y}^E$ (kN)	$V_{sd,z}^E$ (kN)
685.19	669.30

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> )
2284	2231	24

$n_{MIN\_BARRE\_Y}$ (-)	$n_{MIN\_BARRE\_Z}$ (-)
6	5



**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	0.25	0.47

Ver. Combinata (-)	
<b>0.44</b>	<b>Verificato</b>

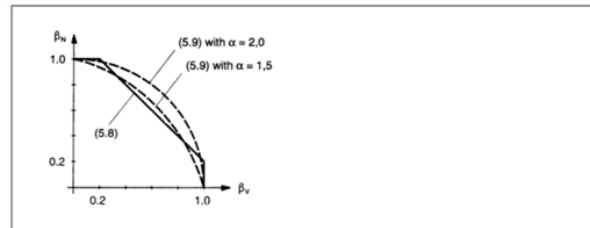


Figure 5.10 Interaction diagram for combined tension and shear loads

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

$$(\beta_w)^\alpha + (\beta_v)^\alpha \leq 1 \quad (5.9)$$

with:

$\beta_w, \beta_v$  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

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	97 di 121

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.

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	98 di 121

### 8.3 Verifiche per azioni cicliche - Fatica

#### 8.3.1 Generalità

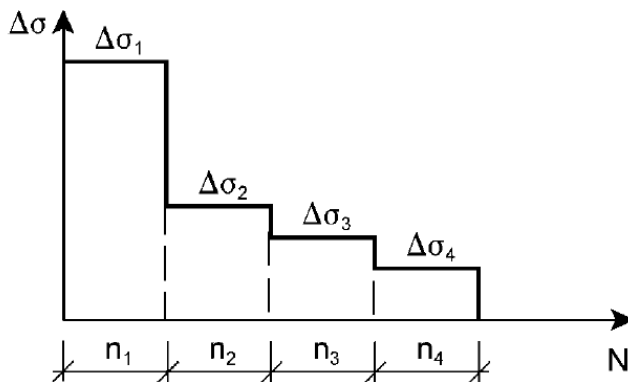
Per le strutture in progetto, di geometria snella e realizzate per composizione di lamiera tramite saldature e giunzioni bullonate, l'analisi dei fenomeni indotti dall'azione di forzanti cicliche risulta essere di primaria importanza.

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.

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

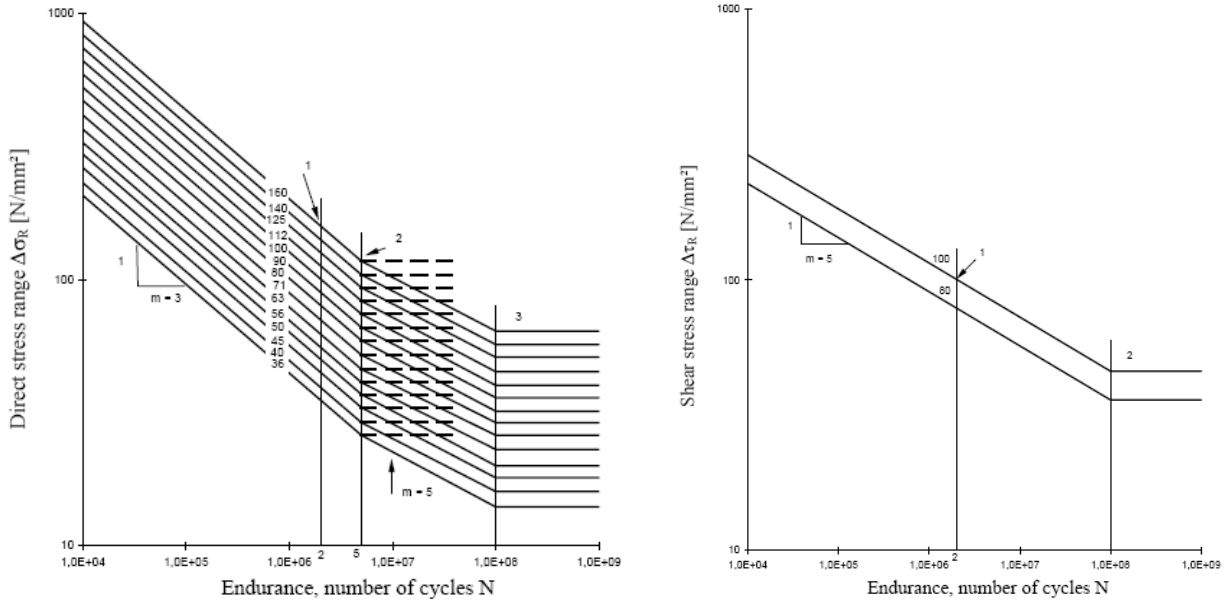
ampiezza dell'escursione delle tensioni, valutata per una determinata azione esterna agente ed associata ad un numero di cicli di ripetizione



Spettro dell'intervallo di variazione delle tensioni

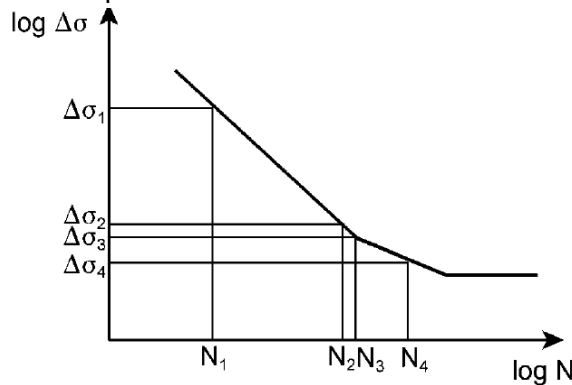
Fig. 71 – Spettro di variazione delle tensioni

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. 72 – 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. 73 – Determinazione del numero di cicli a rottura per Δσ 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:

$$\sum \frac{n_i}{N_i} \leq D_d = 1.0$$

(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:

$$\gamma_{Ff} = 1$$

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

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

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

$$\sum \frac{n_i \times \gamma_{Mf} \times \gamma_{Ff}}{N_i} \leq D_d = 1.0$$

(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]

### 8.3.1.1 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.

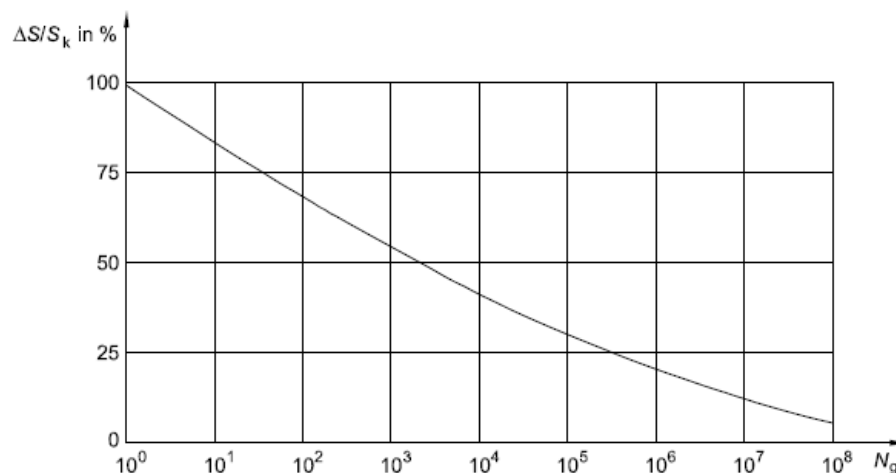


Fig. 74 – Numero di cicli di carico da raffica per per un effetto  $\Delta S/S_k$

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	101 di 121

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.

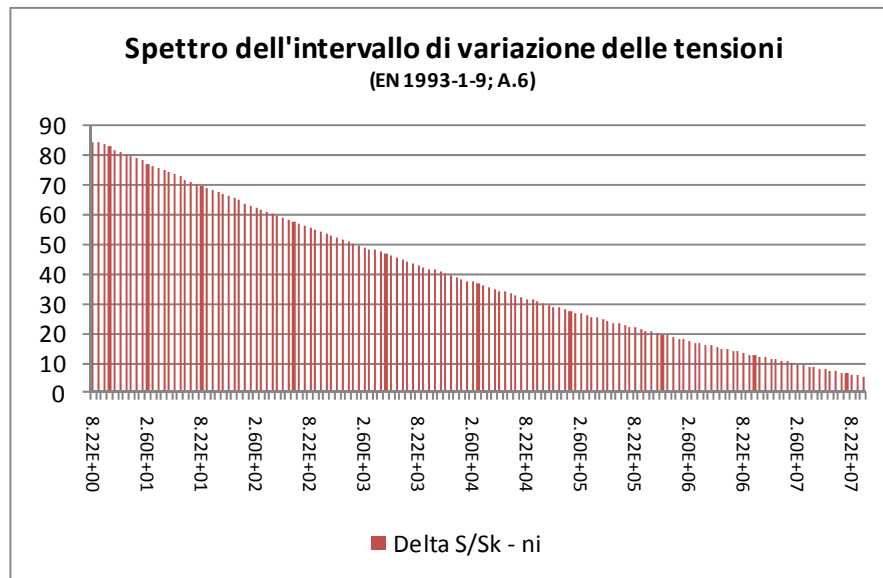


Fig. 75 – Numero di cicli di carico da raffica (cumulata) per un effetto  $\Delta S/S_k$



 <p><b>Rete autostradale italiana</b> <b>STRUTTURA TIPOLOGICA</b></p> <p>PROGETTO ESECUTIVO Portali a bandiera L= 16400 mm - RELAZIONE DI CALCOLO</p>		
	Doc.:	STR0011
	Rev.:	0
	Data:	Luglio 2018
	Pag.:	102 di 121

### 8.3.1.2 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.

### 8.3.1 Verifica a fatica delle sezioni saldate

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 A, 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.

### 8.3.1.1 Azioni indotte dai carichi di fatica

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

La numerazione delle combinazioni esplicitate ha il seguente significato:

- Combinazione (1) Fatica indotta dal vento
- Combinazione (2) Fatica indotta dal buffeting - Corsia 1
- Combinazione (3) Fatica indotta dal buffeting - Corsia 2
- Combinazione (4) Fatica indotta dal buffeting - Corsia 3

#### Sollecitazioni Fatica - Sbraccio1

	Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
(1)	0	-64	0	-36	0	-506
(2)	0	0	0	0	0	-1
(3)	0	-1	0	0	2	-4
(4)	0	-1	0	0	4	-9

#### Sollecitazioni Fatica - Sbraccio2

	Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
(1)	0	-85	0	-56	0	-1020
(2)	0	-1	0	0	3	-6
(3)	0	-1	0	0	5	-12
(4)	0	-1	0	0	7	-17

#### Sollecitazioni Fatica - BaseMont

	Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
(1)	0	0	97	1140	-681	0
(2)	0	0	1	7	-6	4
(3)	0	0	1	13	-8	6
(4)	0	0	1	18	-8	7

Le sollecitazioni da fatica sono risultate non dimensionanti per la struttura e tutte le sezioni sono verificate con ampi margini. Si riassume nel seguito la procedura di dettaglio per la sezione "Sez B" e il vertice (Pi) n. 2, che è risultato il più sollecitato.

**Verifica Tensionale (Sezione Lorda - valida per sez. di classe 4 con  $\rho \geq 0,50$ )**

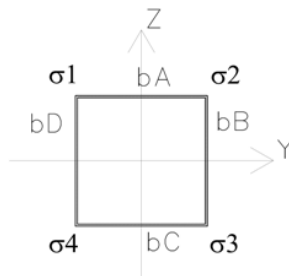
(EN 1993-1-1; EN 1993-1-9)

Azioni di verifica agli SLE:

Sez Verifica	Sbraccio2	Geometria del profilo in acciai		
		$L_y$ (m)	$L_z$ (m)	$s$ (m)
B	Sbraccio2	0.80	0.60	0.015

A	$I_y$	$I_z$	$W_y$	$W_z$	$S^*_{vy}$	$S^*_{vz}$	$2^*\Omega^*t$
(m <sup>2</sup> )	(m <sup>4</sup> )	(m <sup>4</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>2</sup> )	(m <sup>2</sup> )	(m <sup>3</sup> )
0.0411	0.0025	0.0039	0.0084	0.0098	0.0018	0.0018	0.0138

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



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

Variazione di tensione nei vertici della sezione rettangolare

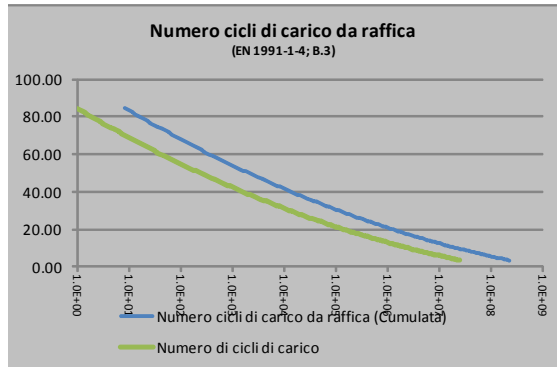
	Sollecitazioni Fatica - Sbraccio2						Azioni taglianti e torcenti				Tensioni risultanti:			
	Assiale	VY	VZ	Torcente	MY	MZ	$\Delta\tau_1$	$\Delta\tau_2$	$\Delta\tau_3$	$\Delta\tau_4$	$\Delta\sigma_1$	$\Delta\sigma_2$	$\Delta\sigma_3$	$\Delta\sigma_4$
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kN/m <sup>2</sup> )	(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> )
Fatica_Vento (1)	0	-85	0	-56	0	-1020	1498	-1498	-6701	6701	104259	-104259	-104259	104259
Fatica_BuffetingL1 (2)	0	-1	0	0	3	-6	7	39	-10	56	216	-964	-216	964
Fatica_BuffetingL2 (3)	0	-1	0	0	5	-12	-9	55	-14	60	587	-1767	-587	1767
Fatica_BuffetingL3 (4)	0	-1	0	0	7	-17	-18	64	-9	56	893	-2507	-893	2507

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

**Azione di fatica del vento:**

Numero di cicli di carico da raffica ( $N_g$ ) per effetto  $\Delta S/S_k$  (Cumulata -  $V_N=50$  anni)  
(EN 1991-1-4; B3)

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



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

**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 (-)
15000	50	0.40	0.40	0.20	0.00
Azioni cicliche: (-)	n. di cicli (-)	$\Delta\sigma_k$ (MPa)	$\Delta\tau_k$ (MPa)		
Fatica_Vento	-	104.26	1.50		
Fatica_BuffetingL1	6.86E+08	0.22	0.01		
Fatica_BuffetingL2	6.86E+08	0.59	0.01		
Fatica_BuffetingL3	3.43E+08	0.89	0.02		

**Tensioni di rottura per fatica:**

(EN 1993-1-9; 7.1)

Azioni normali:				Azioni tangenziali:	
$\Delta\sigma_c$ (MPa)	$N(\Delta\sigma_c)$ (-)	$\Delta\sigma_D$ (MPa)	$N(\Delta\sigma_D)$ (-)	$\Delta\tau_c$ (MPa)	$N(\Delta\tau_c)$ (-)
36	2.00E+06	26.5	5.00E+06	80	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	0.33	0.44	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
$\Sigma(X)*\gamma_{Mf}*\gamma_{FF}$	0.440			

La verifica è ampiamente soddisfatta.

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	106 di 121

### **8.3.2 Verifica a fatica delle 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.

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

Si evidenzia che, in virtù della presenza del pretiro agente sui bulloni della "Sez A" e "Sez B", la variazione di tensione reale agente sui bulloni, ed avente effetto in termini di fatica, risulta essere solo una frazione della tensione calcolabile assumendo per intero la variazione di azione assiale sul bullone.

Quanto sopra risulta valido per azioni assiali di trazione al più pari all'azione di pretiro.

**Verifica a fatica bullonatura Sez B:**

**Verifica a fatica delle Giunzioni bullonate:**

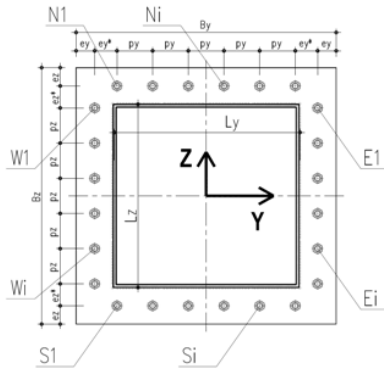
(EN 1993-1-9; 7.1)

**Azioni di verifica agli SLE:**

		Geometria del profilo in acciaio:		
Sez Verifica		L <sub>y</sub>	L <sub>z</sub>	s
		(m)	(m)	(m)
<b>B</b>	<b>Sbraccio2</b>	<b>0.80</b>	<b>0.60</b>	<b>0.015</b>

**Sollecitazioni Fatica - Sbraccio2**

	Assiale	VY	VZ	VYZ	Torcente	MY	MZ
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
Fatica_Vento (1)	0	-85	0	85	-56	0	-1020
Fatica_BuffetingL1 (2)	0	-1	0	1	0	3	-6
Fatica_BuffetingL2 (3)	0	-1	0	1	0	5	-12
Fatica_BuffetingL3 (4)	0	-1	0	1	0	7	-17



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

**Caratteristiche dei bulloni**

s	n <sub>E=W</sub>	Φ <sub>BULLONE</sub>	A <sub>NOM_BULLONE</sub>	Φ <sub>BULL-FILETTO</sub>	A <sub>RES_BULLONE</sub>
(mm)	(-)	(mm)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm <sup>2</sup> )
7	7	30	707	26.7	561

r	B <sub>z</sub>	SPIASTRA	e <sub>y</sub>	e <sub>y</sub> *	e <sub>z</sub>	e <sub>z</sub> *	p <sub>y</sub>	p <sub>z</sub>
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0.8	0.03	0.05	0	0.05	0	0.1125	0.1167	

**Caratteristiche della piastra:**

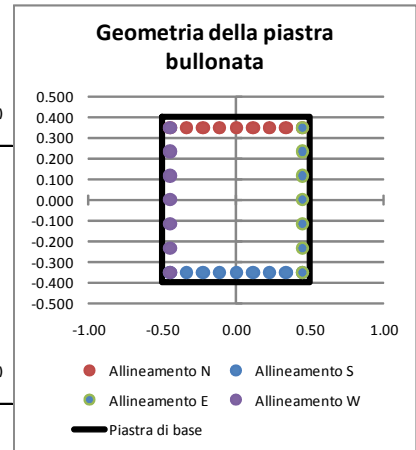
**Procedura A)**

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

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

A <sub>RES_BULLONATURA</sub>	I <sub>y-G_TOTALE</sub>	I <sub>z-G_TOTALE</sub>
(m <sup>2</sup> )	(m <sup>4</sup> )	(m <sup>4</sup> )
0.01571	0.001390	0.001988

	N <sub>MIN (Compres)</sub>	N <sub>MAX (Traz)</sub>
	(kN)	(kN)
Fatica_Vento	-129.57	129.57
Fatica_BuffetingL1	-1.18	1.18
Fatica_BuffetingL2	-2.16	2.16
Fatica_BuffetingL3	-3.07	3.07



**Procedura B)**

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

(Sollecitazione determinata in presso-flessione deviata)

Analisi B) significativa	σ <sub>c</sub>	σ <sub>s</sub>
(-)	(Mpa)	(Mpa)
s	12.00	219
	0.00	0
	0.00	0
	0.00	0

	N <sub>MAX (Traz)</sub>
	(kN)
Fatica_Vento	122.86
Fatica_BuffetingL1	0.00
Fatica_BuffetingL2	0.00
Fatica_BuffetingL3	0.00

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

Taglio		Torsione		V <sub>I, MAX</sub>
V <sub>YI</sub>	V <sub>ZI</sub>	V <sub>YI, MAX</sub>	V <sub>ZI, MAX</sub>	
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
-3.03	0.00	-3.28	-4.22	7.60
-0.03	0.02	-0.01	-0.01	0.04
-0.04	0.02	0.00	0.00	0.05
-0.04	0.02	0.00	0.00	0.05

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	108 di 121

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)
10.9	1000	210000

$F_{p,c}$	Pretensione
(kN)	(-)
393	S

Rigidezza assiale del bullone e della lamiera:

$K_{BULL}$	$K_{LAM}$	$r=K_{LAM}/K_{BULL}$
(kN/m)	(kN/m)	(-)
1745333.333	13962666.67	8

	$\Delta N_{MAX}$	$\Delta N_{MAX-BULLONE}$	$\Delta \sigma_{TRAZ-RIDOTTA}^*$	$\Delta \tau$
	(kN)	(kN)	(MPa)	(MPa)
<b>Fatica_Vento</b>	130	14	26	14
<b>Fatica_BuffetingL1</b>	1	0	0	0
<b>Fatica_BuffetingL2</b>	2	0	0	0
<b>Fatica_BuffetingL3</b>	3	0	1	0

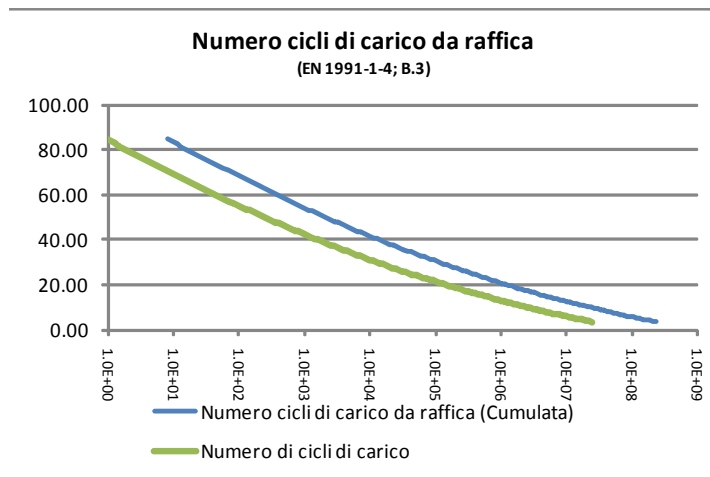
\* NOTA: trattazione valida se l'azione di trazione sul bullone (SLE Rara) è inferiore al precarico  $F_{p,c}$

**Verifiche a fatica delle giunzioni bullonate:**

**Azione di fatica del vento:**

Numero di cicli di carico da raffica ( $N_g$ ) per effetto  $\Delta S/S_k$  (Cumulata -  $V_N=50$  anni)  
(EN 1991-1-4; B3)

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



Sez. Verifica:

(-)

B

**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	0.40	0.40	0.20	0.00
Azioni cicliche: (-)	n. di cicli (-)	$\Delta\sigma_k$ (MPa)	$\Delta\tau_k$ (MPa)		
Fatica_Vento	-	25.66	13.54		
Fatica_BuffetingL1	3.20E+08	0.23	0.08		
Fatica_BuffetingL2	3.20E+08	0.43	0.08		
Fatica_BuffetingL3	1.60E+08	0.61	0.09		

**Tensioni di rottura per fatica:**

(EN 1993-1-9; 7.1)

Azioni normali:				Azioni tangenziali:	
$\Delta\sigma_c$ (MPa)	$N(\Delta\sigma_c)$ (-)	$\Delta\sigma_D$ (MPa)	$N(\Delta\sigma_D)$ (-)	$\Delta\tau_c$ (MPa)	$N(\Delta\tau_c)$ (-)
50	2.00E+06	36.8	5.00E+06	100	2.00E+06



Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	110 di 121

$\gamma_{Mf}$	$\gamma_{Ff}$
(-)	(-)
1.15	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	0.00	<b>0.00</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>0.00</b>	

La verifica è ampiamente soddisfatta.

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	111 di 121

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

**Verifica a fatica delle Giunzioni bullonate:**

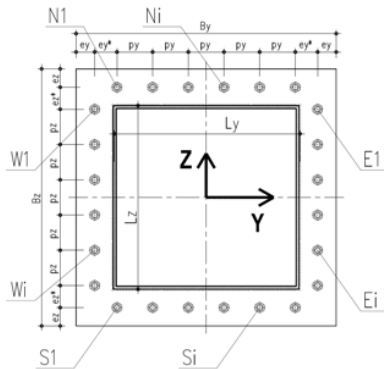
(EN 1993-1-9; 7.1)

**Azioni di verifica agli SLE:**

		Geometria del profilo in acciaio:		
Sez Verifica		L <sub>y</sub>	L <sub>z</sub>	s
		(m)	(m)	(m)
<b>C</b>	BaseMont	<b>1.40</b>	<b>0.90</b>	<b>0.015</b>

**Sollecitazioni Fatica - BaseMont**

	Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	VYZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
Fatica_Vento (1)	0	0	97	97	1140	-681	0
Fatica_BuffetingL1 (2)	0	0	1	1	7	-6	4
Fatica_BuffetingL2 (3)	0	0	1	1	13	-8	6
Fatica_BuffetingL3 (4)	0	0	1	1	18	-8	7



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

**Proprietà dei bulloni**

=s	n <sub>E=W</sub>	Φ <sub>BULLONE</sub>	A <sub>NOM_BULLONE</sub>	Φ <sub>BULL-FILETTO</sub>	A <sub>RES_BULLONE</sub>
(mm)	(-)	(mm)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm <sup>2</sup> )
11		30	707	26.7	561

r	B <sub>z</sub>	SPIASTRA	e <sub>y</sub>	e <sub>y</sub> *	e <sub>z</sub>	e <sub>z</sub> *	p <sub>v</sub>	p <sub>z</sub>
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
3	1.8	0.03	0.1	0.1	0.1	0.125	0.1500	0.1350

**Caricatura 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 <sub>RES_BULLONATURA</sub>	I <sub>y-G_TOTALE</sub>	I <sub>z-G_TOTALE</sub>
(m <sup>2</sup> )	(m <sup>4</sup> )	(m <sup>4</sup> )
0.02020	0.007276	0.004440

	N <sub>MIN</sub> (Complex) (kN)	N <sub>MAX</sub> (Traz) (kN)
Fatica_Vento	<b>-41.99</b>	<b>41.99</b>
Fatica_BuffetingL1	<b>-0.57</b>	<b>0.55</b>
Fatica_BuffetingL2	<b>-0.81</b>	<b>0.78</b>
Fatica_BuffetingL3	<b>-0.95</b>	<b>0.92</b>

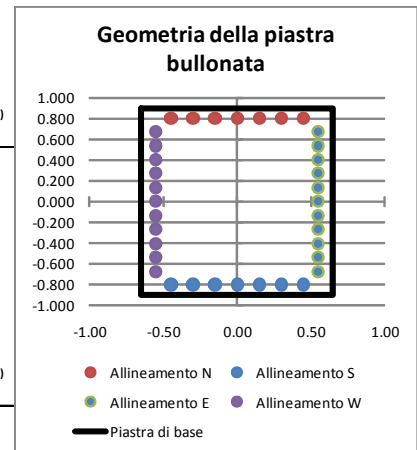
**Procedura B)**

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

(Sollecitazione determinata in presso-flessione deviata)

Analisi B) significativa	σ <sub>c</sub>	σ <sub>s</sub>
(-)	(Mpa)	(Mpa)
<b>s</b>	<b>1.66</b>	<b>62</b>
	<b>0.00</b>	<b>0</b>
	<b>0.00</b>	<b>0</b>
	<b>0.00</b>	<b>0</b>

	N <sub>MAX</sub> (Traz) (kN)
Fatica_Vento	<b>34.64</b>
Fatica_BuffetingL1	<b>0.00</b>
Fatica_BuffetingL2	<b>0.00</b>
Fatica_BuffetingL3	<b>0.00</b>



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

Taglio		Torsione		V <sub>L,MAX</sub> (kN)
V <sub>Yi</sub>	V <sub>Zi</sub>	V <sub>Yi,MAX</sub>	V <sub>Zi,MAX</sub>	
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
0.00	2.70	43.68	24.57	<b>51.50</b>
0.00	0.02	0.26	0.15	<b>0.31</b>
0.00	0.03	0.50	0.28	<b>0.59</b>
0.00	0.03	0.70	0.39	<b>0.82</b>

Variatione tensionale per effetto dei singoli carichi ciclici:

Pre-carico 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)	(-)
314	N

Rigidità assiale del bullone e della lamiera:

$K_{BULL}$	$K_{LAM}$	$r=K_{LAM}/K_{BULL}$
(kN/m)	(kN/m)	(-)
1745333.333	13962666.67	8

	$\Delta N_{MAX}$	$\Delta N_{MAX-BULLONE}$	$\Delta \sigma_{TRAZ-RIDOTTA}^*$	$\Delta \tau$
	(kN)	(kN)	(MPa)	(MPa)
<b>Fatica_Vento</b>	42	42	<b>75</b>	<b>92</b>
<b>Fatica_BuffetingL1</b>	1	1	<b>1</b>	<b>1</b>
<b>Fatica_BuffetingL2</b>	1	1	<b>1</b>	<b>1</b>
<b>Fatica_BuffetingL3</b>	1	1	<b>2</b>	<b>1</b>

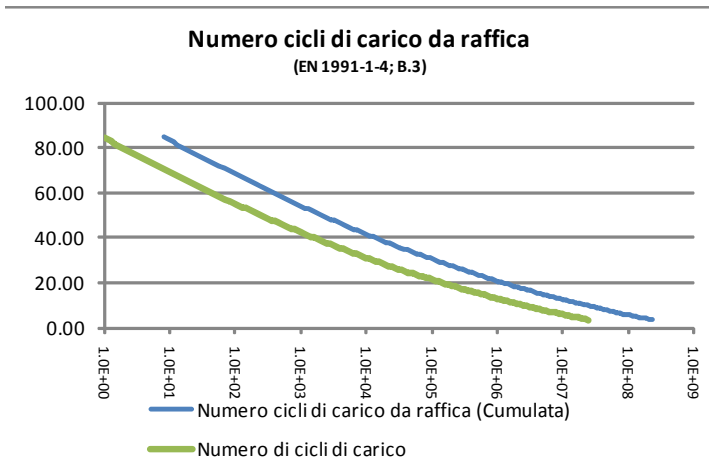
\* NOTA: trattazione valida se l'azione di trazione sul bullone (SLE Rara) è inferiore al pre-carico  $F_{p,c}$

**Verifiche a fatica delle giunzioni bullonate:**

**Azione di fatica del vento:**

Numero di cicli di carico da raffica ( $N_g$ ) per effetto  $\Delta S/S_k$  (Cumulata -  $V_N=50$  anni)  
(EN 1991-1-4; B3)

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



Sez. Verifica:

(-)

C

**Cicli di carico per Buffeting:**

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

n. veicoli/gg (-)	L (anni)	Lane allocation factors, $F_i$			
		F1 (-)	F2 (-)	F3 (-)	F4 (-)
7000	50	0.40	0.40	0.20	0.00
Azioni cicliche: (-)	n. di cicli (-)	$\Delta\sigma_k$ (MPa)	$\Delta\tau_k$ (MPa)		
Fatica_Vento	-	74.84	91.80		
Fatica_BuffetingL1	3.20E+08	0.97	0.56		
Fatica_BuffetingL2	3.20E+08	1.39	1.05		
Fatica_BuffetingL3	1.60E+08	1.65	1.46		

**Tensioni di rottura per fatica:**

(EN 1993-1-9; 7.1)

Azioni normali:				Azioni tangenziali:	
$\Delta\sigma_c$ (MPa)	$N(\Delta\sigma_c)$ (-)	$\Delta\sigma_D$ (MPa)	$N(\Delta\sigma_D)$ (-)	$\Delta\tau_c$ (MPa)	$N(\Delta\tau_c)$ (-)
50	2.00E+06	36.8	5.00E+06	100	2.00E+06

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	114 di 121

(-)	(-)
1.15	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	0.01	<b>0.01</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>0.007</b>	

La verifica è ampiamente soddisfatta.

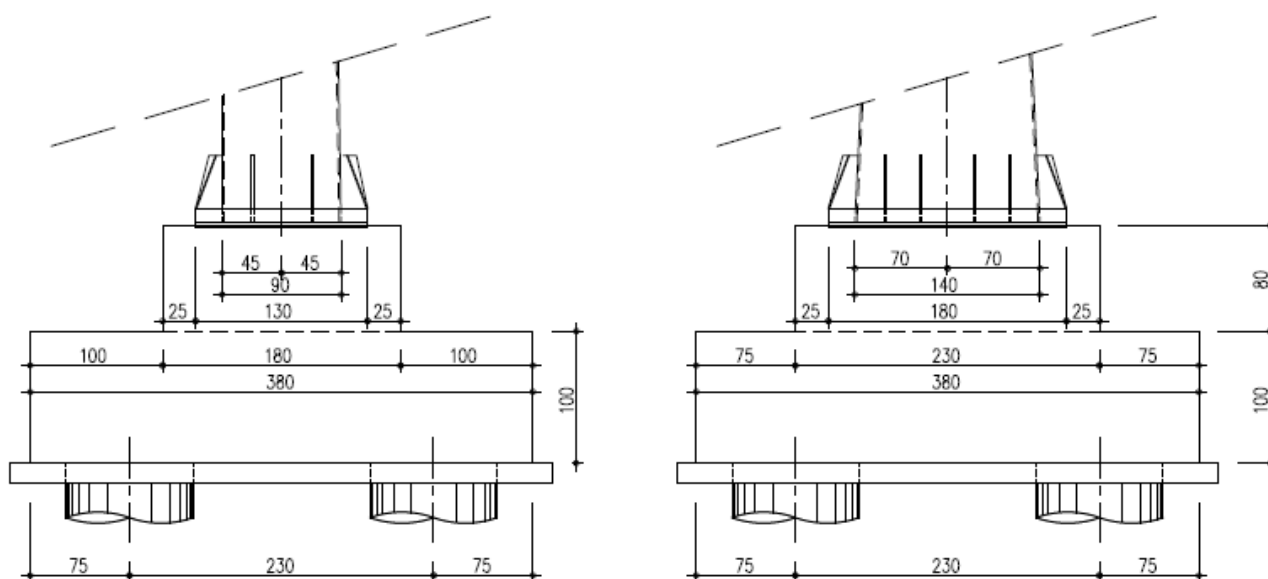
Si evidenzia che, cautelativamente, non si è considerato l'effetto di riduzione delle tensioni per effetto del pretiro sui tirafondi.

## 9. PLINTO E PALI DI FONDAZIONE

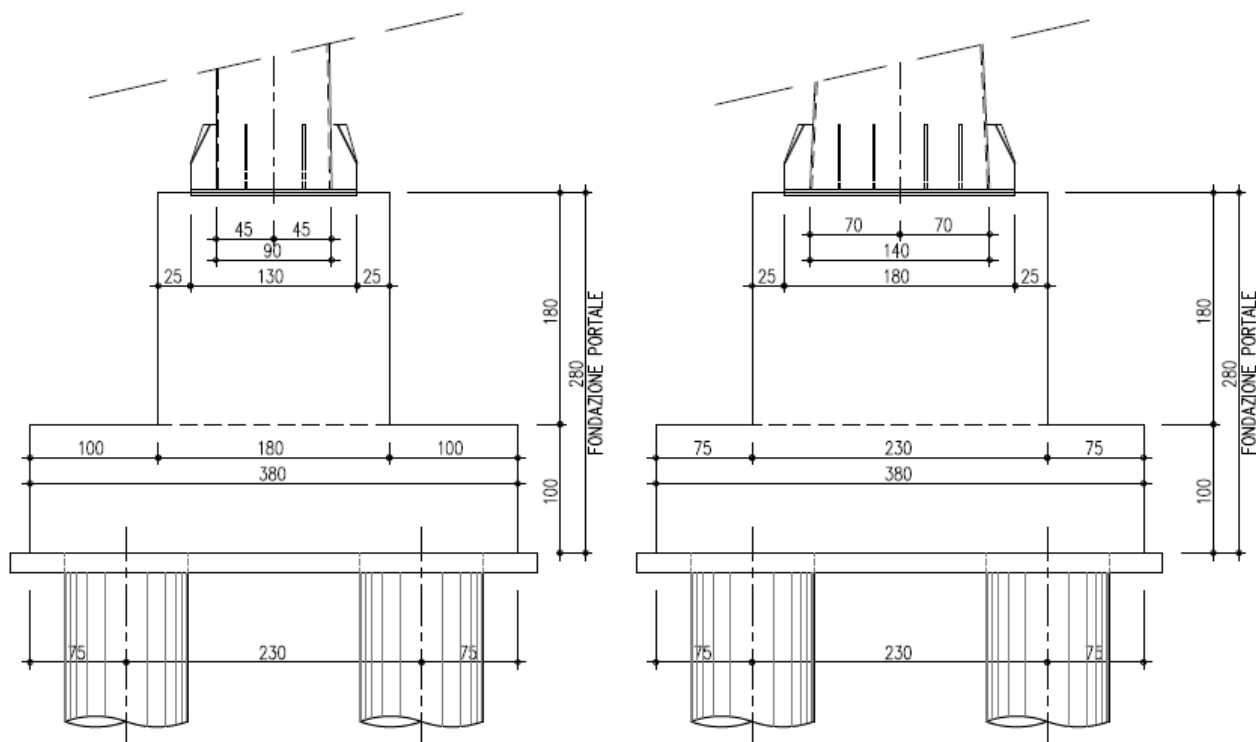
Nel presente capitolo si riportano i calcoli di verifica del plinto di fondazione e dei pali.

### 9.1 Descrizione e ipotesi di calcolo

Il plinti in esame, le cui geometrie sono rappresentate nelle figure seguenti, sono fondati su quattro pali trivellati o elica  $\Phi=0.80$  m, di lunghezza variabile in funzione della stratigrafia locale e della carpenteria (terreno piano o rilevato), aventi interasse  $i=2.30$  m. Per maggiori dettagli si rimanda alla trattazione geotecnica ed agli elaborati grafici di dettaglio.



**Fig. 76 – Sezioni del plinto di fondazione - terreno pianeggiante**



**Fig. 77 – Sezioni del plinto di fondazione - posa su rilevato**

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

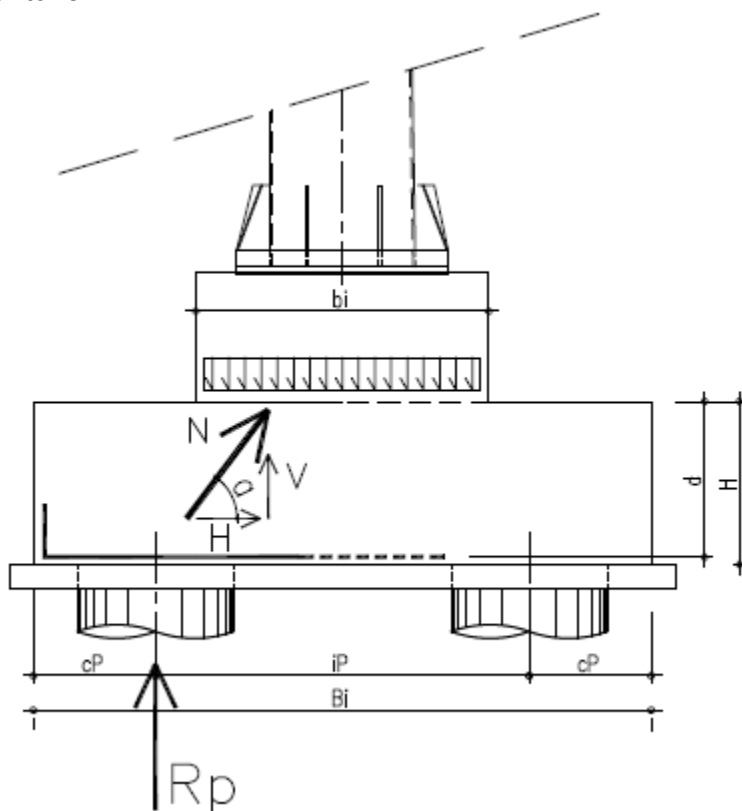
Le verifiche strutturali della suola di fondazione, invece, si sono effettuate nell'ipotesi di struttura "tozza", individuando un meccanismo resistente a "tirante-puntone".

### **9.1.1 Verifica dei pali di fondazione**

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

### 9.1.2 Verifica del plinto di fondazione

Per la verifica del plinto di fondazione, solidale col sistema di fondazioni profonde costituito dai quattro pali trivellati o elica  $\Phi=0.8$  m, si identifica un meccanismo resistente del tipo "tirante-puntone".



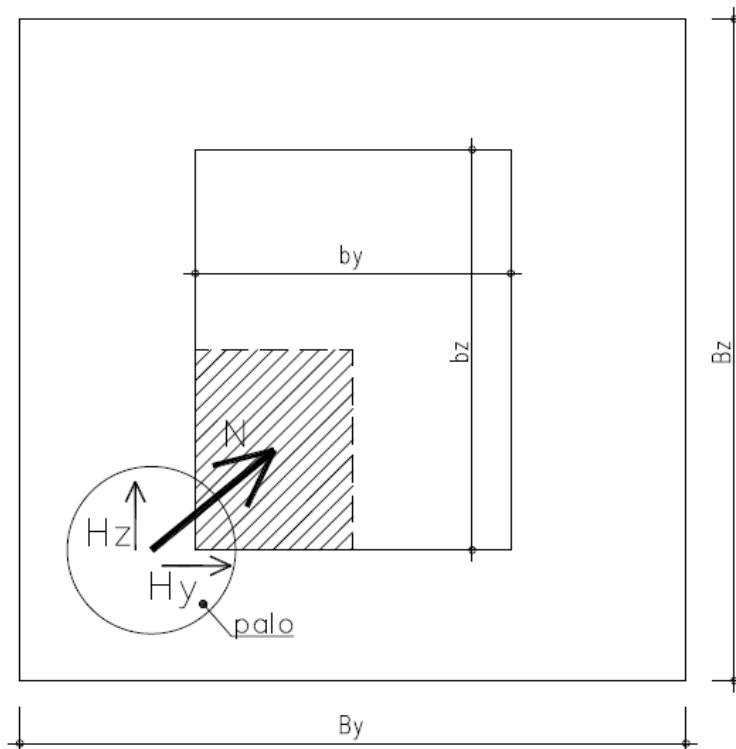
**Fig. 78 – Meccanismo resistente a Tirante-puntone**

Si assumono le seguenti ipotesi:

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

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





**Fig. 79 – Individuazione qualitativa in pianta del puntone**

Posa su terreno pianeggiante:

Le grandezze in gioco sono le seguenti:

- Rp= 676 kN
- By= Bz = 3.80 m
- by= 1.80 m
- bz= 2.30 m
- cp= 0.75 m
- ip= 2.30 m
- H = 1.00 m
- d = 0.95 m

La distanza in pianta tra il baricentro del palo e il baricentro dell'area resistente alla quota H, è pari a circa  $(0.7^2 + 0.575^2)^{0.5} = 0.91$  m considerando la configurazione del palo più gravosa.

L'angolo di inclinazione del puntone compresso è quindi:

$$\text{Tang}(\alpha) = 0.95/0.91 = 1.044$$

$$\alpha = 46.23^\circ \text{ circa}$$

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	119 di 121

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

$$H = R_p / \tan(\alpha) = 676 / 1.044 = 648 \text{ kN}$$

$$N = R_p / \sin(\alpha) = 676 / 0.722 = 936 \text{ kN}$$

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

$$A_{sY-\min} = \left( H \times \frac{0.70}{0.91} \right) / \left( \frac{450}{1.15} \right) = 1274 \text{ mm}^2$$

$$A_{sZ-\min} = \left( H \times \frac{0.525}{0.91} \right) / \left( \frac{450}{1.15} \right) = 956 \text{ mm}^2$$

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

$$n_{Y\_BARRE-MIN} = 1274 / 452 = 2.82/m$$

$$n_{Z\_BARRE-MIN} = 956 / 452 = 2.12/m$$

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

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

$$P_{C,Rd} = 0.2 \times 0.95 \times 1 \times 15870 \times 0.722 = 2177 \text{ kN} > 936 \text{ kN}$$

La verifica è abbondantemente soddisfatta.

#### Posa su rilevato:

Le grandezze in gioco sono le seguenti:

- $R_p = 729 \text{ kN}$
- $B_y = B_z = 3.80 \text{ m}$
- $b_y = 1.80 \text{ m}$
- $b_z = 2.30 \text{ m}$
- $c_p = 0.75 \text{ m}$
- $i_p = 2.30 \text{ m}$
- $H = 1.00 \text{ m}$
- $d = 0.95 \text{ m}$

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	120 di 121

La distanza in pianta tra il baricentro del palo e il baricentro dell'area resistente alla quota H, è pari a circa  $(0.7^2 + 0.575^2)^{0.5} = 0.91$  m considerando la configurazione del palo più gravosa.

L'angolo di inclinazione del puntone compresso è quindi:

$$\text{Tang}(\alpha) = 0.95/0.91 = 1.044$$

$$\alpha = 46.23^\circ \text{ circa}$$

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

$$H = R_p / \text{Tang}(\alpha) = 729 / 1.044 = 698 \text{ kN}$$

$$N = R_p / \sin(\alpha) = 729 / 0.722 = 1010 \text{ kN}$$

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

$$A_{S_{Y-\min}} = \left( H \times \frac{0.70}{0.91} \right) / \left( \frac{450}{1.15} \right) = 1372 \text{ mm}^2$$

$$A_{S_{Z-\min}} = \left( H \times \frac{0.525}{0.91} \right) / \left( \frac{450}{1.15} \right) = 1031 \text{ mm}^2$$

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

$$n_{Y\_BARRE-MIN} = 1372 / 452 = 3.03/\text{m}$$

$$n_{Z\_BARRE-MIN} = 1031 / 452 = 2.27/\text{m}$$

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

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

$$P_{C,Rd} = 0.2 \times 0.95 \times 1 \times 15870 \times 0.722 = 2177 \text{ kN}$$

La verifica è abbondantemente soddisfatta.

Doc.:	STR0011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	121 di 121

## 9.2 Verifica geotecnica delle fondazioni

Si rimanda alla relazione di calcolo geotecnica dedicata.

# **Portale a bandiera per pannelli LCS**

*RELAZIONE DI CALCOLO*

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	2 di 86

## INDICE

<b>1. INTRODUZIONE</b> .....	<b>4</b>
<b>2. RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI</b> .....	<b>9</b>
<b>3. MATERIALI</b> .....	<b>11</b>
3.1 Conglomerati cementizi.....	11
3.2 Acciaio ad aderenza migliorata .....	12
3.3 Acciaio da carpenteria.....	12
3.4 Bulloni ad alta resistenza .....	13
3.5 Saldature .....	13
<b>4. SOFTWARE DI CALCOLO</b> .....	<b>14</b>
<b>5. CARICHI DI PROGETTO</b> .....	<b>15</b>
5.1 Elenco delle condizioni di carico elementari.....	15
5.2 Valutazione delle azioni sulla struttura .....	15
5.2.1 Carichi permanenti - Pesi propri e permanenti portati ( $g_1-g_2$ ).....	15
5.2.2 Azioni dei carichi variabili ( $Q_{ak}$ ).....	18
5.2.3 Azioni del vento ( $Q_{wk}$ ) .....	18
5.2.4 Carico da neve .....	28
5.2.5 Temperatura .....	29
5.2.6 Azione sismica ( $E_K$ ) .....	30
<b>6. COMBINAZIONI DI CARICO</b> .....	<b>34</b>
6.1 Combinazioni per gli S.L.U. ....	34
6.2 Combinazioni per gli S.L.E. ....	35
<b>7. ANALISI STRUTTURALE</b> .....	<b>36</b>
7.1 Generalità.....	36
7.2 Caratteristiche di sollecitazione elementari .....	37
7.2.1 Enve SLU – A1 e A2_ SOLLECITAZIONI SULLA COLONNA .....	42
7.2.2 Enve SLU – A1 e A2_ SOLLECITAZIONI SULLA TRAVE .....	48
7.3 Spostamenti .....	53
7.4 Azioni in fondazione .....	55
7.4.1 Fondazioni per posa su terreno pianeggiante .....	57
7.4.2 Fondazioni per posa su rilevato.....	59
<b>8. VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA'</b> .....	<b>61</b>
8.1 Struttura metallica in elevazione .....	61
8.1.1 Sollecitazioni di verifica .....	61
8.1.2 Verifica delle sezioni in acciaio.....	64
8.1.1 Verifica delle saldature a cordone d'angolo.....	73
8.1.2 Verifica dei giunti di connessione .....	77
8.1.2.1 Verifica del giunto "Sez A" .....	78

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	3 di 86

8.1.2.2	Verifica del giunto "Sez C" - Connessione di base .....	81
8.2	Ancoraggio alle strutture di fondazione .....	84

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	4 di 86

## 1. INTRODUZIONE

La segnaletica verticale d'informazione, come servizio all'utenza, è da sempre uno degli obiettivi più importanti della Società AUTOSTRADE per l'Italia S.p.A.

La presente relazione contiene le ipotesi progettuali assunte e le principali risultanze delle analisi, sia relativamente alla parte in elevazione, sia alla struttura di fondazione, per il portale tipologico denominato "Portale a bandiera per pannelli LCS", avente lunghezza massima dello sbraccio pari a 7.0 m.

La struttura in progetto è finalizzata al sostenimento della cartellonistica stradale a servizio dei veicoli in transito sulla sede autostradale.

La parte in elevazione è costituita da un montante a sezione scatolare variabile con l'altezza e pari a 700x500 mm alla base, 500x700 mm in sommità (BxH), dello spessore di 12mm, vincolato a terra attraverso un sistema di tirafondi solidali col plinto di fondazione, avente impronta triangolare in pianta e fondato su tre pali trivellati o elica  $\Phi=600$  mm.

Il pannello LCS è sorretto da tubolari scatolari in acciaio 200x100x10mm, solidarizzati alla mensola della struttura principale attraverso collari bullonati.

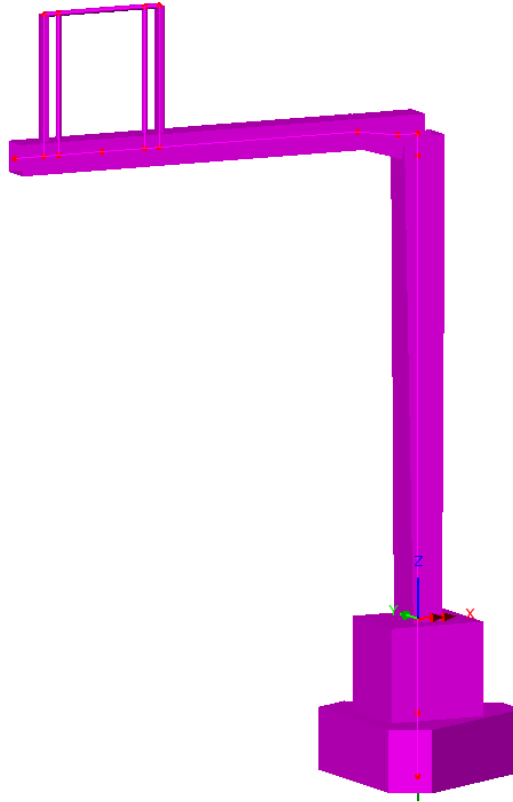
La mensola è costituita anch'essa da una struttura composta in acciaio avente sezione quadrata di 500x500 mm (BxH) e lunghezza massima dello sbraccio pari a 10 m (misurata dall'asse del montante).

La struttura, costituita da due parti principali; si realizza in stabilimento attraverso saldature a piena penetrazione e, una volta mobilitata in prossimità del luogo di montaggio, si assembla attraverso giunzioni bullonate con schema resistente "a taglio".

Le lamiere hanno spessore  $s= 10$  mm per la parte dello sbraccio (lunghezza massima  $L_{MAX}=7.0$  m);  $s= 12$  mm a costituire la restante porzione della mensola e la colonna montante.



Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	5 di 86

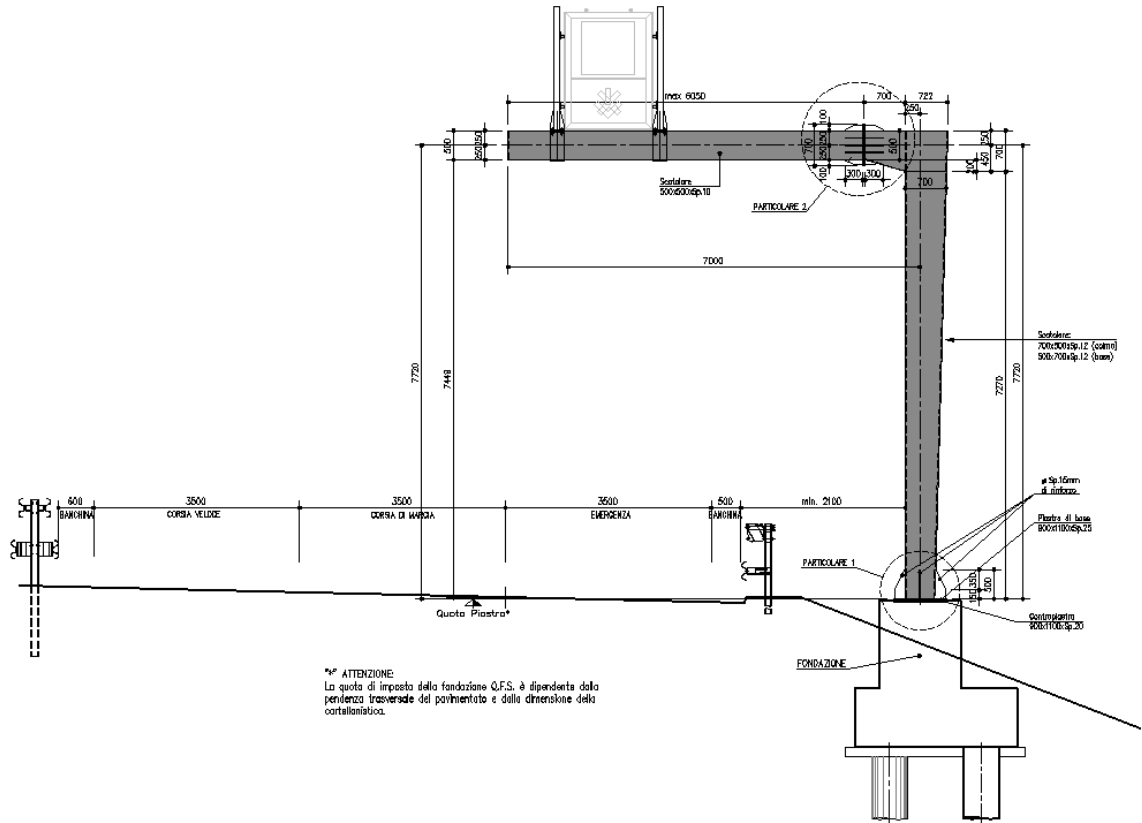


**Fig. 1 – Vista 3D del portale**

La struttura dei cartelloni è costituita da un pannello a messaggio variabile LCS. La superficie massima esposta al vento è pari a  $1.50 \times 2.00 = 3 \text{ m}^2$  (BxH).

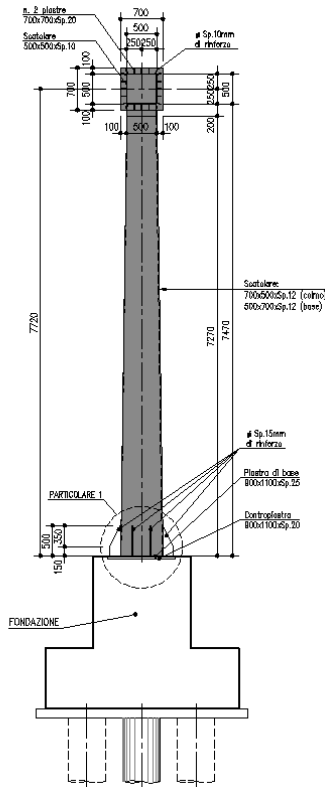
Nel prosieguo della relazione si riporteranno, per brevità, le immagini di carpenteria del portale con fondazione per posa su terreno pianeggiante, omettendo, tranne nei capitoli dedicati alle verifiche delle fondazioni, quelle della tipologia prevista per la posa su rilevato. Si chiarisce che, le due strutture, risultano perfettamente identiche per la parte metallica e di cartellonistica. Risulta pure univoco il calcolo della pressione del vento agente in quanto, ai fini della verifica della struttura, la direzione significativa del flusso è quella perpendicolare alla parete cartellonata che non risente della posa su rilevato ( $c_f=1$ ).

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	6 di 86



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

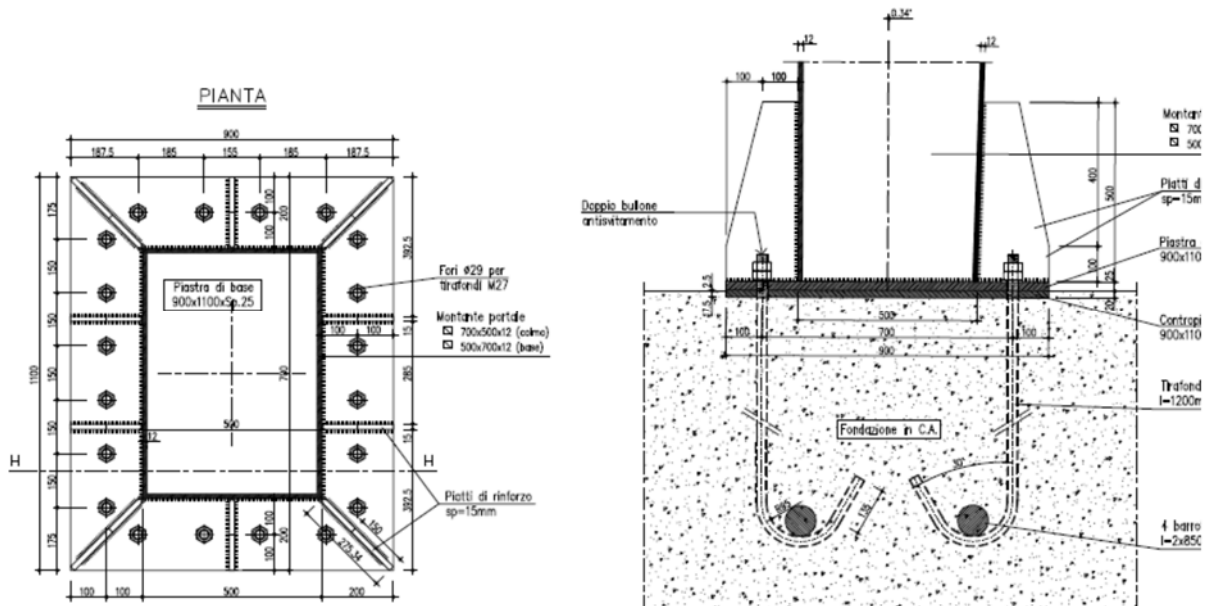
Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	7 di 86



**Fig. 3 – Vista laterale del portale**

Il collegamento alla base dei piedritti, con le strutture di fondazione, è composto da un sistema tirafondi-piastra, opportunamente irrigidita. E' previsto l'utilizzo di 20 tirafondi M27 cl. 8.8 lunghi 1.20 m; piastra di base di spessore  $s = 25$  mm e contropiastra  $s = 20$  mm.

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	8 di 86



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

Per ulteriori dettagli si rimanda ai pertinenti disegni di progetto.

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	9 di 86

## 2. RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI

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

### 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 ed estera:

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

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	10 di 86

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

Articoli e pubblicazioni:

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

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	11 di 86

### 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.

#### 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)
. pali	C25/30	(Rck $\geq$ 30 MPa)
. fondazioni	C28/35	(Rck $\geq$ 35 MPa)

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

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

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	12 di 86

### 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 ridurre l'aderenza al conglomerato; dovranno inoltre presentare sezione integra e priva di qualsiasi difetto.

### 3.3 Acciaio da carpenteria

La carpenteria metallica sarà realizzata in acciaio tipo 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 °C<sup>-1</sup>

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



Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	13 di 86

### 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)

### 3.5 Saldature

Le saldature dovranno essere realizzate secondo le indicazioni delle Norme CNR 10011/97 e in ottemperanza alle norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14.01.2008).

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

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	14 di 86

#### 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

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.

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	15 di 86

## 5. CARICHI DI PROGETTO

### 5.1 Elenco delle condizioni di carico elementari

Si calcola l'opera sottoposta alle azioni indotte da:

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

### 5.2 Valutazione delle azioni sulla struttura

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

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

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

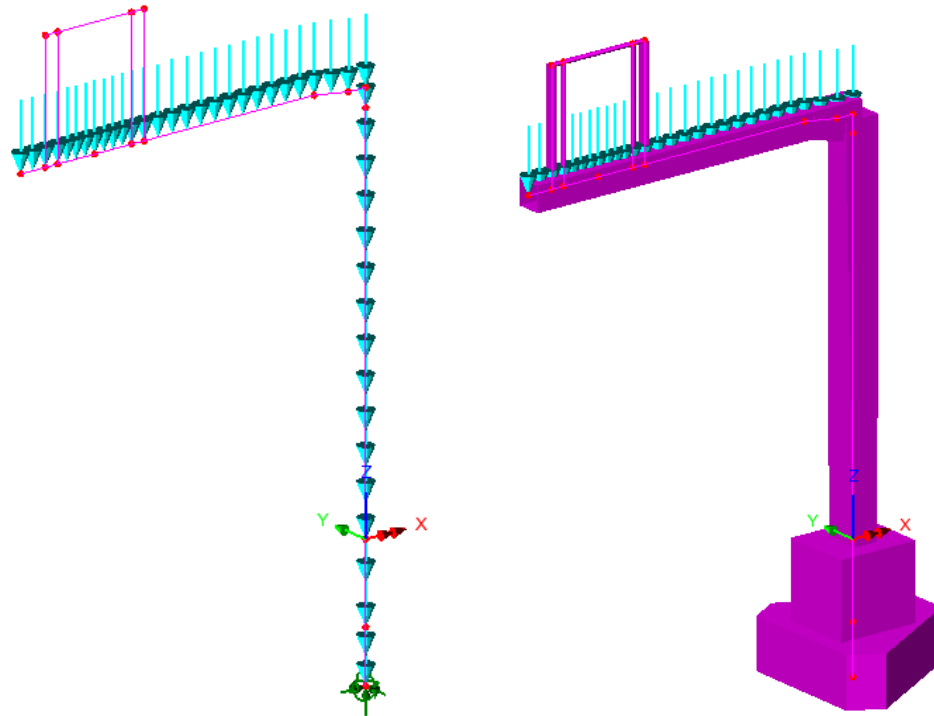
#### Pesi specifici dei materiali

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

Il peso dell'acciaio è stato amplificato del 10% per tener in conto i pesi degli accessori metallici (bulloneria, piastre ecc...).

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.

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	16 di 86

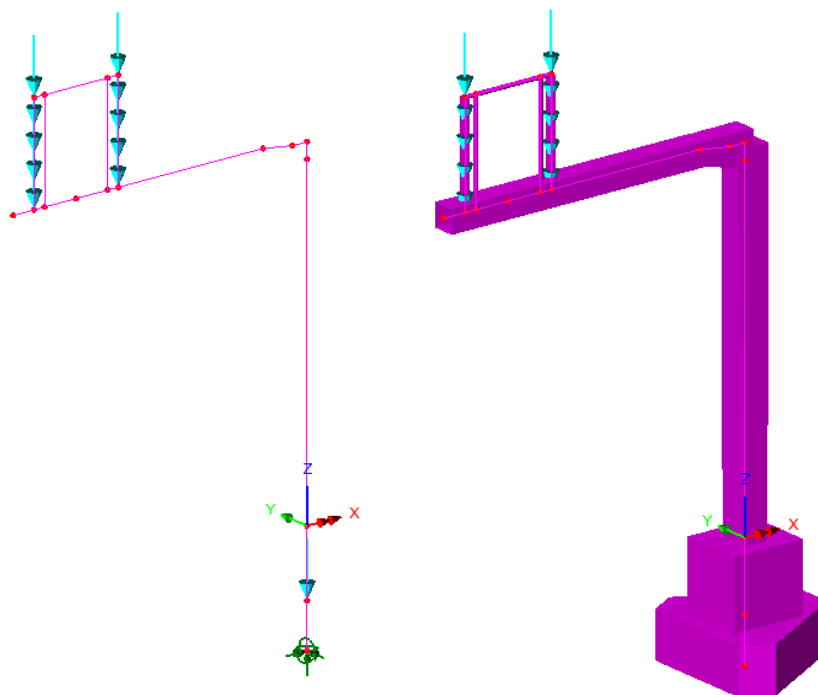


**Fig. 5 – Peso proprio degli elementi strutturali**

I carichi permanenti portati sono costituiti dal peso della cartellonistica e degli accessori di supporto- fissaggio in carpenteria metallica, oltre al peso proprio del terreno sovrastante la suola di fondazione.

Il peso permanente portato relativo al pannello LCS è pari a:

- Cartellone: 3 kN.



**Fig. 6 – Pesì permanenti portati**

Si considera inoltre il peso del terreno gravante sulla ciabatta di fondazione per la parte in allargamento a quota inferiore. Con riferimento agli elaborati grafici a corredo, e assumendo un peso proprio del terreno pari a  $20 \text{ kN/m}^3$ , si ottiene:

Posa su terreno pianeggiante:

Peso del terreno portato:  $(5.87 - 1.6 \times 1.4) \times 0.80 \times 20 = 58.50 \text{ kN}$

Posa su rilevato:

Peso del terreno portato:  $(5.87 - 1.6 \times 1.4) \times 1.50 \times 20 = 109 \text{ kN}$

Tale azione risultante si applica nel baricentro della fondazione.

Si è operato, in entrambi gli scenari precedenti, considerando il massimo ricoprimento di terreno realizzabile, al fine di massimizzare l'azione sui pali.

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	18 di 86

### 5.2.2 Azioni dei carichi variabili ( $Q_{ak}$ )

In relazione alla tipologia ed alla geometria delle opere in progetto, che non consentono l'accesso di personale sulle strutture anche in caso di interventi di manutenzione, nelle analisi si è omessa la presenza di carichi variabili differenti da quelli esplicitati nel seguito.

### 5.2.3 Azioni del vento ( $Q_{wk}$ )

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

In merito ai parametri che caratterizzano il valore della pressione del vento in relazione alla posizione geografica, alla classe di rugosità ed all'esposizione del sito, si è operato in termini di 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:

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	19 di 86

Montante verticale:

**Calcolo parametri di base**

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
$v_{b,0}$	27 4.1.(1)P
$a_0$	1000 m (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
$k_s$	0.015 1/s (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
$v_{b,0}$	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
$c_{rostron}$	<b>1.00</b> 4.2.(2)P - nota 3
$c_r$	0.96 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)
$c_{red}$	<b>1.00</b> fattore di struttura
$k_1$	<b>1.00</b> fattore di turbolenza (valore raccomandato da N.A.D.)
$c_a$	<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)
$v_m(z)$	25.8 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.)
$I_v(z)$	0.20
$I_v(0)$	0.23
$c_s(z)$	2.1887
$q_p(z)$	397.24
$q_p(0)$	820.37

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	20 di 86

**Caratteristiche pila**

<b>b</b>	<b>0.7</b> m (cfr. figura)
<b>d</b>	<b>0.5</b> (m) EN 1991-1-4 §8.1. (5) + NAD
<b>r</b>	<b>0.0001</b> raggio smusso (m)
<b>z<sub>max</sub></b>	<b>7.7</b> m quota testa pila
<b>φ</b>	<b>1</b> rapporto di solidità (EN 1991-1-4 cap. 7.1.3.2(3))
<b>d/b</b>	0.714
<b>l/b</b>	11.00
<b>r/b</b>	0.000142857
<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>	2.40 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) fig. 7.23
<b>ψ<sub>r</sub></b>	1.00 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) fig. 7.24 (valore max =1)
<b>ψ<sub>z</sub></b>	<b>0.91</b> EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) fig. 7.36
<b>c<sub>f</sub></b>	2.18 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) (7.9)
<b>f<sub>w,0</sub></b>	<b>1788.09</b>
<b>f<sub>w,(zmax)</sub></b>	<b>2173.59</b>
<b>z<sub>min</sub></b>	<b>4</b>

Dove:

- as = 450 m quota ipotizzata del sito
- z<sub>MAX</sub> = 7.7 m Altezza massima da terra del fusto del montante
- b = 0.70 m larghezza della sezione investita dal vento assunta, cautelativamente, pari alla larghezza alla quota massima
- d = 0.50 m lunghezza della sezione investita dal vento

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

- f<sub>wMAX</sub> = 2.174 kN/m<sup>2</sup>

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: 2.174\*0.70= 1.53 kN/m.



Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	21 di 86

Mensola orizzontale:

**Calcolo parametri di base**

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
$a_r$	<b>450</b> m - quota sito
$v_{b,0}$	27 4.1.(1) P
$a_0$	500 m (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
$k_a$	0.015 1/s (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
$v_{b,0}$	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
$c_{z,arean}$	<b>1.00</b> 4.2.(2) P - nota 3
$c_r$	0.94 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)
$c_{r,ed}$	<b>1.00</b> fattore di struttura
$k_t$	<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
$z_{0H}$	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)
$v_m(z)$	25.4 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.)
$I_v(z)$	0.20
$I_v(0)$	0.23
$c_s(z)$	2.1303
$q_p(z)$	970.62
$q_p(0)$	820.37

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	22 di 86

## Caratteristiche pila

<b>b</b>	<b>0.5</b> m (cfr. figura)
<b>d</b>	<b>0.5</b> (m) EN 1991-1-4 §8.1. (5) + NAD
<b>r</b>	<b>0.0001</b> raggio smusso (m)
<b>z<sub>max</sub></b>	<b>7</b> m quota testa pila
<b>φ</b>	<b>1</b> rapporto di solidità (EN 1991-1-4 cap. 7.1.3.2(3))
<b>d/b</b>	1.000
<b>l/b</b>	14.00
<b>r/b</b>	0.0002
<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>	2.30 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) fig. 7.23
<b>ψ<sub>r</sub></b>	1.00 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) fig. 7.24
<b>ψ<sub>z</sub></b>	<b>0.91</b> EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) fig. 7.36
<b>c<sub>f</sub></b>	2.09 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) (7.9)
<b>f<sub>w,0</sub></b>	<b>1718.60</b>
<b>f<sub>w,(zmax)</sub></b>	<b>2033.36</b>
<b>z<sub>min</sub></b>	<b>4</b>

Dove:

- $a_s = 450$  m quota ipotizzata del sito
- $z_{MAX} = 7.7$  m altezza da terra del baricentro della sezione della mensola
- $b = 0.50$  m larghezza della sezione investita dal vento
- $d = 0.50$  m lunghezza della sezione investita dal vento

Si ottiene una pressione massima agente alla quota dell'asse della mensola di:

- $f_{wMAX} = 2.034$  kN/m<sup>2</sup>

L'azione del vento si implementa nel modello di calcolo quale forza per unità di lunghezza, agente lungo lo sviluppo dello sbraccio nei soli tratti esposti (non in ombra ai cartelloni) e di intensità:  $2.034 \cdot 0.50 = 1.02$  kN/m.

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	23 di 86

Cartellone – 2.00 x 2.00 m (BxH):

a favore di sicurezza si utilizza una dimensione del pannello 2.0x2.0m in modo da considerare il vento agente anche sui supporti laterali.

**Calcolo parametri di base**

Categoria sito	<b>II</b>	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
$a_r$	<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
$c_{s,area}$	<b>1.00</b>	4.2.(2) P - nota 3
$c_r(z)$	0.99	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.)
$c_a$	<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)
$v_m(z)$	26.6	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.)
$I_v(z)$	0.19	
$c_e(z)$	2.2823	
$q_v(z)$	1039.86	

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	24 di 86

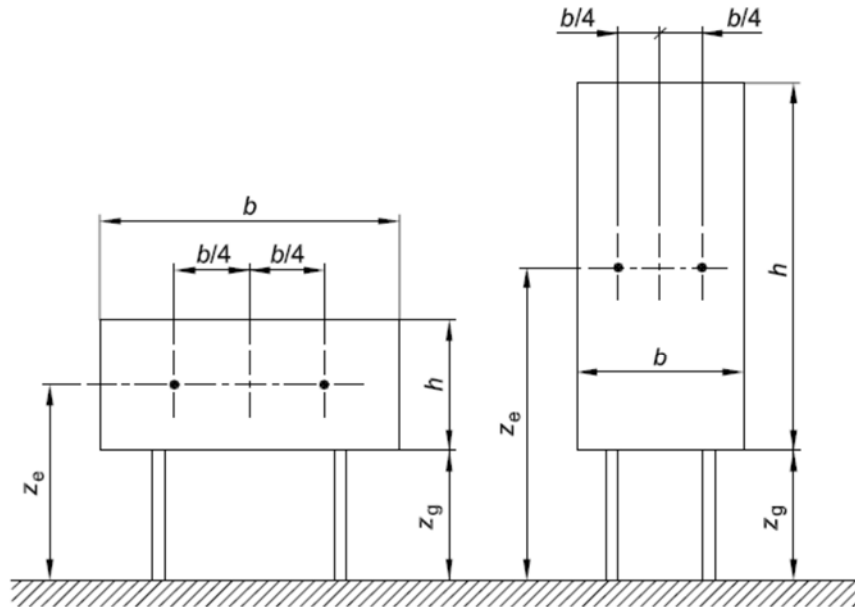
**Caratteristiche cartellone**

<b>b</b>	<b>2</b> Larghezza complessiva pannello
<b>h</b>	<b>2</b> Altezza complessiva pannello
<b>z<sub>e</sub></b>	<b>9.0</b> (m) Quota baricentro pannello
A <sub>ref</sub>	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</b> Frequenza struttura
<b>m<sub>e</sub></b>	<b>243</b> kg/m massa generalizzata
<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> )	59.60
B <sup>2</sup>	0.86 Frequenza adimensionale EN 1991-1-4 B.2 (B2)
f <sub>L</sub> (z, n)	6.72
SL(zn)	3.89E-02
η <sub>h</sub>	1.04
η <sub>b</sub>	1.04
R <sub>h</sub>	0.56
R <sub>b</sub>	0.56
R <sup>2</sup>	0.84
v	2.11 EN 1991-1-4 (B.5)
T	600 (s) intervallo misurazione vm
k <sub>p</sub>	3.00
c <sub>s</sub>	0.88
c <sub>d</sub>	1.11
<b>c<sub>s</sub>c<sub>d</sub></b>	<b>1.07</b>

Si utilizza c<sub>s</sub>c<sub>d</sub> = 1.10.

Ottenendo una pressione sul cartellone pari a q<sub>w</sub> = 2.06 kN/m<sup>2</sup>.

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



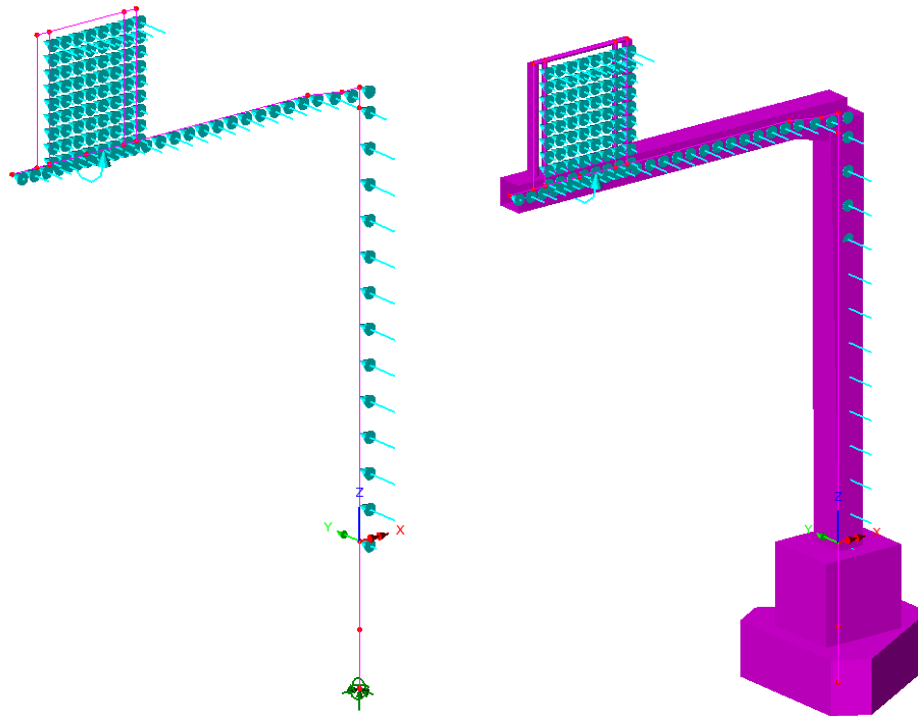
Nota 1 altezza di riferimento:  $z_e = z_g + h/2$ .

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

- $as = 450$  m                      quota ipotizzata del sito
- $z_e = 9.00$  m                    altezza del baricentro della superficie del cartellone investita dal vento
- $b = 2.00$  m                      larghezza della superficie del singolo cartellone investita dal vento
- $h = 2.00$  m                      altezza della superficie del cartellone investita dal vento
- $b/4 = 0.50$  m                    eccentricità del punto di applicazione della risultante del vento dal baricentro geometrico della superficie del cartellone
- $m_e = 243$  kg/m                massa equivalente, determinata considerando la massa dello sbraccio della mensola e quella del cartellone (con tubolari di ancoraggio), mediata su un metro di lunghezza
- $\eta_{1x} = 3.0$  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:  $2.06 \text{ kN/m}^2$ . Si considera l'effetto di eccentricità del punto di applicazione richiesto in normativa attraverso l'applicazione del momento di trasporto  $M_{VENTO1} = 4.12 \text{ kNm}$ .

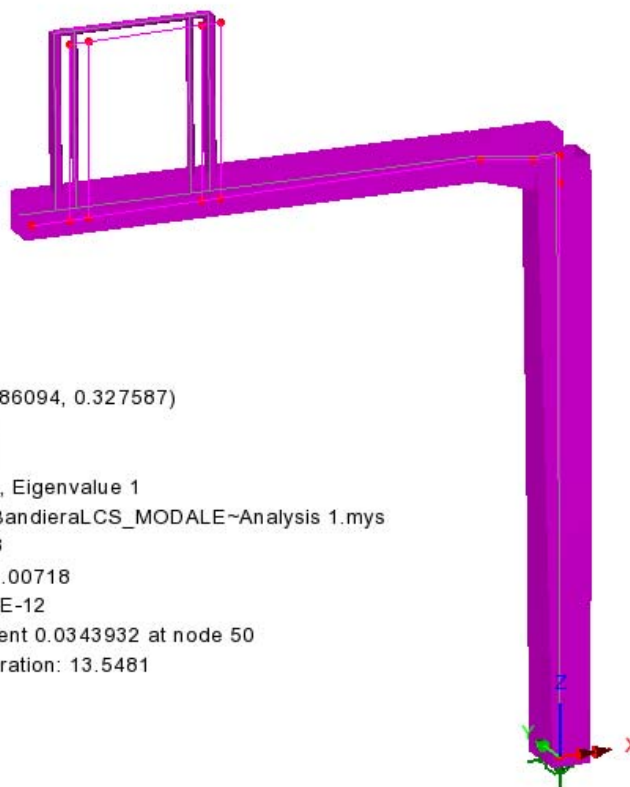
Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	26 di 86



**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. Si è ottenuto quanto segue:

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	27 di 86



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

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	28 di 86

### 5.2.4 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 copertuta
- $\mu_i=0.80$  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:

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

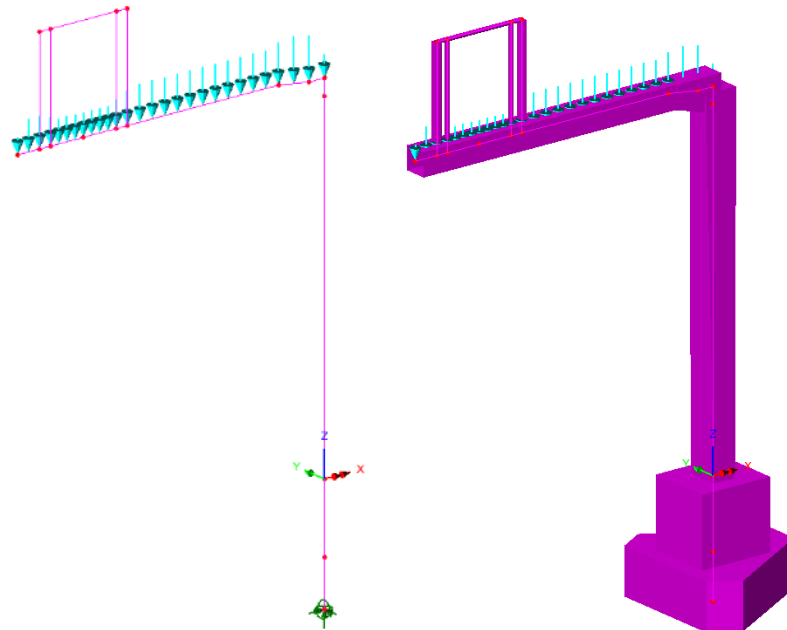
Per la quantificazione del carico da neve si è adottato il valore  $q_{sk}$  relativo alla zona geografica 1, alla quota di 200 m.s.l.m.m.

Tale azione è applicata alla struttura quale carico lineare uniformemente distribuito agente per l'intero sviluppo della mensola.

La larghezza di applicazione del carico coincide con la larghezza della sezione metallica, pari a 0.50m. Si applica quindi alla struttura un carico da neve di intensità:

$$q_s = 1.20 \times 0.50 = 0.60 \text{ kN} / \text{m}$$





**Fig. 9 – Carico da neve**

### 5.2.5 Temperatura

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

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	30 di 86

### 5.2.6 Azione sismica ( $E_k$ )

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

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	31 di 86

$\eta$  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 secondi)

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

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

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

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

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

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

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

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

Mentre, i valori di  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $S$  ed  $\eta$ , 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:

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

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	32 di 86

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:

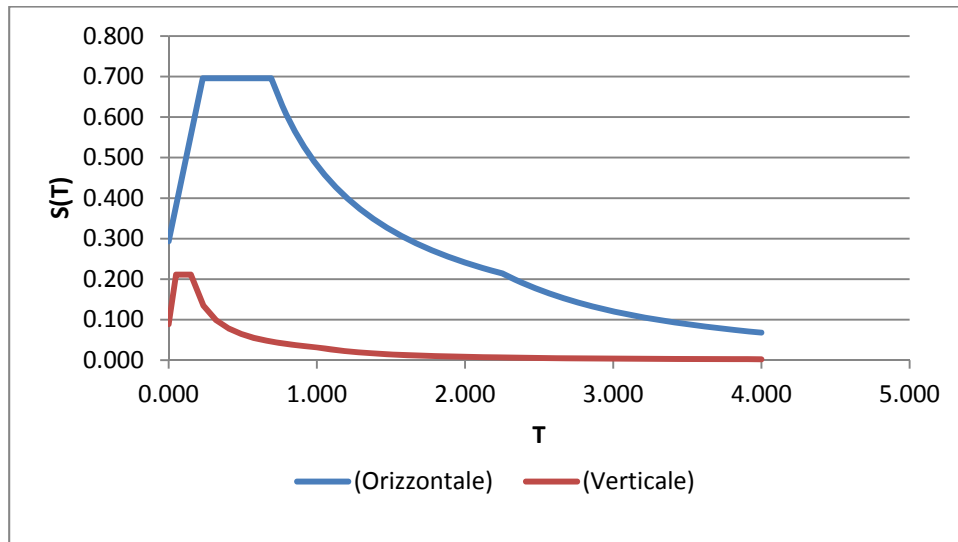
Componente orizzontale:

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		

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	33 di 86

**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.

## 6. COMBINAZIONI DI CARICO

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

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

Combinazione fondamentale utilizzata per gli stati limite ultimi (SLU)

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

Combinazione sismica impiegata per gli stati limite (SLV)

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

dove:

- $G_k$  è il valore caratteristico delle azioni permanenti;
- $E$  è l'azione del sisma per lo stato limite considerato;
- $Q_k$  è il valore caratteristico delle azioni variabili;
- $\gamma_G$  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. 10 – 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. 11 - Coefficienti  $\Psi_0$ ,  $\Psi_1$ ,  $\Psi_2$  per le azioni variabili**

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

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

- *Combinazione caratteristica rara*

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

- *Combinazione frequente*

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

- *Combinazione quasi permanente*

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

I coefficienti  $\Psi_{ik}$  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).

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	36 di 86

## 7. ANALISI STRUTTURALE

### 7.1 Generalità

Come anticipato nei capitoli precedenti, l'analisi strutturale riportata di seguito riguarda il portale a bandiera per l'installazione del pannello LCS, avente lunghezza dello sbraccio metallico  $L_B = 7.0$  m, 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 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, tenendo conto della variabilità presente in prossimità del nodo (lato mensola) e della variabilità della colonna montante.



Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	37 di 86

## 7.2 Caratteristiche di sollecitazione elementari

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

Peso proprio degli elementi strutturali:

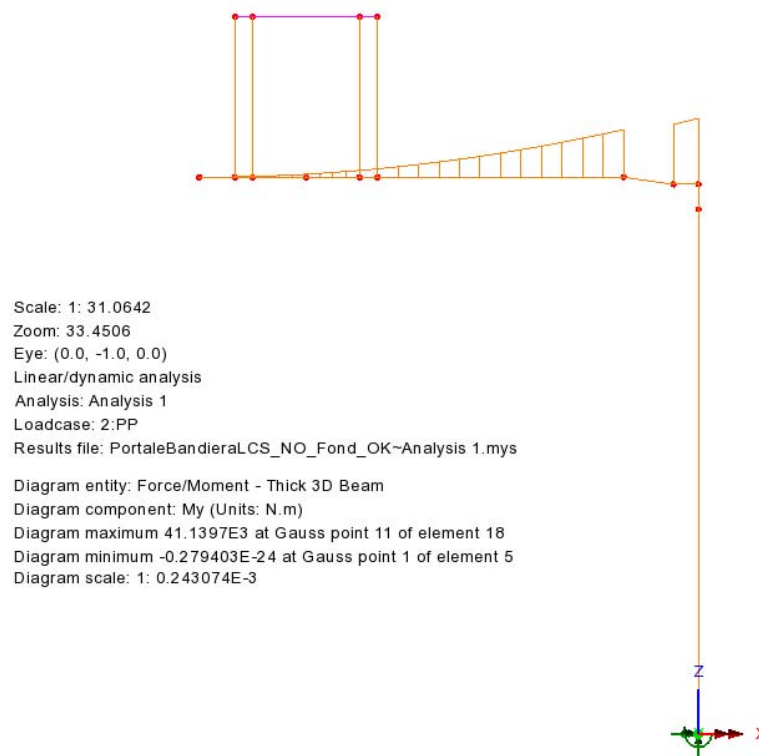


Fig. 9 – My (Local) - Pesì propri

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	38 di 86

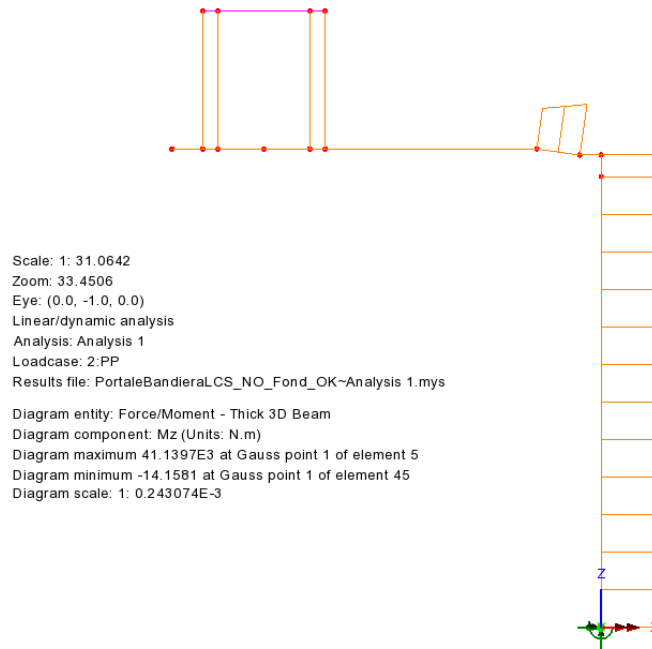


Fig. 10 – Mz (Local) - Pesi propri

Peso permanenti portati:

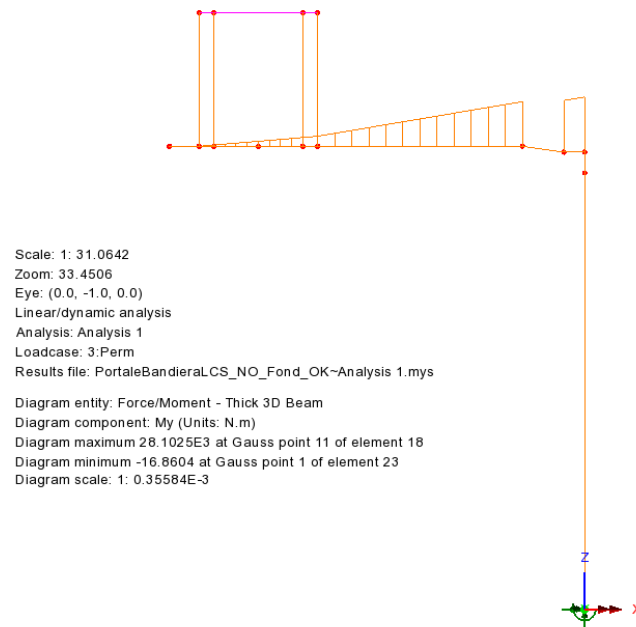
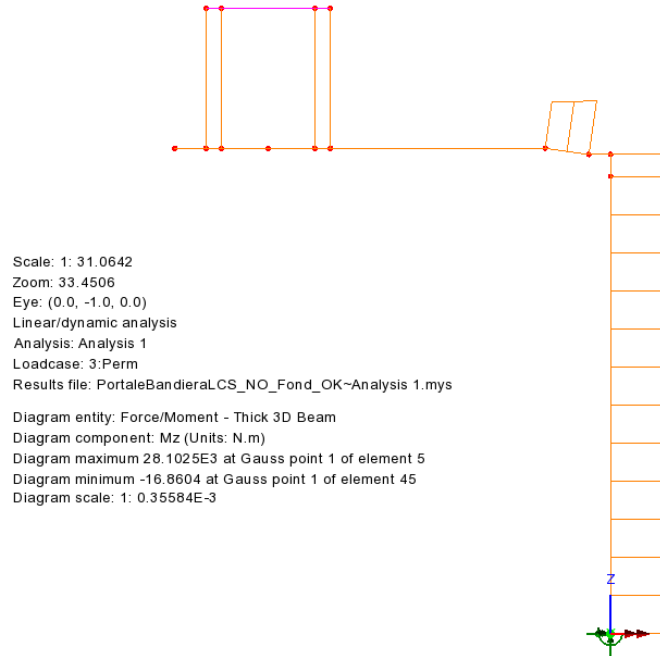


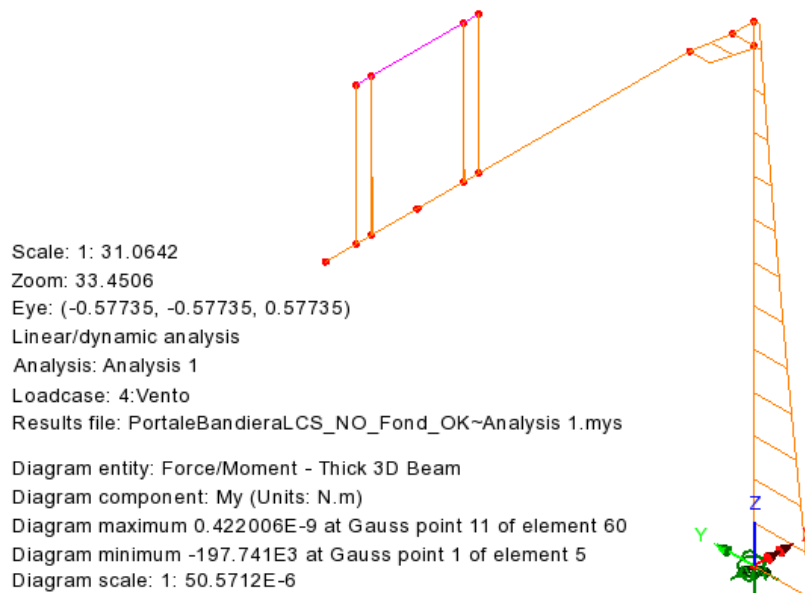
Fig. 11 – My (Local) - Permanenti portati

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	39 di 86



**Fig. 12 – Mz (Local) - Permanenti portati**

Vento:



**Fig. 13 – My (Local) - Vento**

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	40 di 86

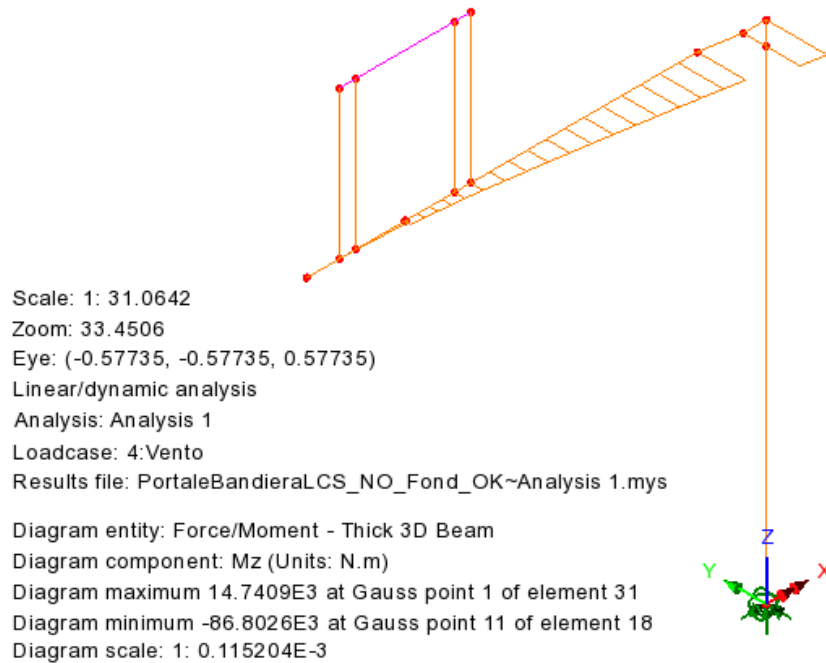


Fig. 14 – Mz (Local) - Vento

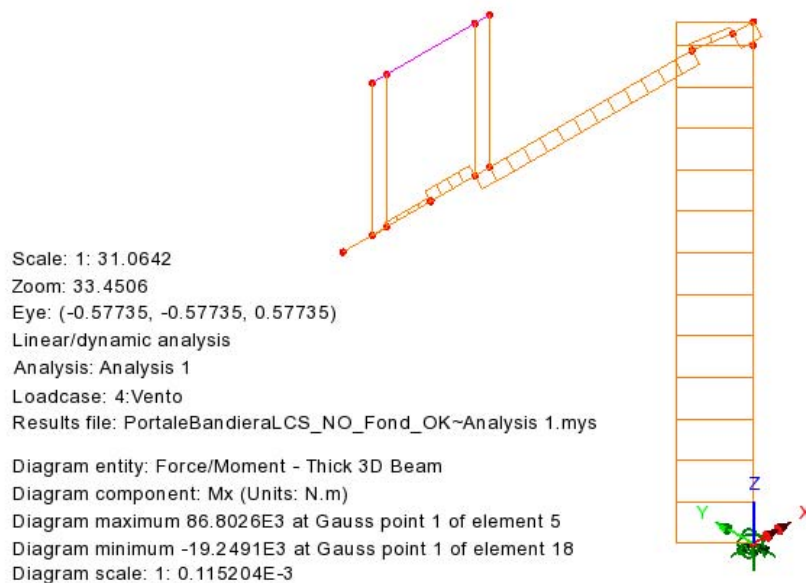


Fig. 15 – Mx - Torcente (Local) - Vento

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	41 di 86

Neve:

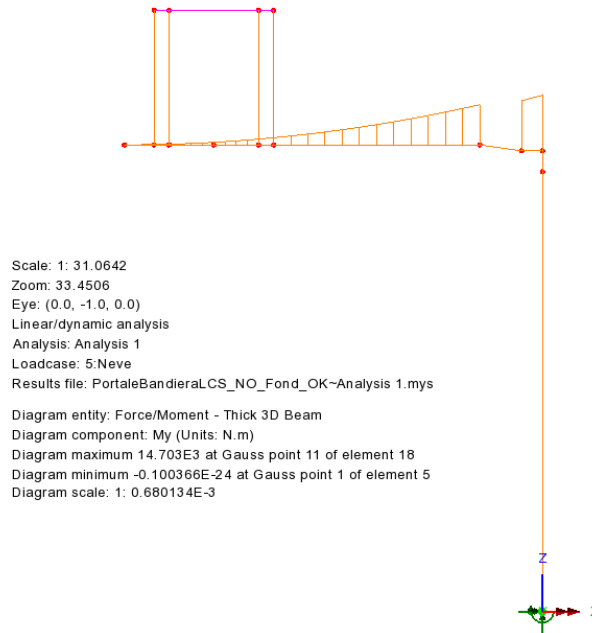


Fig. 16 – My (Local) - Neve

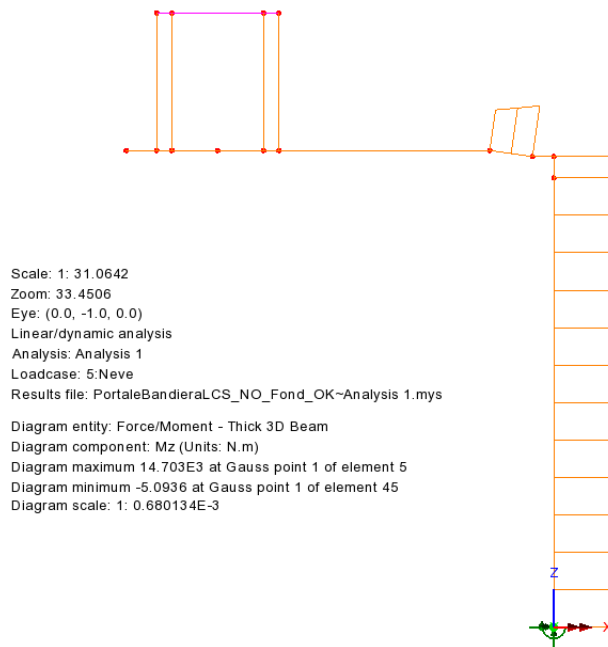


Fig. 17 – Mz (Local) - Neve

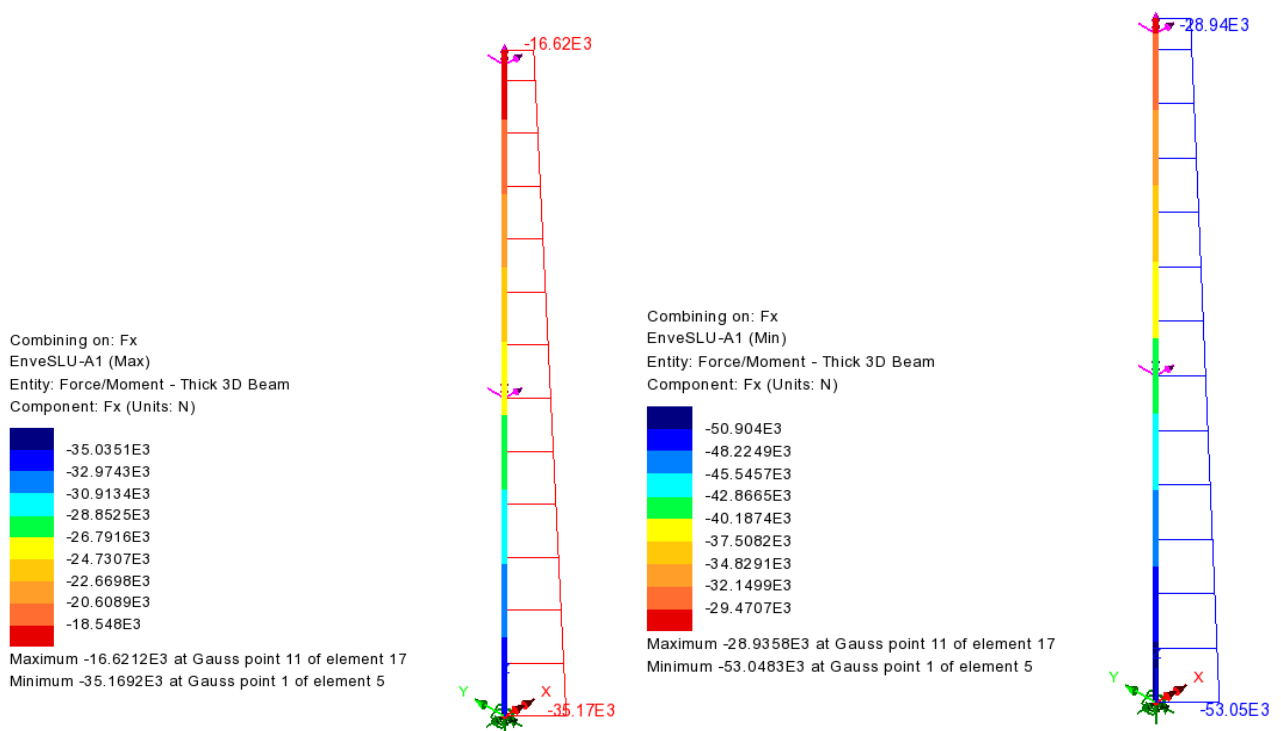
Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	42 di 86

Involuppo delle caratteristiche di sollecitazione

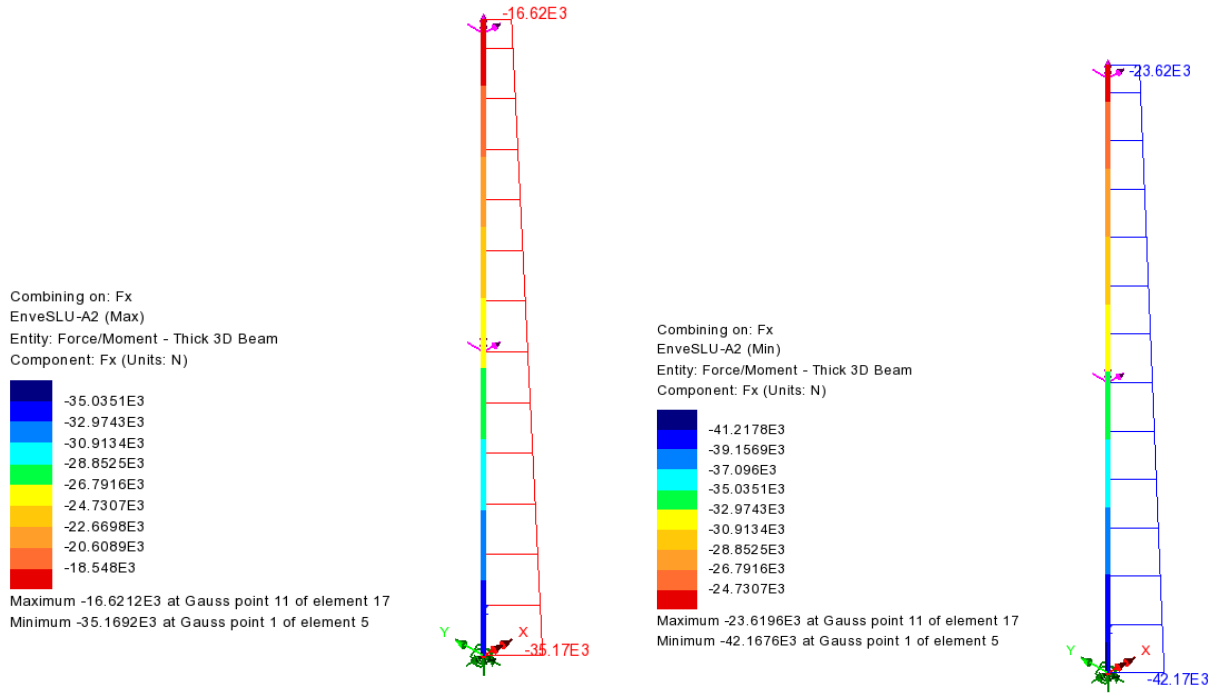
Di seguito si esplicitano gli involuppi delle caratteristiche di sollecitazione ottenuti dall'azione combinata delle azioni esterne elementari:

### 7.2.1 Enve SLU – A1 e A2\_ SOLLECITAZIONI SULLA COLONNA

Le sollecitazioni sono riferite agli assi locali dell'asta.



Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	43 di 86



**Fig. 18 – Fx = Sforzo Normale (Local)**

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	44 di 86

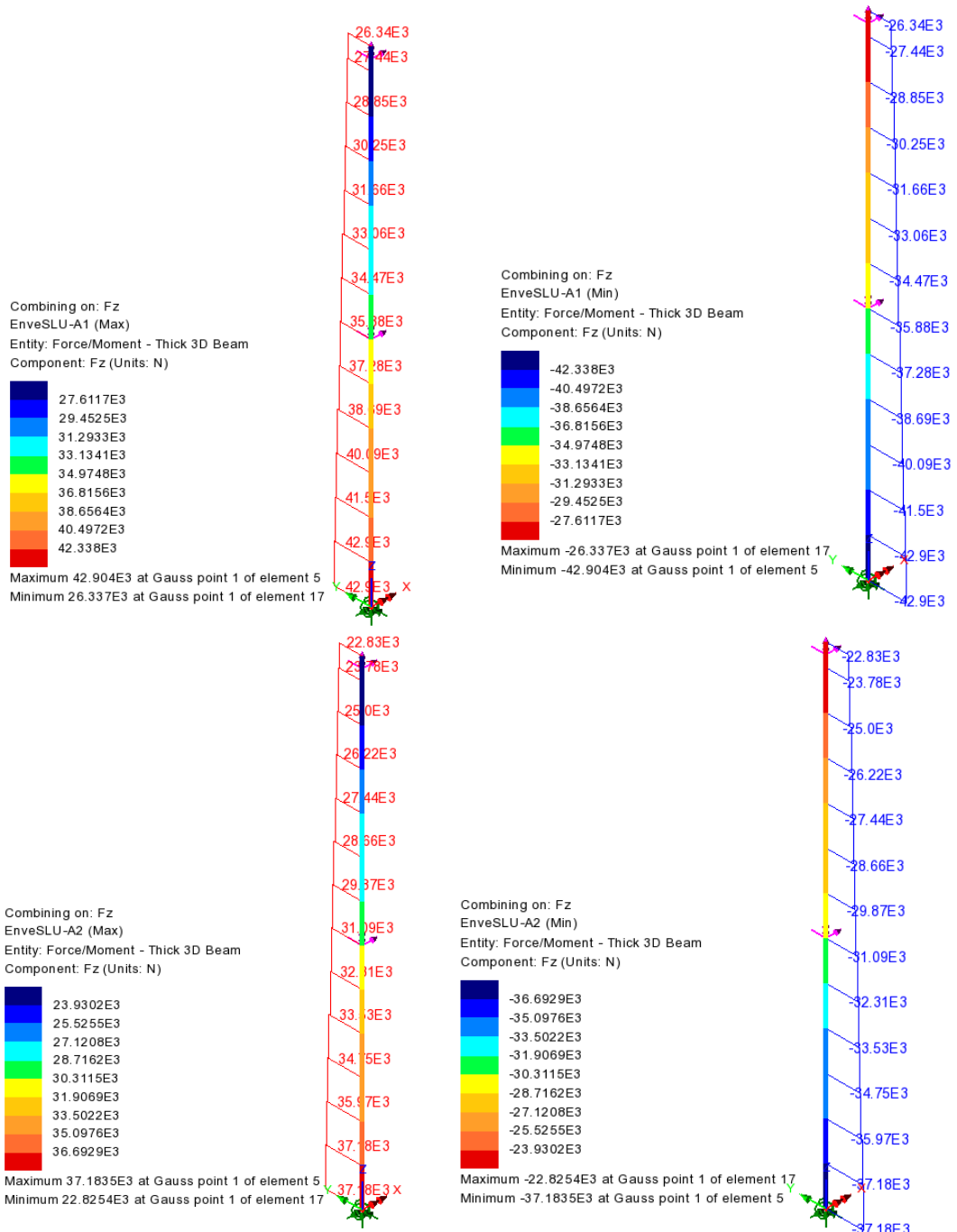


Fig. 19 – Fz = Taglio (Local)



Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	45 di 86

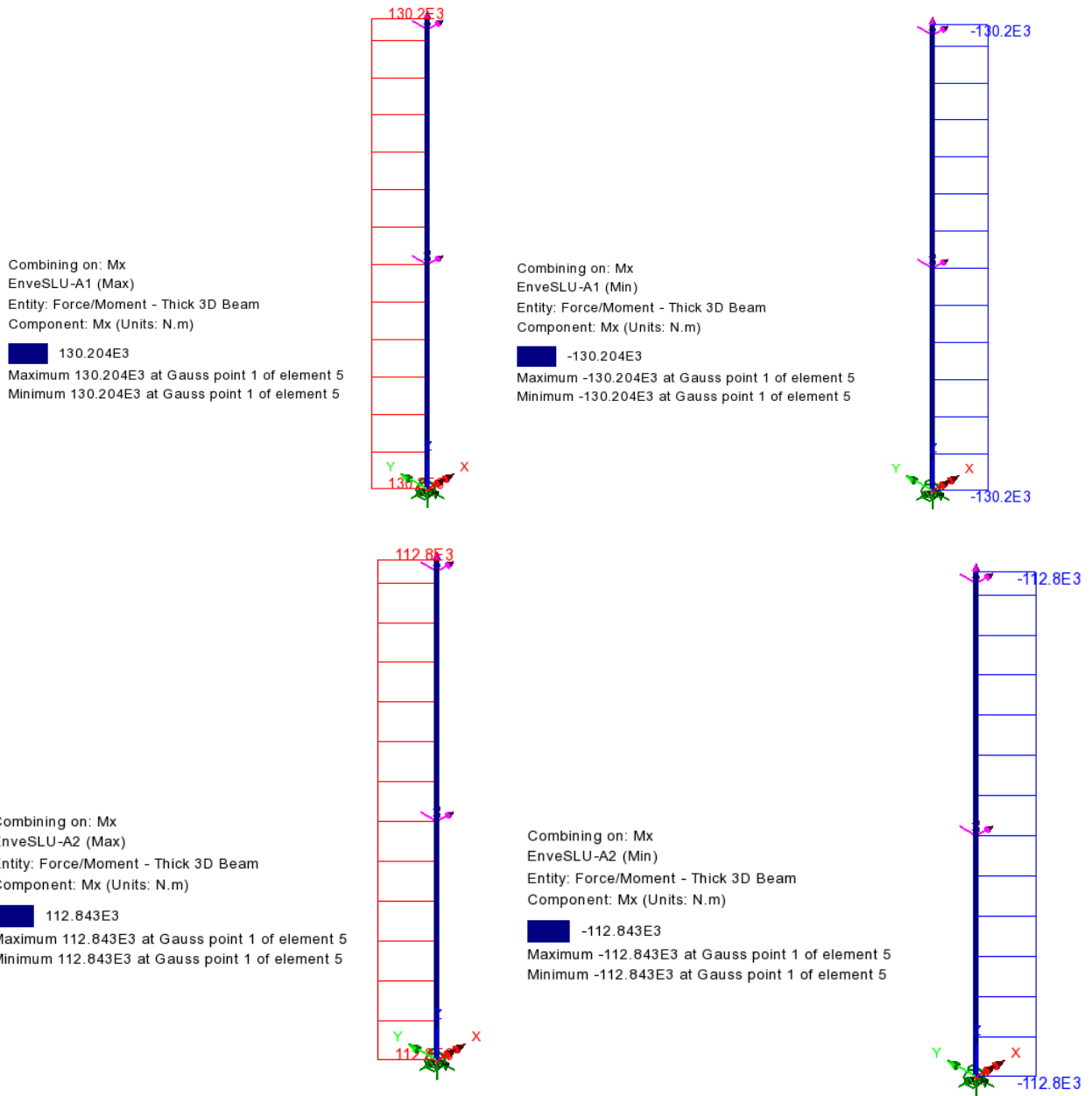


Fig. 20 – Mx = Momento Torcente (Local)

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	46 di 86

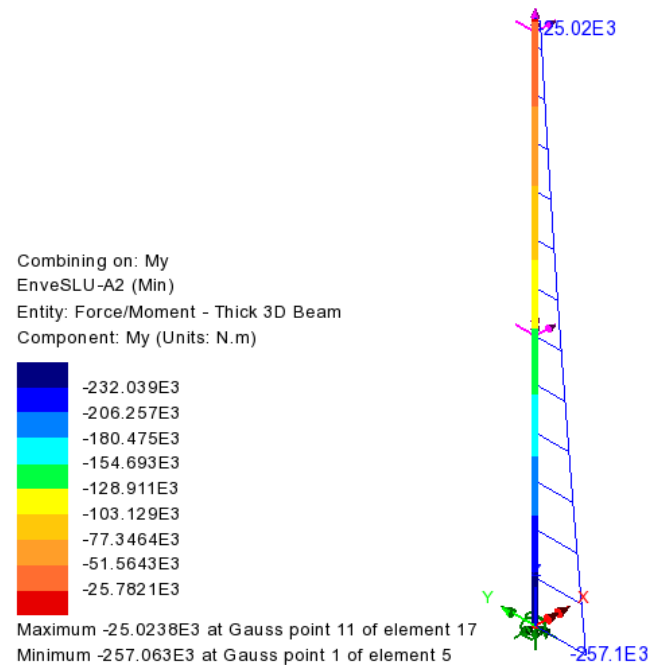
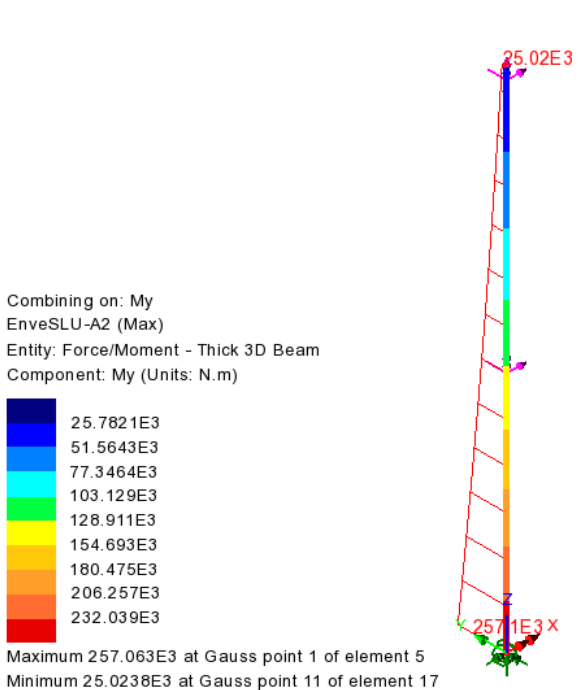
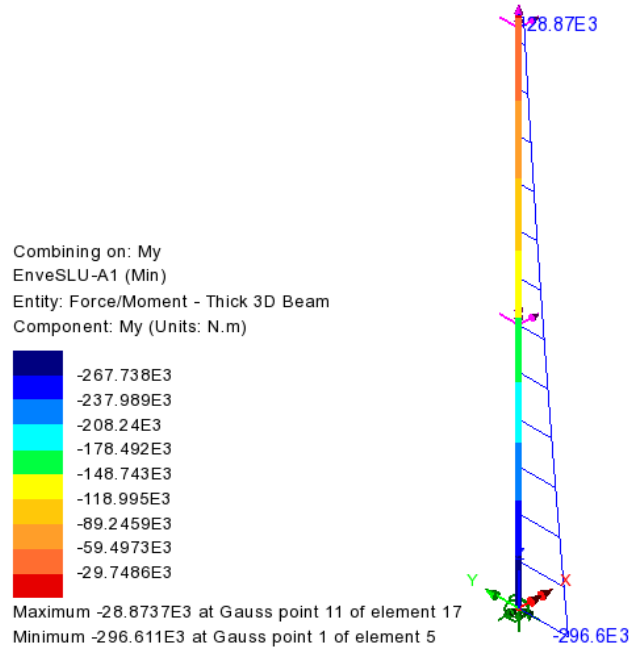
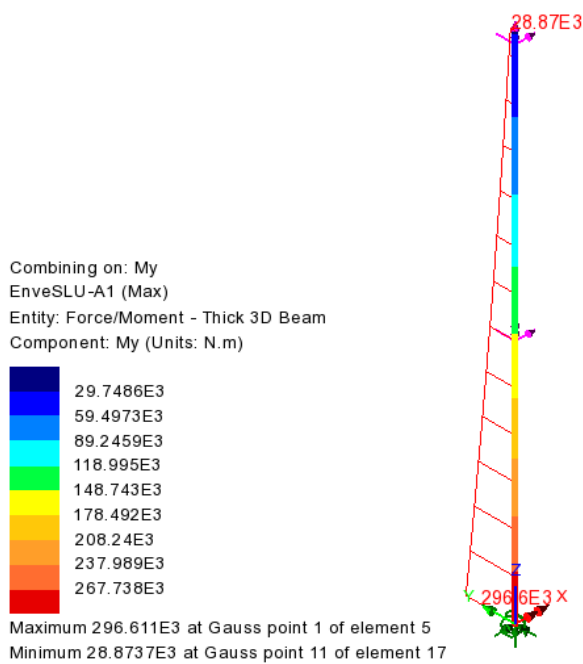
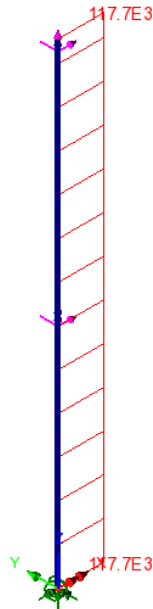


Fig. 21 – My = Momento Flettente (Local)

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	47 di 86

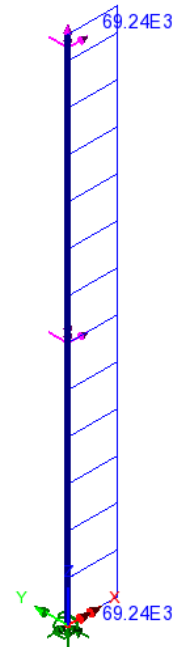
Combining on: Mz  
EnveSLU-A1 (Max)  
Entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Component: Mz (Units: N.m)

■ 117.69E3  
Maximum 117.69E3 at Gauss point 1 of element 5  
Minimum 117.69E3 at Gauss point 1 of element 5



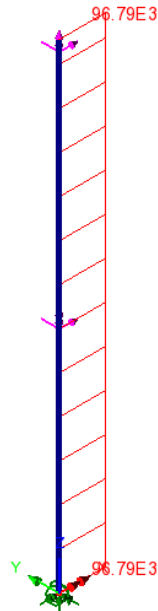
Combining on: Mz  
EnveSLU-A1 (Min)  
Entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Component: Mz (Units: N.m)

■ 69.2422E3  
Maximum 69.2422E3 at Gauss point 1 of element 5  
Minimum 69.2422E3 at Gauss point 1 of element 5



Combining on: Mz  
EnveSLU-A2 (Max)  
Entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Component: Mz (Units: N.m)

■ 96.7869E3  
Maximum 96.7869E3 at Gauss point 1 of element 5  
Minimum 96.7869E3 at Gauss point 1 of element 5



Combining on: Mz  
EnveSLU-A2 (Min)  
Entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Component: Mz (Units: N.m)

■ 69.2422E3  
Maximum 69.2422E3 at Gauss point 1 of element 5  
Minimum 69.2422E3 at Gauss point 1 of element 5

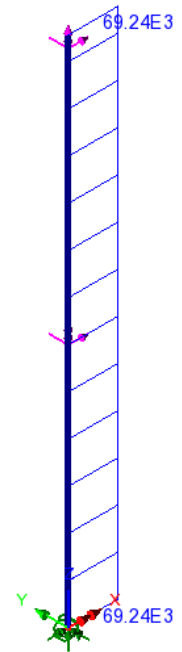


Fig. 22 – Mz = Momento Flettente (Local)

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	48 di 86

### 7.2.2 Enve SLU – A1 e A2\_ SOLLECITAZIONI SULLA TRAVE

Le sollecitazioni sono riferite agli assi locali dell'asta.

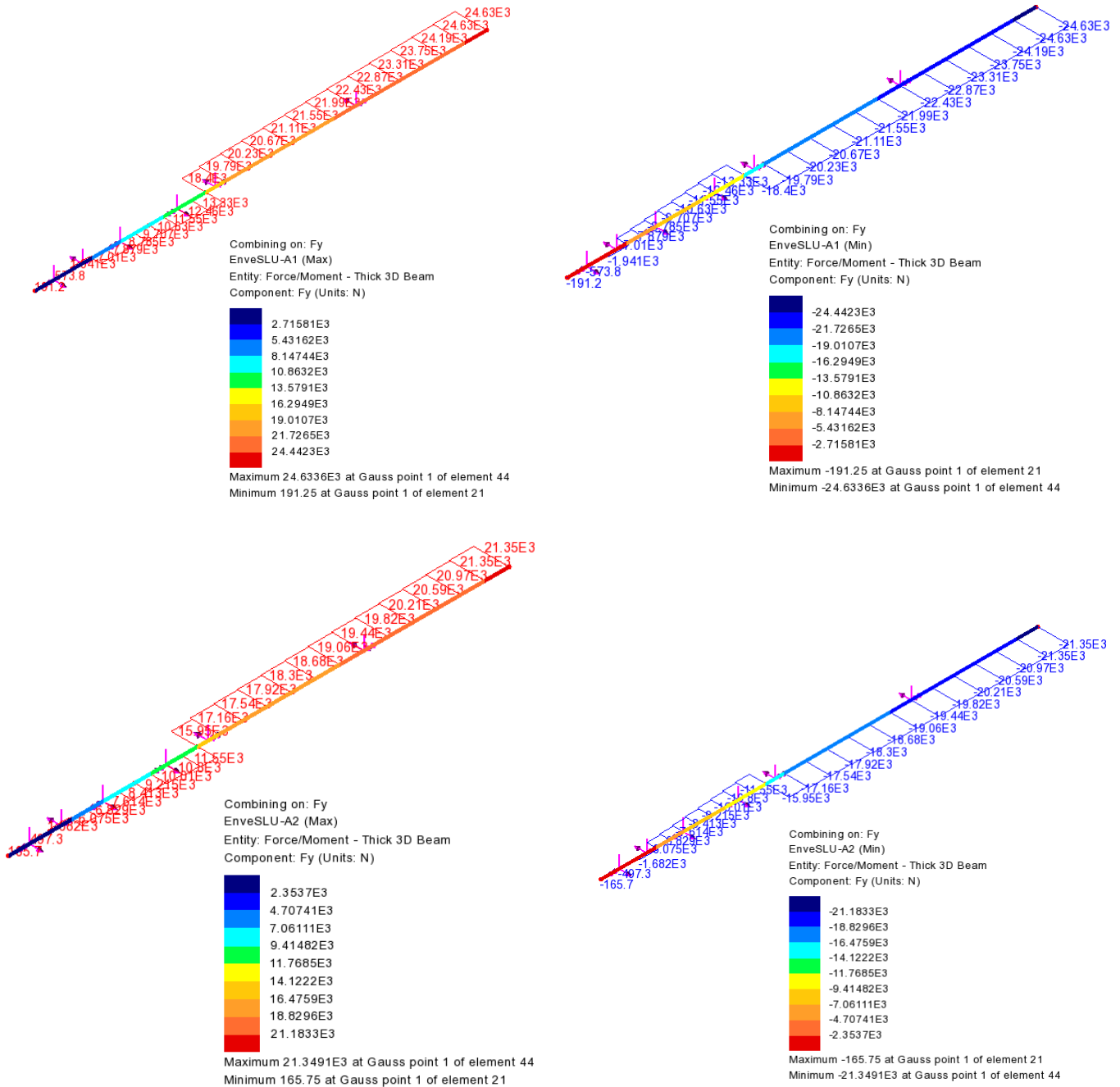


Fig. 23 – Fy = Taglio (Local)

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	49 di 86

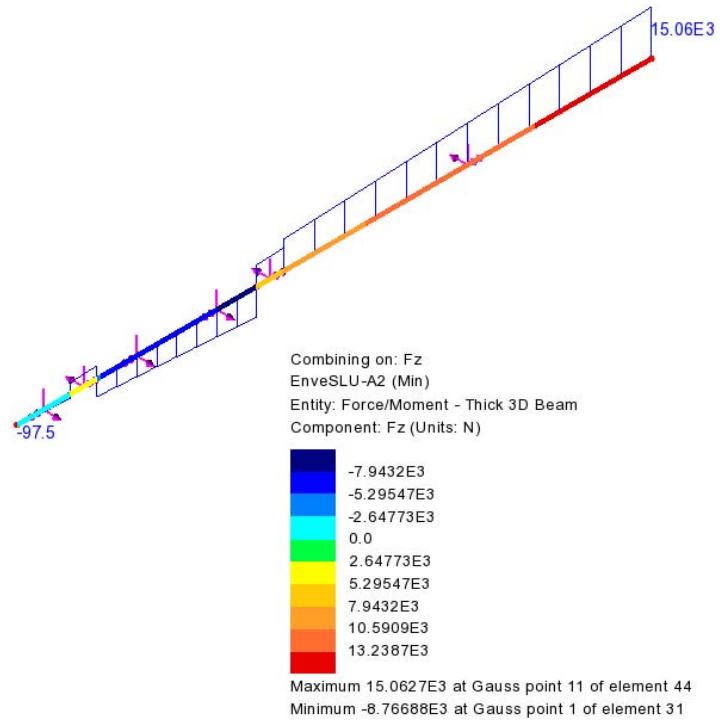
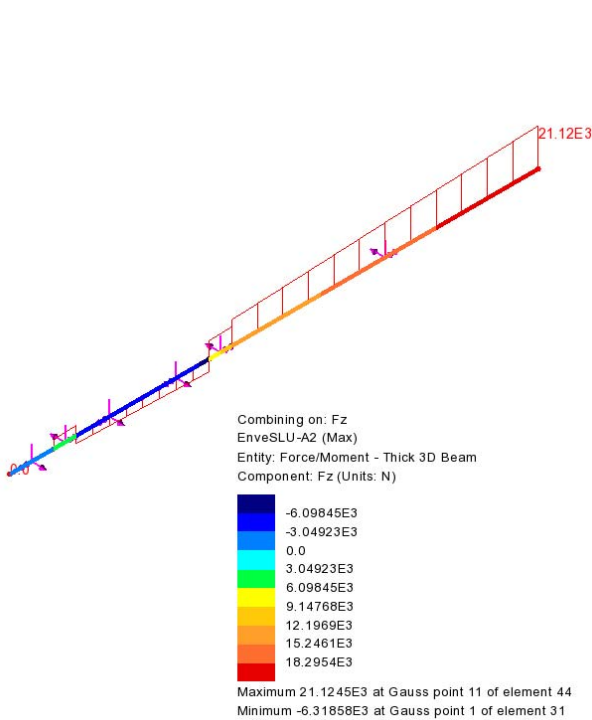
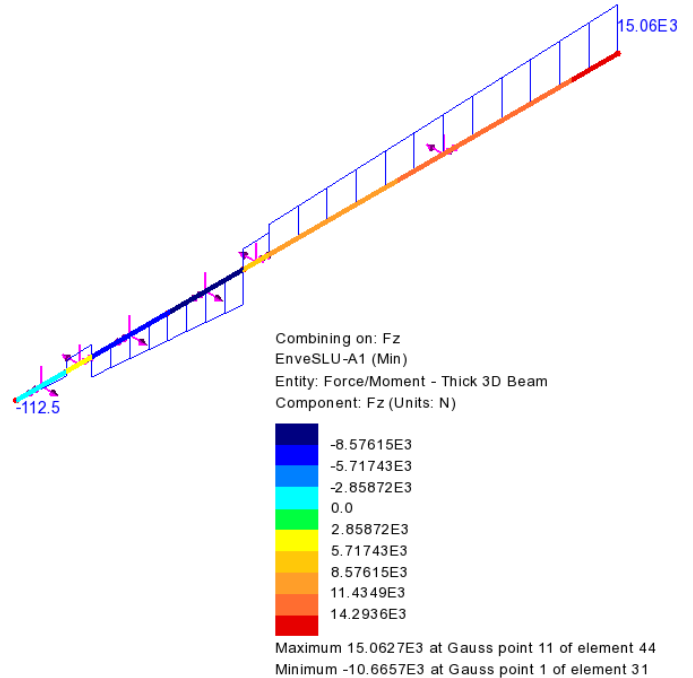
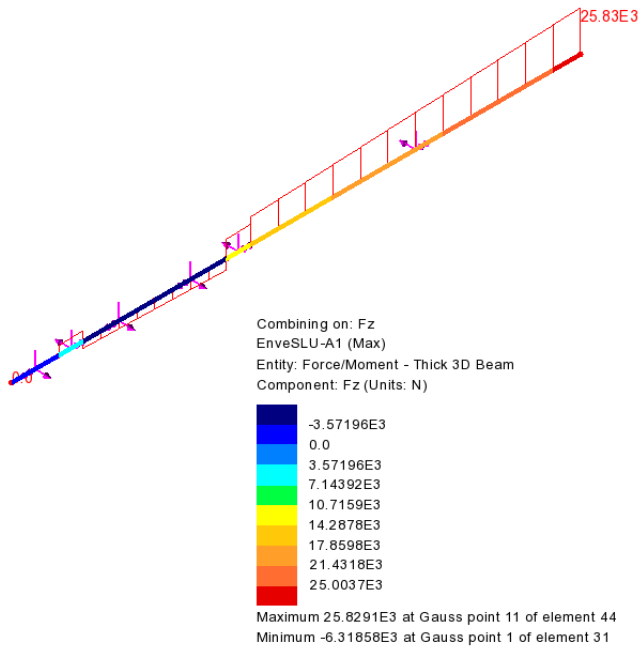


Fig. 24 – Fz = Taglio (Local)

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	50 di 86

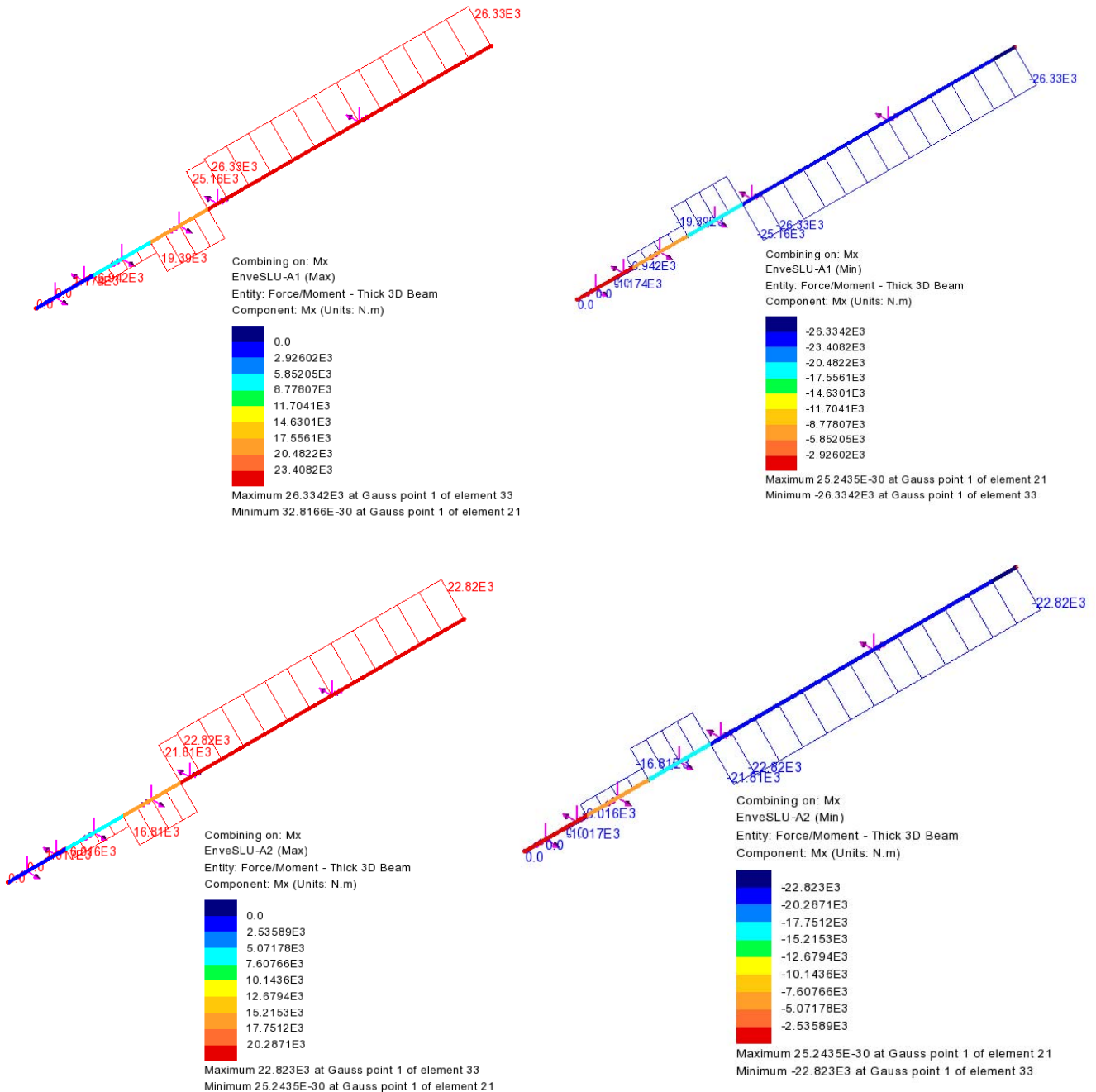


Fig. 25 – Mx = Momento Torcente (Local)

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	51 di 86

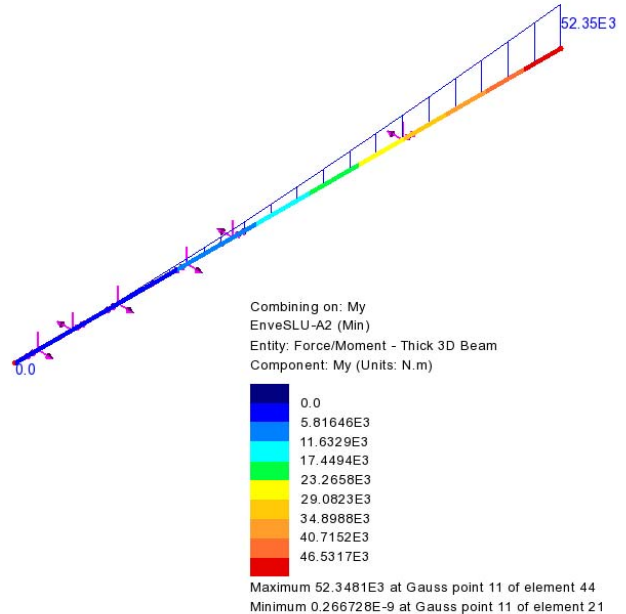
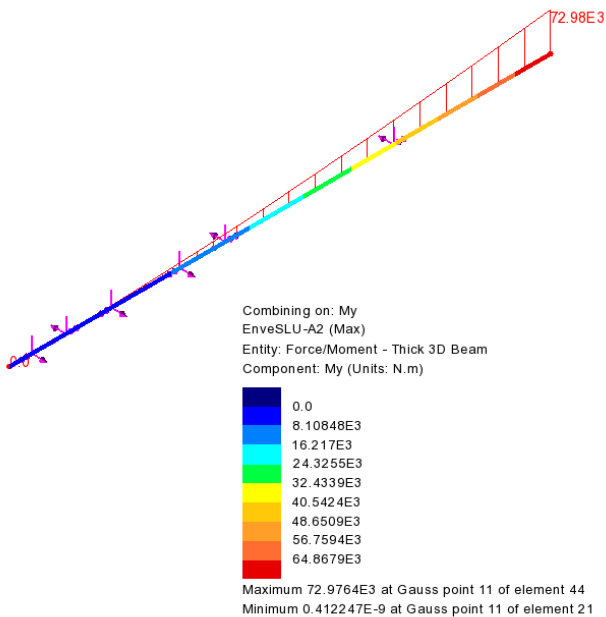
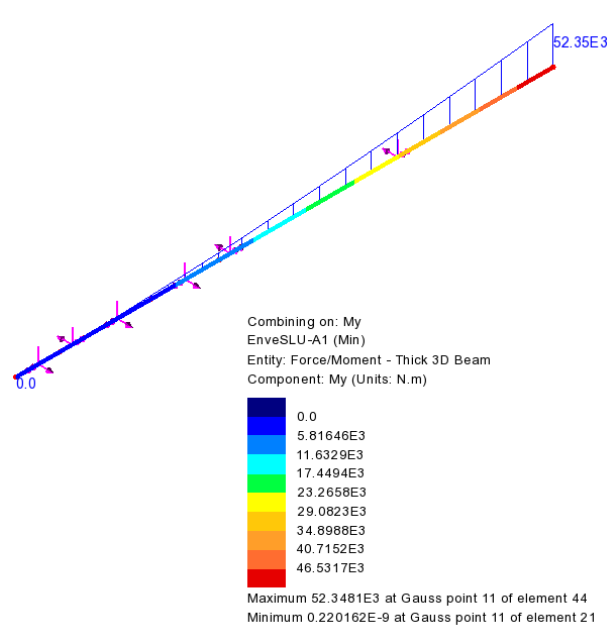
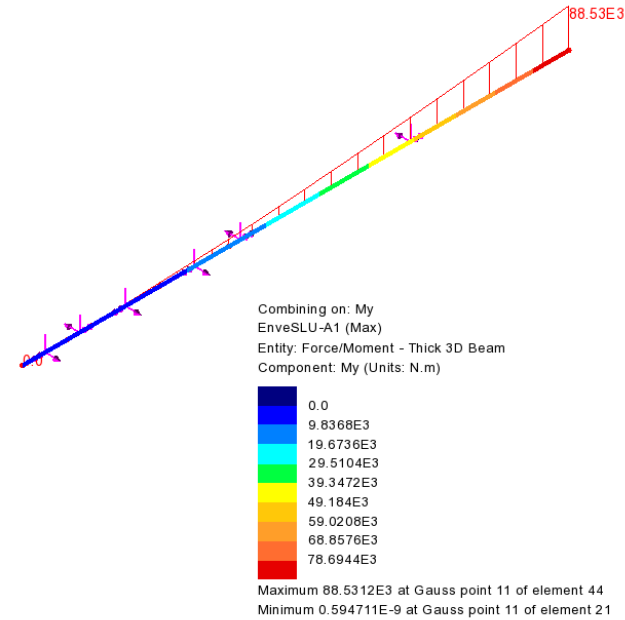


Fig. 26 – My = Momento Flettente (Local)

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	52 di 86

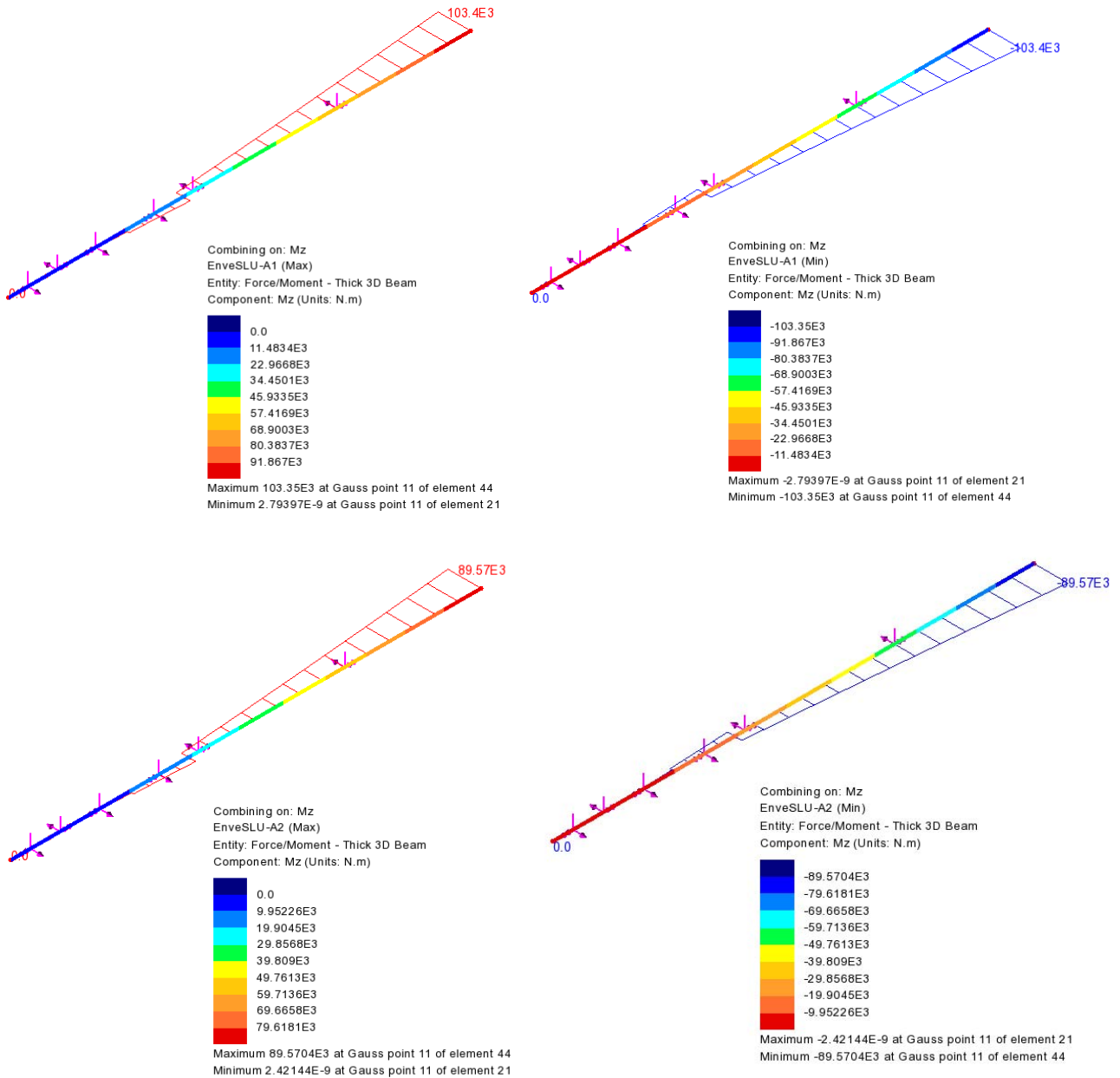


Fig. 27 –  $M_z$  = Momento Flettente (Local)



### 7.3 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 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 ( $\delta Z$ ) – Peso Proprio e Carichi permanenti

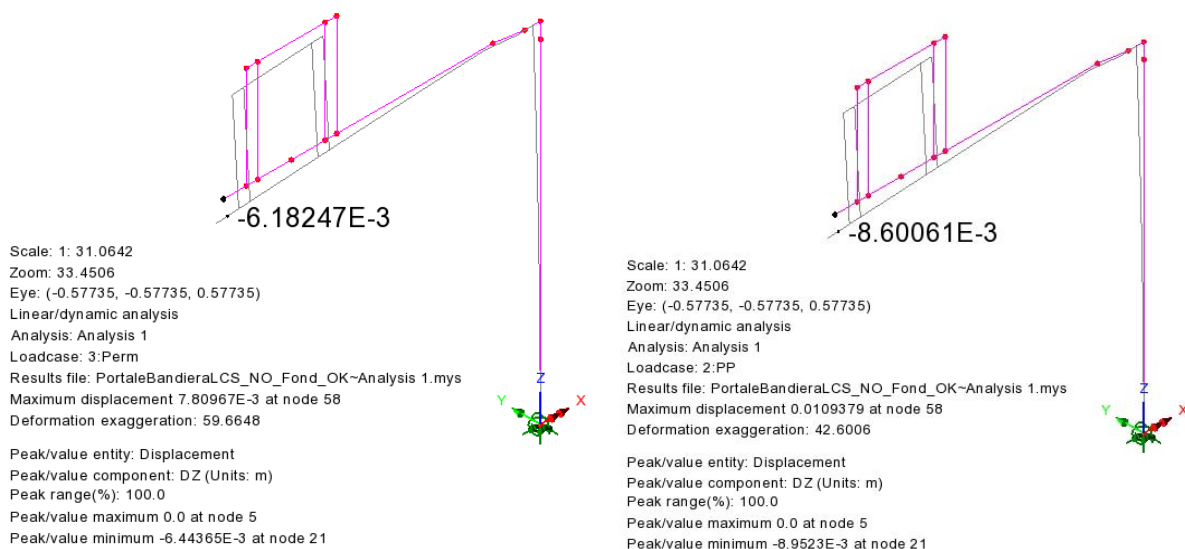
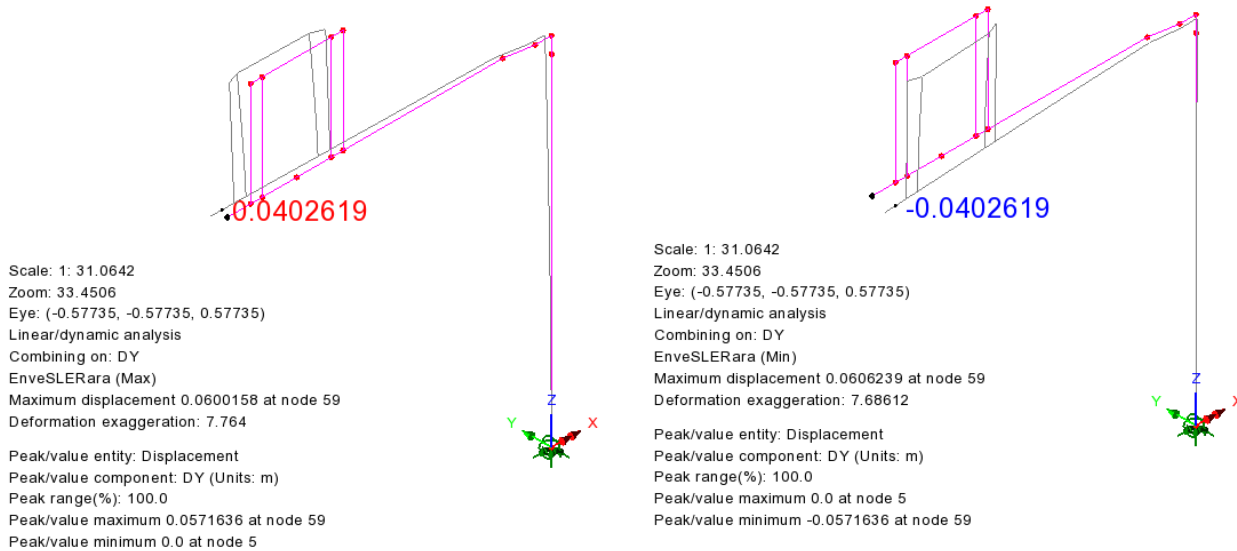


Fig. 28 – Spostamenti verticali massimi

Il massimo spostamento verticale ad effetto dei pesi propri e dei carichi permanenti è pari a 0.0148 m. Si prescrive quindi una contromonta costruttiva, da misurarsi in direzione verticale ed in corrispondenza alla punta estrema della mensola, pari a 0.02 m.

Spostamenti orizzontali ( $\delta Y$ ) - Azioni variabili



**Fig. 29 – Spostamenti orizzontali massimi**

Il massimo spostamento orizzontale in direzione Y, indotto dai carichi variabili, è pari a 0.04 m:

$$\delta_{Y \text{ Ver}} = 0.04 \text{ m}$$

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

Si ha quindi che:

$$\delta_{Y \text{ amm}} = (7.00 \cdot 2) / 150 = 0.093 \text{ m.}$$

La verifica degli spostamenti risulta essere soddisfatta.

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	55 di 86

## 7.4 Azioni in fondazione

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

Il plinto ha la forma di un triangolo equilatero in pianta, in aderenza a quanto esplicitato nelle immagini seguenti, in corrispondenza alla quota del piano di spiccato e 1.40 x 1.60 m<sup>2</sup> alla quota di base della colonna.

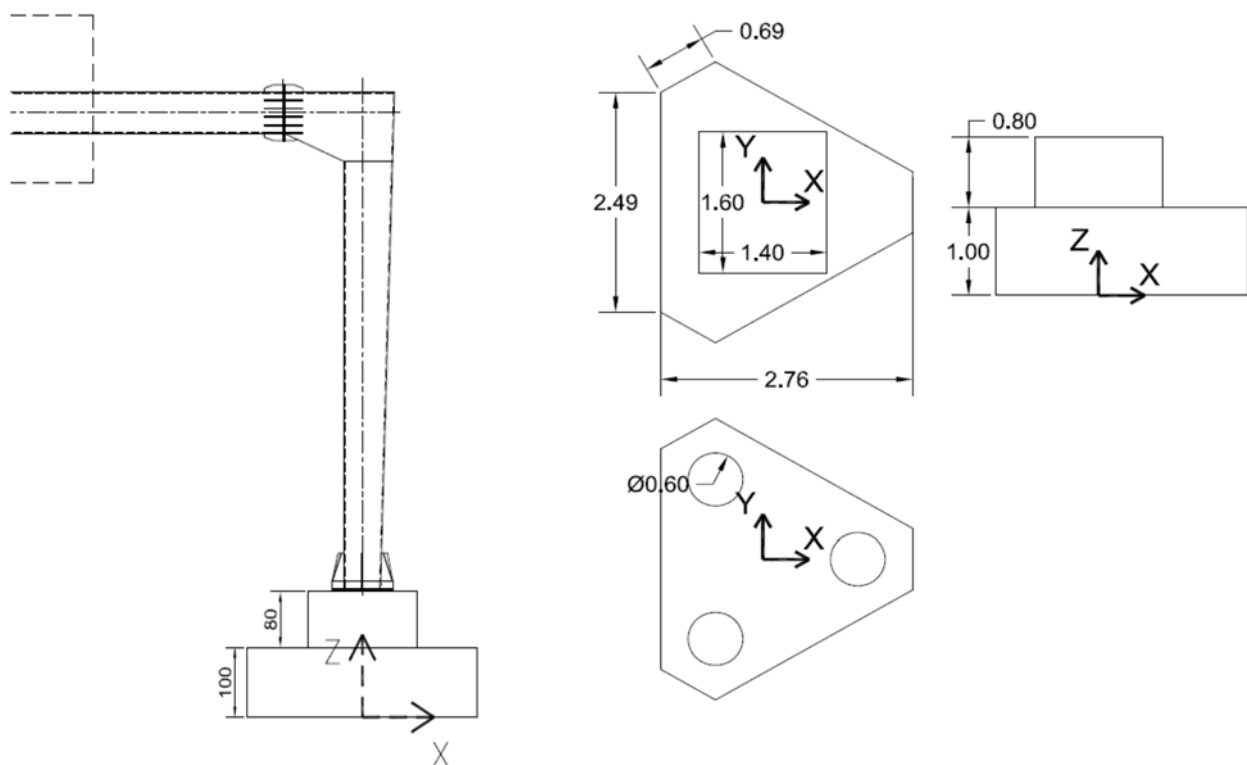


Fig. 30 – Carpenteria del plinto di fondazione - Posa su terreno pianeggiante

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	56 di 86

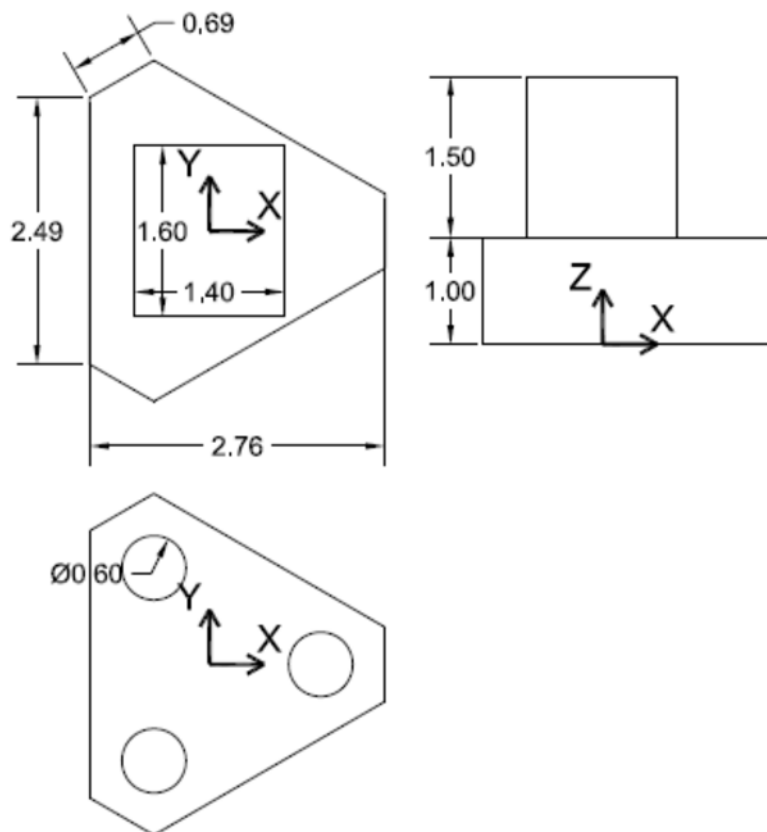


Fig. 31 – Carpenteria del plinto di fondazione - Posa su rilevato

La fondazione è sostenuta da un sistema di tre pali trivellati a elica  $\Phi=0.60$  m, di lunghezza variabile in funzione della stratigrafia locale e della carpenteria (terreno piano o rilevato), aventi interasse  $i=1.80$  m. Per maggiori dettagli si rimanda alla trattazione geotecnica ed agli elaborati grafici di dettaglio.

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

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

Per la tipologia di plinto atto alla posa su terreno pianeggiante sono escluse dalle analisi eventuali azioni di spinta delle terre esercitate sulle fondazioni, dovute a configurazioni non simmetriche e planari del piano di posa.

Per la seconda tipologia, trattandosi di portali a bandiera le cui fondazioni sono situate su rilevato, nelle analisi effettuate si considerano le azioni di spinta delle terre, lato autostrada, esercitate sulle fondazioni, dovute anche alla presenza di traffico veicolare.

### 7.4.1 Fondazioni per posa su terreno pianeggiante

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)	76	0	-43	-397	362	-276	274	MIN
		0	71	-288	-603	-164	-457	MAX
		0	-71	-393	603	-254	457	MIN
		0	71	-288	-603	-164	-457	MAX
		0	43	-397	-362	-276	-274	MIN
		0	-71	-288	603	-164	457	MAX
		0	71	-288	-603	-164	-457	MIN
		0	-71	-393	603	-254	457	MAX
		0	-43	-397	362	-276	274	MIN
		0	71	-288	-603	-164	-457	MAX
		0	71	-288	-603	-164	-457	MIN
		0	-71	-393	603	-254	457	MAX

Fig. 32 – 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)	76	0	-37	-317	313	-230	237	MIN
		0	62	-288	-522	-164	-396	MAX
		0	-62	-313	522	-210	396	MIN
		0	62	-288	-522	-164	-396	MAX
		0	37	-317	-313	-230	-237	MIN
		0	-62	-288	522	-164	396	MAX
		0	62	-288	-522	-164	-396	MIN
		0	-62	-313	522	-210	396	MAX
		0	-37	-317	313	-230	237	MIN
		0	62	-288	-522	-164	-396	MAX
		0	62	-288	-522	-164	-396	MIN
		0	-62	-313	522	-210	396	MAX

Fig. 33 – 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	76	0	-29	-294	241	-194	183	MIN
		0	48	-288	-402	-164	-304	MAX
		0	-48	-291	402	-179	304	MIN
		0	48	-288	-402	-164	-304	MAX
		0	29	-294	-241	-194	-183	MIN
		0	-48	-288	402	-164	304	MAX
		0	48	-288	-402	-164	-304	MIN
		0	-48	-291	402	-179	304	MAX
		0	-29	-294	241	-194	183	MIN
		0	48	-288	-402	-164	-304	MAX
		0	48	-288	-402	-164	-304	MIN
0	-48	-291	402	-179	304	MAX		

Fig. 34 – Involuppo 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	76	-71	-22	-302	-34	-335	-35	MIN
		71	22	-274	34	6	35	MAX
		-22	-72	-286	-112	-219	-117	MIN
		22	72	-290	112	-109	117	MAX
		10	12	-309	-57	-209	-35	MIN
		-10	-12	-267	57	-119	35	MAX
		11	38	-296	-190	-196	-117	MIN
		-11	-38	-280	190	-133	117	MAX
		-71	-22	-292	-34	-335	-35	MIN
		71	22	-284	34	6	35	MAX
		11	38	-296	-190	-196	-117	MIN
-11	-38	-280	190	-133	117	MAX		

Fig. 35 – Involuppo delle azioni agenti in fondazione - SLV

### 7.4.2 Fondazioni per posa su rilevato

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)	76	162	-71	-519	653	-86	457	MIN
		162	71	-378	-653	4	-457	MAX
		162	-71	-378	653	4	457	MIN
		162	71	-519	-653	-86	-457	MAX
		162	43	-524	-392	-108	-274	MIN
		162	-71	-378	653	4	457	MAX
		162	71	-519	-653	-86	-457	MIN
		162	-71	-378	653	4	457	MAX
		162	-43	-524	392	-108	274	MIN
		162	71	-378	-653	4	-457	MAX
		162	71	-378	-653	4	-457	MIN
		162	-71	-519	653	-86	457	MAX

Fig. 36 - 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)	76	159	-62	-418	566	-43	396	MIN
		159	62	-378	-566	3	-396	MAX
		159	-62	-378	566	3	396	MIN
		159	62	-418	-566	-43	-396	MAX
		159	37	-421	-339	-63	-237	MIN
		159	-62	-378	566	3	396	MAX
		159	62	-418	-566	-43	-396	MIN
		159	-62	-378	566	3	396	MAX
		159	-37	-421	339	-63	237	MIN
		159	62	-378	-566	3	-396	MAX
		159	62	-378	-566	3	-396	MIN
		159	-62	-418	566	-43	396	MAX

Fig. 37 - 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	76	117	-48	-380	435	-60	304	MIN
		117	48	-378	-435	-45	-304	MAX
		117	-48	-378	435	-45	304	MIN
		117	48	-380	-435	-60	-304	MAX
		117	29	-383	-261	-75	-183	MIN
		117	-48	-378	435	-45	304	MAX
		117	48	-380	-435	-60	-304	MIN
		117	-48	-378	435	-45	304	MAX
		117	-29	-383	261	-75	183	MIN
		117	48	-378	-435	-45	-304	MAX
		117	48	-378	-435	-45	-304	MIN
		117	-48	-380	435	-60	304	MAX

Fig. 38 - Involuppo 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	76	-2	-25	-393	-30	-300	-35	MIN
		164	25	-362	30	110	35	MAX
		96	-83	-375	-100	-122	-117	MIN
		66	83	-381	100	-67	117	MAX
		94	15	-402	-68	-137	-35	MIN
		68	-15	-353	68	-53	35	MAX
		56	50	-375	-227	-161	-117	MIN
		106	-50	-381	227	-29	117	MAX
		-2	-25	-381	-30	-300	-35	MIN
		164	25	-374	30	110	35	MAX
		96	50	-387	-227	-122	-117	MIN
		66	-50	-368	227	-67	117	MAX

Fig. 39 - Involuppo delle azioni agenti in fondazione - SLV



Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	61 di 86

## 8. VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA'

### 8.1 Struttura metallica in elevazione

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.

#### 8.1.1 Sollecitazioni di verifica

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

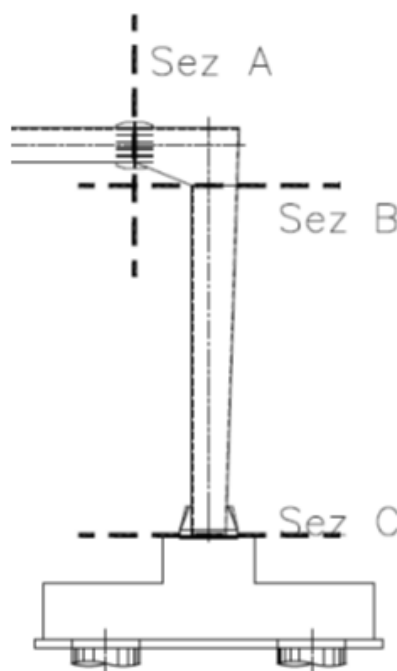


Fig. 40 – Sezioni di verifica

Le sezioni significative corrispondono a:

- Sez A                      Sezione di sbraccio 1
- Sez B                      Sezione di testa del montante
- Sez C                      Sezione di base del montante

Si riporta nella figura successiva il sistema di riferimento:

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	62 di 86

- $N_{E,d}$  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

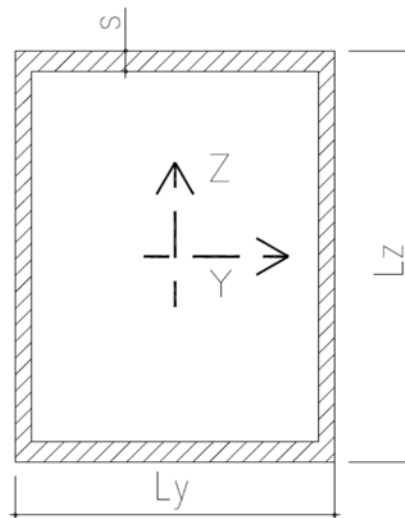


Fig. 41 – Geometria delle sezioni di verifica

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.

<b>EnveSLU-A1 - Sbraccio1</b>					
Assiale	V <sub>Y</sub>	V <sub>Z</sub>	Torcente	M <sub>Y</sub>	M <sub>Z</sub>
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
0	<b>-24.7</b>	<b>25.9</b>	<b>-26.3</b>	<b>88.6</b>	<b>-103.4</b>
<b>EnveSLU-A1 - TopMont</b>					
Assiale	V <sub>Y</sub>	V <sub>Z</sub>	Torcente	M <sub>Y</sub>	M <sub>Z</sub>
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
<b>-29.0</b>	<b>0.0</b>	<b>-26.4</b>	<b>-131.0</b>	<b>29.0</b>	<b>118.0</b>
<b>EnveSLU-A1 - BaseMont</b>					
Assiale	V <sub>Y</sub>	V <sub>Z</sub>	Torcente	M <sub>Y</sub>	M <sub>Z</sub>
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
<b>-53.1</b>	<b>0.0</b>	<b>-43.0</b>	<b>-131.0</b>	<b>300.0</b>	<b>118.0</b>

Fig. 42 – Azioni di verifica

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	64 di 86

### 8.1.2 Verifica delle sezioni in acciaio

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:

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) * (2\bar{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1.0 \quad (\text{formula 7.1 di EC3-1-5})$$

Con  $\bar{\eta}_1 = \eta_1$  è lo stato tensionale prodotto dalla pressoflessione, normalizzato alla tensione  $f_y/\gamma_{M0} = 275/1.05 = 262$  MPa come definito al punto 4.6 dell'EC3-1-5

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed}}{f_y \cdot A_{eff}} + \frac{M_{yEd} + N_{Ed} \cdot e_{x,N}}{f_y \cdot W_{y,eff}} + \frac{M_{xEd} + N_{Ed} \cdot e_{y,N}}{f_y \cdot W_{x,eff}} \quad (\text{formula 4.15 di EC3-1-5})$$

$\gamma_{M0} \quad \gamma_{M0} \quad \gamma_{M0}$

Essendo

- $e_{x,N}$  ;  $e_{y,N}$  eccentricità del baricentro della sezione efficace rispetto al baricentro della sezione piena
- $A_{eff}$ ,  $W_{y,eff}$ ,  $W_{x,eff}$  rispettivamente area e moduli di resistenza della sezione efficace
- $M_{y,ed}$  ed  $M_{x,Ed}$  Momenti flettenti che dovranno tener conto degli effetti del secondo ordine che per questa struttura sono trascurabili

Trattandosi di elementi con pareti sottili, si assume la sezione in classe 4 e pertanto la verifica a pressoflessione deviata verrà condotta calcolando i singoli contributi tensionali prodotti rispettivamente dallo sforzo normale e dai momenti flettenti  $N_{Ed}$ ,  $M_{x,Ed}$  e  $M_{y,Ed}$  come definito al punto 6.2.9.3 dell'EC3-1-1

Il contributo del taglio è tenuto in conto tramite il coefficiente

$$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} \leq 1$$

Se la verifica al taglio risulta soddisfatta e il taglio di calcolo inferiore al 50% del taglio resistente, nella verifica a pressoflessione non si tiene conto dell'ulteriore riduzione prodotta dal taglio, in quanto non si hanno significativi effetti di interazione.

Pertanto la verifica a pressoflessione risulta soddisfatta se:

$$\eta_1 < 1$$

Per maggiori dettagli riguardo alle simbologie adottate ed al significato dei singoli termini richiamati nella procedura di verifica, si rimanda all'Eurocodice 3-1-5, capitolo 4 (analisi degli effetti del buckling su piatti per effetto di sforzi diretti agli stati limite ultimi) e al capitolo 5 (resistenza al taglio).

Di seguito si riassumono le dimensioni geometriche e le principali proprietà delle sezioni lorde in analisi:

Sez. Verifica		$L_y$ (m)	$L_z$ (m)	$s$ (m)	$A$ (m <sup>2</sup> )	$I_y$ (m <sup>4</sup> )	$I_z$ (m <sup>4</sup> )	$A_{V-Y}$ (m <sup>2</sup> )	$A_{V-Z}$ (m <sup>2</sup> )	$W_y$ (m <sup>3</sup> )	$W_z$ (m <sup>3</sup> )	$2*\Omega*t$ (m <sup>3</sup> )
A	<b>Sbraccio1</b>	<b>0.5</b>	<b>0.5</b>	<b>0.01</b>	0.0196	0.0008	0.0008	0.0100	0.0100	0.0031	0.0031	0.0048
B	<b>TopMont</b>	<b>0.7</b>	<b>0.5</b>	<b>0.012</b>	0.0282	0.0012	0.0020	0.0168	0.0120	0.0049	0.0058	0.0081
C	<b>BaseMont</b>	<b>0.5</b>	<b>0.7</b>	<b>0.012</b>	0.0282	0.0020	0.0012	0.0120	0.0168	0.0058	0.0049	0.0081

Fig. 43 – Caratteristiche delle sezioni di verifica

- **VERIFICA SBRACCIO SEZ A-A**

Si dettaglia la procedura di verifica condotta per la sezione A, nel quale si sono massimizzate le azioni di calcolo.

Verifica Tensionale (Sez. di classe 4)															
(EN 1993-1-1; EN 1993-1-5)															
Azioni di verifica sugli SLU:															
Sez. Verifica		Geometria del profilo in acciaio:			$A$ (m <sup>2</sup> )	$I_y$ (m <sup>4</sup> )	$I_z$ (m <sup>4</sup> )	$A_{V-Y}$ (m <sup>2</sup> )	$A_{V-Z}$ (m <sup>2</sup> )	$W_y$ (m <sup>3</sup> )	$W_z$ (m <sup>3</sup> )	$2*\Omega*t$ (m <sup>3</sup> )	Coord. G <sub>SEZ_LORDA</sub>		
		$L_y$ (m)	$L_z$ (m)	$s$ (m)									$Y_g$ (m)	$Z_g$ (m)	
1	1	Sbraccio1	0.50	0.50	0.010	0.0196	0.0008	0.0008	0.0100	0.0100	0.0031	0.0031	0.0048	0	0
Enne SLU - Sbraccio1															
Assiale	VY	VZ	Torcente	MY	MZ										
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)										
0	-25	26	-26	89	-103										
Calcolo delle tensioni sulla sezione lorda (Sezione a spigoli vivi):															
				Acciaio											
				$f_{yk}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\gamma_{M0}$ (-)	$\gamma_{M1}$ (-)									
				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.

**Rete autostradale italiana**  
**STRUTTURA TIPOLOGICA**

PROGETTO ESECUTIVO  
Portali a bandiera per pannelli LCS - RELAZIONE DI CALCOLO

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	66 di 86

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

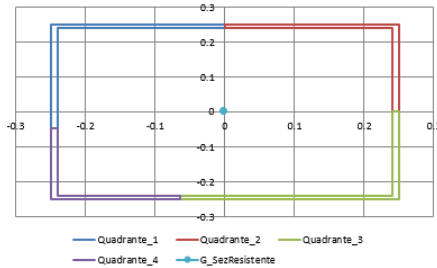
**Enve SLU - Sbraccio1**

Assiale	VY	VZ	Torcente	MY	MZ
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
0	-25	26	-26	89	-103

**Enve SLU - Sbraccio1 - ITERAZIONE N. 03**

Assiale	VY	VZ	Torcente	MY	MZ
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
0	-25	26	-26	88.6	-103

Geometria della sezione resistente



Tensioni di compressione sono positive:

Azioni taglianti e torcenti		Azione assiale				Momento flettente (MY)				Momento flettente (MZ)				Tensioni risultanti:			
VY - Torcente	VZ - Torcente	σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>4</sub>	σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>4</sub>	σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>4</sub>	σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>4</sub>
(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )
7953	8073	0	0	0	0	-28229	-28229	28229	28229	32944	-32944	-32944	32944	4715	-61174	-4715	61174

ITERAZIONE N. 03

Azioni taglianti e torcenti		Azione assiale				Momento flettente (MY)				Momento flettente (MZ)				Tensioni risultanti:			
VY - Torcente	VZ - Torcente	σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>4</sub>	σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>4</sub>	σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>4</sub>	σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>4</sub>
(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )
7953	8073	0	0	0	0	-28229	-28229	28229	28229	32944	-32944	-32944	32944	4715	-61174	-4715	61174

Caratteristiche della sezione EFFICACE - Effetto del Local Buckling:

bA - Eff 1										bB					bC					bD				
ψ	κ	λ <sub>y</sub>	ρ	b <sub>eff</sub>	ψ	κ	λ <sub>y</sub>	ρ	b <sub>eff</sub>	ψ	κ	λ <sub>y</sub>	ρ	b <sub>eff</sub>	ψ	κ	λ <sub>y</sub>	ρ	b <sub>eff</sub>					
(-)	(-)	(-)	(-)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(m)					
Lato Teso	Lato Teso	Lato Teso	1.000	0.50	Lato Teso	Lato Teso	Lato Teso	Lato Teso	1.000	0.50	-0.077083333	8.35297	0.659	1.000	0.46	0.07708	7.27542	0.706	1.000	0.50				

Lunghezza dei lati EFFICACI:

Azione assiale - Momento flettente (MY) - Momento flettente (MZ)		Azione assiale - Momento flettente (MY) - Momento flettente (MZ)		Azione assiale - Momento flettente (MY) - Momento flettente (MZ)		Azione assiale - Momento flettente (MY) - Momento flettente (MZ)	
(m) - Efficace	(m) - Efficace	(m) - Efficace	(m) - Efficace	(m) - Efficace	(m) - Efficace	(m) - Efficace	(m) - Efficace
bA - Eff 1	bA - Eff 2	bB - Eff 2	bB - Eff 3	bC - Eff 3	bC - Eff 4	bD - Eff 4	bD - Eff 1
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0.250	0.250	0.250	0.250	0.314	0.186	0.203	0.297
0.500		0.500		0.500		0.500	

Grandezze Efficaci:

A <sub>eff</sub>	ΔY <sub>eff</sub>	ΔZ <sub>eff</sub>	I <sub>y,eff</sub>	I <sub>z,eff</sub>	W <sub>y,eff(σ)</sub>	W <sub>y,eff(σ)</sub>	W <sub>z,eff(σ)</sub>	W <sub>z,eff(σ)</sub>	ΔM <sub>y</sub>	ΔM <sub>z</sub>
(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)
0.019600	0.000000	0.000000	0.000785	0.000785	0.003139	#####	#####	0.003139	0.0000	0.0000

Azioni Sollecitanti Agenti sulla sezione Efficace:

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed}}{\gamma_{M0} \cdot A_{eff}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{y,N}}{\gamma_{M0} \cdot W_{y,eff}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{z,N}}{\gamma_{M0} \cdot W_{z,eff}} \leq 1,0 \quad (\text{EN 1993-1-5; 4.6})$$

M<sub>y,Ed</sub>, M<sub>z,Ed</sub> are the design bending moments with respect to y-y and z-z axes respectively;  
e<sub>y,N</sub>, e<sub>z,N</sub> are the eccentricities with respect to the neutral axis.

η<sub>1</sub> = A + B + C

Enve SLU - Sbraccio1						A	B	C	η <sub>1</sub> = A + B + C	Verifica
Assiale	VY	VZ	Torcente	MY - Eff	MZ - Eff	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
0	-25	26	-26	89	-103	0.000	0.108	0.126	0.234	Sez. Verificata

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	67 di 86

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

<b>Verifica a Taglio - Torsione:</b>							
Sezioni resistenti senza irrigidimenti: (EN 1993-1-5; 5)							
	$\eta$ (-)	$\varepsilon$ (-)	$72z/\eta$ (-)	$hwt$ (-)			
	1	0.924	67	$L_y$ 50	$L_z$ 50		
La resistenza a taglio si determina come:							
$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{tf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}}$				(EN 1993-1-5; 5.2)			
Si trascura la resistenza fornita dalle flange. Si ottiene quindi:							
$V_{bw,Rd} = \frac{X_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}}$				(EN 1993-1-5; 5.2)			
	$\sigma_x$ (MPa)	$a$ (m)	$k_t$ (-)	$\tau_{or}$ (kNm <sup>2</sup> )	$\lambda_w$ (-)	$\chi(\lambda)$ (-)	$V_{bw,Rd}$ (kN)
$L_y$	76	100	5.34	405848	0.626	1.000	756
$L_z$	76	100	5.34	405848	0.626	1.000	756
Risultante delle azioni di taglio-Torsione agenti su un singolo lato dello scatolare: (Sezione lorda)							
Azioni taglianti e torcenti				<b>Verifiche di resistenza:</b>			
VY - Torcente VZ - Torcente				VY - Torcenti		VZ - Torcente	
(kN)				$\eta^3$ (-)		$\eta^3$ (-)	
Sbraccio1 Comb1				Sbraccio1 Comb1		Sbraccio1 Comb1	
40				0.05		0.05	
				Verifica (-)		Interaz. V-M (-)	
				Sez. Verificata		Nessuna Interaz.	

**Le verifiche risultano soddisfatte.**

- **VERIFICA MONTANTE-TOP SEZ B-B**

Si dettaglia la procedura di verifica condotta per la sezione B, nel quale si sono massimizzate le azioni di calcolo.

<b>Verifica Tensionale (Sez. di classe 4)</b>																			
(EN 1993-1-1; EN 1993-1-5)																			
Azioni di verifica agli SLU:																			
		Geometria del profilo in acciaio:										Coord. G <sub>SEZ_LORDA</sub>							
Sez Verifica		$L_y$ (m)	$L_z$ (m)	$s$ (m)	$A$ (m <sup>2</sup> )	$I_y$ (m <sup>4</sup> )	$I_z$ (m <sup>4</sup> )	$A_{y-y}$ (m <sup>2</sup> )	$A_{z-z}$ (m <sup>2</sup> )	$W_y$ (m <sup>3</sup> )	$W_z$ (m <sup>3</sup> )	$2^{\circ} \Omega^1$ (m <sup>2</sup> )	$Y_G$ (m)	$Z_G$ (m)					
1	TopMont	0.70	0.50	0.012	0.0282	0.0012	0.0020	0.0168	0.0120	0.0049	0.0058	0.0081	0	0					
<b>ErveSLU-A1 - TopMont</b>																			
Assiale	VY	VZ	Torcente	MY	MZ														
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)														
-29	0	-26	-131	29	118														
Calcolo delle tensioni sulla sezione lorda (Sezione a spigoli vivi):																			
					<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">Acciaio</th> </tr> <tr> <th><math>f_{yk}</math></th> <th><math>\gamma_{M0}</math></th> <th><math>\gamma_{M1}</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>(kNm<sup>2</sup>)</td> <td>(-)</td> <td>(-)</td> </tr> <tr> <td>275000</td> <td>1.05</td> <td>1.05</td> </tr> </tbody> </table>			Acciaio			$f_{yk}$	$\gamma_{M0}$	$\gamma_{M1}$	(kNm <sup>2</sup> )	(-)	(-)	275000	1.05	1.05
Acciaio																			
$f_{yk}$	$\gamma_{M0}$	$\gamma_{M1}$																	
(kNm <sup>2</sup> )	(-)	(-)																	
275000	1.05	1.05																	

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	68 di 86

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.



**Rete autostradale italiana**  
**STRUTTURA TIPOLOGICA**

PROGETTO ESECUTIVO  
Portali a bandiera per pannelli LCS - RELAZIONE DI CALCOLO

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	69 di 86

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

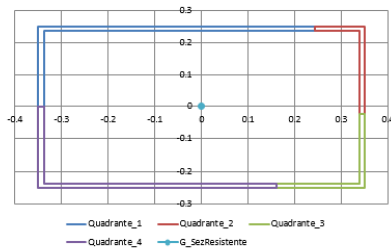
**EnveSLU-A1 - TopMont**

Assiale	VY	VZ	Torcente	MY	MZ
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
-29	0	-26	-131	29	118

**EnveSLU-A1 - TopMont - ITERAZIONE N. 03**

Assiale	VY	VZ	Torcente	MY	MZ
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
-29	0	-26	-131	29	118

Geometria della sezione resistente



Tensioni di compressione sono positive:

Azioni taglianti e torcenti		Azione assiale				Momento flettente (MY)				Momento flettente (MZ)				Tensioni risultanti:			
VY - Torcente	VZ - Torcente	σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>4</sub>	σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>4</sub>	σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>4</sub>	σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>4</sub>
(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )
16257	18457	1027	1027	1027	1027	-5962	-5962	5962	5962	-20265	20265	20265	-20265	-25199	15331	27254	-13276

**ITERAZIONE N. 03**

Azioni taglianti e torcenti		Azione assiale				Momento flettente (MY)				Momento flettente (MZ)				Tensioni risultanti:			
VY - Torcente	VZ - Torcente	σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>4</sub>	σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>4</sub>	σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>4</sub>	σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>4</sub>
(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )
16257	18457	1027	1027	1027	1027	-5962	-5962	5962	5962	-20265	20265	20265	-20265	-25199	15331	27254	-13276

Caratteristiche della sezione EFFICACE - Effetto del Local Buckling:

b <sub>a</sub>				b <sub>b</sub>				b <sub>c</sub>				b <sub>d</sub>					
ψ	kg	λ <sub>p</sub>	ρ	ψ	kg	λ <sub>p</sub>	ρ	ψ	kg	λ <sub>p</sub>	ρ	ψ	kg	λ <sub>p</sub>	ρ		
(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)		
-1.643694205	41.79493193	0.344	<b>1.000</b>	0.56251262	5.08523153	0.704	<b>1.000</b>	-0.487111348	13.19450399	0.612	<b>1.000</b>	0.47	Lato Teso	Lato Teso	Lato Teso	<b>1.000</b>	<b>0.50</b>

**Lunghezza dei lati EFFICACI:**

Azione assiale		Momento flettente (MY)		Momento flettente (MZ)	
(m) - Efficace	(m) - Efficace	(m) - Efficace	(m) - Efficace	(m) - Efficace	(m) - Efficace
bA - Eff 1	bA - Eff 2	bB - Eff 2	bB - Eff 3	bC - Eff 3	bC - Eff 4
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0.594	0.106	0.275	0.225	0.188	0.512
	0.700		0.500		0.700
					0.500

Grandezze Efficaci:

A <sub>eff</sub>	ΔY <sub>eff</sub>	ΔZ <sub>eff</sub>	I <sub>y,eff</sub>	I <sub>z,eff</sub>	W <sub>y,eff(C)</sub>	W <sub>y,eff(O)</sub>	W <sub>z,eff(C)</sub>	W <sub>z,eff(O)</sub>	ΔM <sub>y</sub>	ΔM <sub>z</sub>
(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)
0.028224	0.000000	0.000000	0.001216	0.002038	0.004864	-0.004864	-0.005823	0.005823	0.0000	0.0000

Azioni Sollecitanti Agenti sulla sezione Efficace:

$$\eta_t = \frac{N_{y,Ed}}{f_y A_{eff}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{y,Ed} e_{y,N}}{f_y W_{y,eff}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{y,Ed} e_{z,N}}{f_y W_{z,eff}} \leq 1,0 \quad (\text{EN 1993-1-5; 4.6})$$

M<sub>y,Ed</sub>, M<sub>z,Ed</sub> are the design bending moments with respect to y-y and z-z axes respectively.  
e<sub>y,N</sub>, e<sub>z,N</sub> are the eccentricities with respect to the neutral axis.

$$\eta_t = A + B + C$$

EnveSLU-A1 - TopMont						A	B	C	η <sub>t</sub> = A + B + C	Verifica
Assiale	VY	VZ	Torcente	MY - Eff	MZ - Eff	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)					
-29	<b>0</b>	<b>-26</b>	-131	29	118	0.004	0.023	0.077	<b>0.104</b>	Sez. Verificata

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	70 di 86

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

<b>Verifica a Taglio - Torsione:</b>							
Sezioni resistenti senza irrigidimenti: (EN 1993-1-5; 5)							
$\eta$ (-)	$\epsilon$ (-)	$72\epsilon/\eta$ (-)	hwt (-)				
1	0.924	67	L <sub>v</sub>	L <sub>z</sub>			
			58	42			
La resistenza a taglio si determina come:							
$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{t,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}}$					(EN 1993-1-5; 5.2)		
Si trascura la resistenza fornita dalle flange. Si ottiene quindi:							
$V_{bw,Rd} = \frac{X_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}}$					(EN 1993-1-5; 5.2)		
	$\sigma_x$ (MPa)	a (m)	kt (-)	$\tau_{or}$ (kNm <sup>2</sup> )	$\lambda_w$ (-)	$\chi(\lambda)$ (-)	V <sub>b,Rd</sub> (kN)
L <sub>v</sub>	56	100	5.34	298179	0.730	1.000	1270
L <sub>z</sub>	109	100	5.34	584421	0.521	1.000	907
Risultante delle azioni di taglio-Torsione agenti su un singolo lato dello scatolare: (Sezione lorda)							
Azioni taglianti e torcenti				<b>Verifiche di resistenza:</b>			
VY - Torcente VZ - Torcente				<b>VY - Torcen VZ - Torcente</b>			
				$\eta 3$ $\eta 3$		Verifica	
				$(-)$ $(-)$		Interaz. V-M	
TopMont Comb1	137	111	TopMont Comb1	0.11	0.12	Sez. Verificata	Nessuna Interaz.

**Le verifiche risultano soddisfatte.**

- **VERIFICA MONTANTE-BASE SEZ C-C**

Si dettaglia la procedura di verifica condotta per la sezione C, nel quale si sono massimizzate le azioni di calcolo.

<b>Verifica Tensionale (Sez. di classe 4)</b>																						
(EN 1993-1-1; EN 1993-1-5)																						
Azioni di verifica agli SLU:																						
Sez. Verifica		Geometria del profilo in acciaio:						Coord. G <sub>SEZ,LORDA</sub>														
L <sub>v</sub>	L <sub>z</sub>	s	A	I <sub>y</sub>	I <sub>z</sub>	A <sub>y-y</sub>	A <sub>z-z</sub>	W <sub>y</sub>	W <sub>z</sub>	2 <sup>o</sup> Q <sup>o</sup>	Y <sub>G</sub>	Z <sub>G</sub>										
(m)	(m)	(m)	(m <sup>2</sup> )	(m <sup>4</sup> )	(m <sup>4</sup> )	(m <sup>2</sup> )	(m <sup>2</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m)										
1	1	BaseMont	0.50	0.70	0.012	0.0262	0.0020	0.0012	0.0120	0.0168	0.0058	0.0049	0.0081									
<b>EnveSLU-A1 - BaseMont</b>																						
Assiale	VY	VZ	Torcente	MY	MZ																	
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)																	
-53	0	-43	-131	300	118																	
Calcolo delle tensioni sulla sezione lorda (Sezione a spigoli vivi):																						
						<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">Acciaio</th> </tr> <tr> <th>f<sub>yk</sub> (kNm<sup>2</sup>)</th> <th><math>\gamma_{M0}</math> (-)</th> <th><math>\gamma_{M1}</math> (-)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>275000</td> <td>1.05</td> <td>1.05</td> </tr> </tbody> </table>								Acciaio			f <sub>yk</sub> (kNm <sup>2</sup> )	$\gamma_{M0}$ (-)	$\gamma_{M1}$ (-)	275000	1.05	1.05
Acciaio																						
f <sub>yk</sub> (kNm <sup>2</sup> )	$\gamma_{M0}$ (-)	$\gamma_{M1}$ (-)																				
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.

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	71 di 86

Si implementano tre iterazioni al fine di cogliere la reale parzializzazione delle sezioni per effetto del local buckling.

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	72 di 86

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

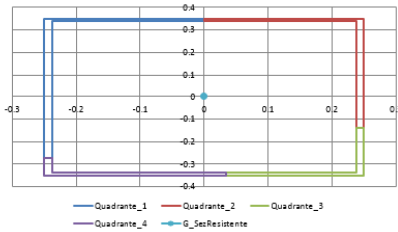
**EnveSLU-A1 - BaseMont**

Aziazione	VY	VZ	Torcente	MY	MZ
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
-53	0	-43	-131	300	118

**EnveSLU-A1 - BaseMont - ITERAZIONE N. 03**

Aziazione	VY	VZ	Torcente	MY	MZ
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
-53	0	-43	-131	300	118

Geometria della sezione resistente



Tensioni di compressione sono positive:																	
Azioni taglianti e torcenti		Aziazione assiale				Momento flettente (MY)				Momento flettente (MZ)				Tensioni risultanti:			
VY - Torcente	VZ - Torcente	σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>4</sub>	σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>4</sub>	σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>4</sub>	σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>4</sub>
(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> )
16257	18817	1881	1881	1881	1881	-51521	-51521	51521	51521	-24258	24258	24258	-24258	-73897	-25382	77660	29145

**ITERAZIONE N. 03**

Azioni taglianti e torcenti		Aziazione assiale				Momento flettente (MY)				Momento flettente (MZ)				Tensioni risultanti:			
VY - Torcente	VZ - Torcente	σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>4</sub>	σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>4</sub>	σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>4</sub>	σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>4</sub>
(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> )
16257	18817	1881	1881	1881	1881	-51521	-51521	51521	51521	-24258	24258	24258	-24258	-73897	-25382	77660	29145

Caratteristiche della sezione EFFICACE - Effetto del Local Buckling:

<b>bA - Eff 1</b>																				
Ψ	κ <sub>σ</sub>	λ <sub>σ</sub>	ρ	b <sub>EFF</sub>	Ψ	κ <sub>σ</sub>	λ <sub>σ</sub>	ρ	b <sub>EFF</sub>	Ψ	κ <sub>σ</sub>	λ <sub>σ</sub>	ρ	b <sub>EFF</sub>	Ψ	κ <sub>σ</sub>	λ <sub>σ</sub>	ρ	b <sub>EFF</sub>	
(-)	(-)	(-)	(-)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(m)
Lato Teso	Lato Teso	Lato Teso	1.000	0.50	-0.3268321	10.9104664	0.673	1.000	0.53	0.375283771	5.75324028	0.662	1.000	0.50	-2.535543604	74.75041008	0.257	1.000	0.20	

**Lunghezza dei lati EFFICACE:**

Aziazione assiale - Momento flettente (MY) - Momento flettente (MZ)								Grandezze Efficaci										
(m) - Efficace		(m) - Efficace		(m) - Efficace		(m) - Efficace		A <sub>EFF</sub>	ΔV <sub>EFF</sub>	ΔZ <sub>EFF</sub>	I <sub>y,EFF</sub>	I <sub>z,EFF</sub>	W <sub>y,EFF(O)</sub>	W <sub>y,EFF(O)</sub>	W <sub>z,EFF(O)</sub>	W <sub>z,EFF(O)</sub>	ΔM <sub>y</sub>	ΔM <sub>z</sub>
bA - Eff 1	bA - Eff 2	bB - Eff 2	bB - Eff 3	bC - Eff 3	bC - Eff 4	bD - Eff 4	bD - Eff 1	(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)
0.250	0.250	0.489	0.211	0.216	0.284	0.073	0.621	0.028224	0.000000	0.000000	0.002038	0.001216	0.005823	-0.005823	-0.004864	0.004864	0.0000	0.0000
0.500		0.700		0.500		0.700												

Azioni Sollecitanti Agenti sulla sezione Efficace:

$$\eta_1 = \frac{N_{ED}}{f_y A_{eff}} + \frac{M_{y,ED} + N_{ED} e_{y,N}}{f_y W_{y,eff}} + \frac{M_{z,ED} + N_{ED} e_{z,N}}{f_y W_{z,eff}} \leq 1.0 \quad (\text{EN 1993-1-5, 4.6})$$

M<sub>y,ED</sub>, M<sub>z,ED</sub> are the design bending moments with respect to y-y and z-z axes respectively;  
e<sub>y,N</sub>, e<sub>z,N</sub> are the eccentricities with respect to the neutral axis.

η<sub>1</sub> = A + B + C

EnveSLU-A1 - BaseMont						A	B	C	η <sub>1</sub> = A + B + C	Verifica
Aziazione	VY	VZ	Torcente	MY - Eff	MZ - Eff	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)					
-53	0	-43	-131	300	118	0.007	0.197	0.093	0.297	Sez. Verificata

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

<b>Verifica a Taglio - Torsione:</b>							
Sezioni resistenti senza irrigidimenti: (EN 1993-1-5; 5)							
$\eta$ (-)	$s$ (-)	$72s\eta$ (-)	$hw/t$ (-)				
			$L_y$	$L_z$			
1	0.924	67	42	58			
La resistenza a taglio si determina come:							
$V_{b,Rd} = V_{w,Rd} + V_{fl,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}}$					(EN 1993-1-5; 5.2)		
Si trascura la resistenza fornita dalle flange. Si ottiene quindi:							
$V_{w,Rd} = \frac{X_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}}$					(EN 1993-1-5; 5.2)		
	$\sigma_c$ (MPa)	$a$ (m)	$kt$ (-)	$\tau_{or}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\lambda_w$ (-)	$\chi(\%)$ (-)	$V_{b,Rd}$ (kN)
							(EN 1993-1-5; 5.3 - EN 1993-1-5; Annesso A)
$L_y$	109	100	5.34	584421	0.521	1.000	907
$L_z$	56	100	5.34	298179	0.730	1.000	1270
Risultante delle azioni di taglio-Torsione agenti su un singolo lato dello scatolare: (Sezione lorda)							
Azioni taglianti e torcenti				<b>Verifiche di resistenza:</b>			
VY - Torcente (kN)		VZ - Torcente (kN)		<b>VY - Torcente</b> $\eta_3$ (-)		<b>VZ - Torcente</b> $\eta_3$ (-)	
BaseMont Comb1		98		BaseMont Comb1		0.11	
		158				0.12	
				Verifica		Interaz. V-M	
				Sez. Verificata		Nessuna Interaz.	

**Le verifiche risultano soddisfatte.**

### 8.1.1 Verifica delle saldature a cordone d'angolo

Come anticipato, le saldature di connessione tra gli scatolari a costituire la colonna montante e lo sbraccio orizzontale e le piastre bullonate sono realizzate a cordone d'angolo.

Di seguito si riassumono le verifiche di resistenza in ottemperanza a quanto disposto in NTC 2008.

- **Sezione di connessione dello sbraccio:**

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	74 di 86

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

(NTC 2008 - 4.2.8.2.4)

Azioni di verifica agli SLU - STR:

Sez Verifica	Sbraccio1	Geometria del profilo in acciaio:		
		$L_y$ (m)	$L_z$ (m)	$s$ (m)
I	Sbraccio1	0.50	0.50	0.010



	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:

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

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.

$n_{\text{CORDONI}}$ (-)	$a/s$ (-)	$S_{\text{MIN-SALDAT}}$ (m)	$a_{\text{RES-TOT}}$ (m)
1	1.00	0.014	0.010

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

$A_{\text{SALDAT}}$ (m <sup>2</sup> )	$I_y$ (m <sup>4</sup> )	$I_z$ (m <sup>4</sup> )	$W_y$ (m <sup>3</sup> )	$W_z$ (m <sup>3</sup> )	$S_{VY}^*$ (m <sup>2</sup> )	$S_{VZ}^*$ (m <sup>2</sup> )	$2 \cdot \Omega \cdot t$ (m <sup>3</sup> )
0.0196	0.0008	0.0008	0.0031	0.0031	0.0006	0.0006	0.0048

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



Determinazione dei  $\sigma$  negli spigoli della sezione:

EnveSLU-A1 - Sbraccio1					
Assiale	VY	VZ	Torcente	MY	MZ
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
0	-25	26	-26	89	-103

<i>Tensione nei cordoni di saldatura in corrispondenza ai vertici della sezione rettangolare</i>								
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> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )
(1)	5579	-1453	-5388	9514	4715	-61174	-4715	61174
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> )	(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> )
(1)	7305	61191	7160	61909	4715	61174	4715	61174
$\eta_{MAX}$	0.322				0.262			
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> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )
(1)	5579	-1453	-5388	9514	4715	-61174	-4715	61174
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> )	(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> )
(1)	7305	61191	7160	61909	4715	61174	4715	61174
$\eta_{MAX}$	0.322				0.262			

Le verifiche risultano soddisfatte.

- **Sezione di base della colonna montante:**

**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:	Geometria del profilo in acciaio:		
		$L_y$ (m)	$L_z$ (m)	$s$ (m)
I	BaseMont	0.50	0.70	0.012



	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:

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

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.

$n_{\text{CORDONI}}$ (-)	$a/s$ (-)	$S_{\text{MIN-SALDAT}}$ (m)	$a_{\text{RES-TOT}}$ (m)
1	1.00	0.017	0.012

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

$A_{\text{SALDAT}}$ (m <sup>2</sup> )	$I_y$ (m <sup>4</sup> )	$I_z$ (m <sup>4</sup> )	$W_y$ (m <sup>3</sup> )	$W_z$ (m <sup>3</sup> )	$S^*_{vy}$ (m <sup>2</sup> )	$S^*_{vz}$ (m <sup>2</sup> )	$2 \cdot \Omega \cdot t$ (m <sup>3</sup> )
0.0282	0.0020	0.0012	0.0058	0.0049	0.0011	0.0011	0.0081

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





EnveSLU-A1 - BaseMont								
	Assiale	VY	VZ	Torcente	MY	MZ		
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)		
(1)	-53	0	-43	-131	300	118		
<i>Tensione nei cordoni di saldatura in corrispondenza ai vertici della sezione rettangolare</i>								
Tensioni sulla sezione resistente ruotata "a**":								
Tensioni parallele				Tensioni perpendicolari				
	$\tau_1$	$\tau_2$	$\tau_3$	$\tau_4$	$t_1$	$t_2$	$t_3$	
	(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> )	
(1)	14411	-18104	-18104	14411	-73897	-25382	77660	
Verifica di resistenza della saldatura:								
Formula (A)				Formula (B)				
	Spigolo 1	Spigolo 2	Spigolo 3	Spigolo 4	Spigolo 1	Spigolo 2	Spigolo 3	
	(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> )	
(1)	75289	31177	79742	32513	73897	25382	77660	
$\eta_{MAX}$	0.414				0.332			
Tensioni sulla sezione resistente ruotata "a***":								
Tensioni parallele				Tensioni perpendicolari				
	$\tau_1$	$\tau_2$	$\tau_3$	$\tau_4$	$n_1$	$n_2$	$n_3$	
	(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> )	
(1)	14411	-18104	-18104	14411	-73897	-25382	77660	
Verifica di resistenza della saldatura:								
Formula (A)				Formula (B)				
	Spigolo 1	Spigolo 2	Spigolo 3	Spigolo 4	Spigolo 1	Spigolo 2	Spigolo 3	
	(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> )	
(1)	75289	31177	79742	32513	73897	25382	77660	
$\eta_{MAX}$	0.414				0.332			

Le verifiche sono soddisfatte.

### 8.1.2 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".

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 la sezione A.

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	78 di 86

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

Per la sezione "Sez A", si prescrivono bulloni ad alta resistenza di classe 8.8; per la connessione alla base tirafondi di lunghezza  $L=1.20$  m e con caratteristiche minime equivalenti ai bulloni di classe 8.8.

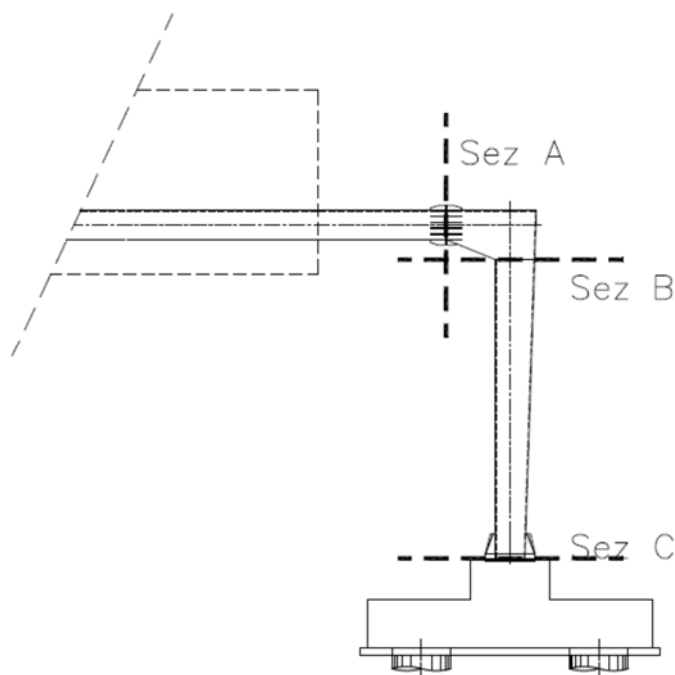


Fig. 44 – Sezioni di verifica - giunzioni bullonate

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.

#### 8.1.2.1 Verifica del giunto "Sez A"

Il giunto è realizzato per accoppiamento di due piastre di dimensioni  $700 \times 700 \times 20$  mm (BxHxs) sia lato sbraccio, sia lato montante. Si utilizzano 20 bulloni M22, disposti simmetricamente su un unico allineamento a cerchiare il perimetro della sezione scatolare della mensola. La connessione è irrigidita con piatti di spessore  $s=10$  mm e lunghezza  $L=300$  mm, disposti come dettagliato nell'immagine seguente.

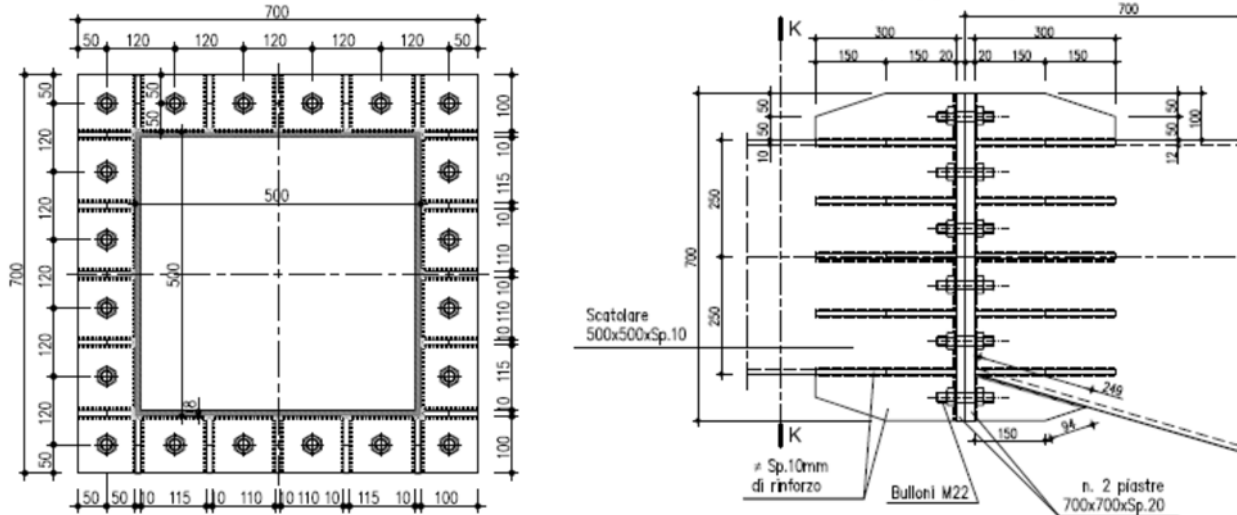


Fig. 45 – Giunto bullonato - Sez A

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.

**Rete autostradale italiana**  
**STRUTTURA TIPOLOGICA**

PROGETTO ESECUTIVO  
Portali a bandiera per pannelli LCS - RELAZIONE DI CALCOLO

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	80 di 86

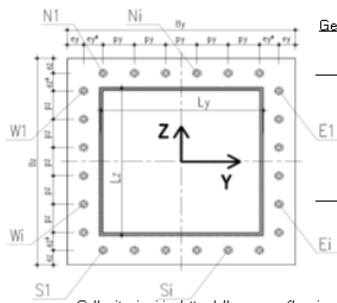
**Verifica Giunzioni bullonate:**  
(NTC 2008; 4.2.8 - Giunzioni a taglio; EN 1993-1-8 - 3.6)

Classe Bulloni	$f_{td}$ (MPa)	$f_{td,ACCIAIO}$ (MPa)	$\gamma_{M2}$ (-)
8.8	800	275	1.25

Azioni di verifica agli SLU:

Sez Verifica	Combinazione	Geometria del profilo in acciaio:			
		$L_y$ (m)	$L_z$ (m)	$s$ (m)	
A	1	Sbraccio1	0.500	0.500	0.010

EnveSLU-A1 - Sbraccio1							
Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	VYZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)	
(1)	0.00	-24.70	25.90	35.79	-26.33	88.60	-103.40



Geometria del giunto bullonato (piastra):

Numero dei bulloni		$\Phi_{BULLONE}$				$A_{NOM\_BULLONE}$				$\Phi_{BULL-FILETTO}$				$A_{RES\_BULLONE}$			
$n_{N-S}$ (-)	$n_{E-W}$ (-)	(mm)				(mm <sup>2</sup> )				(mm)				(mm <sup>2</sup> )			
6	6	22				380				19.6				303			
$B_y$ (m)	$B_z$ (m)	SPIASTRA		$e_y$		$e_y^*$		$e_z$		$e_z^*$		$P_y$		$P_z$			
0.7	0.7	0.02		0.05		0		0.05		0		0.1200		0.1200			

Sollecitazioni indotte dalla 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.)

$A_{RES\_BULLONATURA}$ (m <sup>2</sup> )	$I_{Y-EL\_TOTALE}$ (m <sup>4</sup> )	$I_{Z-EL\_TOTALE}$ (m <sup>4</sup> )
0.00606	0.000371	0.000371

$N_{MAX} (COMPR.)$ (kN)	$N_{MAX} (TRAZ.)$ (kN)
-47.06	47.06

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)
S	0.00	155

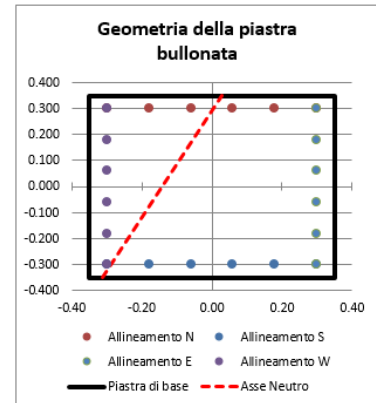
$N_{MAX} (TRAZ.)$ (kN)
47.06

Sollecitazioni indotte dal taglio e dalla torsione sul singolo bullone:

Taglio		Torsione		$V_{L\_MAX}$ (kN)
$V_{Yi}$ (kN)	$V_{Zi}$ (kN)	$V_{YL\_MAX}$ (kN)	$V_{ZL\_MAX}$ (kN)	
-124	1.30	-4.56	-4.56	8.24

Sollecitazioni di verifica:

Taglio $F_{s,EL}$ (kN)	Trazione $F_{t,EL}$ (kN)	Compressione $F_{c,EL}$ (kN)
8.24	47.06	-47.06



Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	81 di 86

Sollecitazioni di verifica:

Taglio	Trazione	Compressione
$F_{v,E,d}$	$F_{T,E,d}$	$F_{c,E,d}$
(kN)	(kN)	(kN)
8.24	47.06	-47.06

Resistenza dei bulloni:  
(NTC 2008, 4.2.8.1.1)

Geometria del giunto:

	(mm)
$e_1$	50
$e_2$	50
$d_0$	23
$p_1$	120
$p_2$	120
$d_n$	32

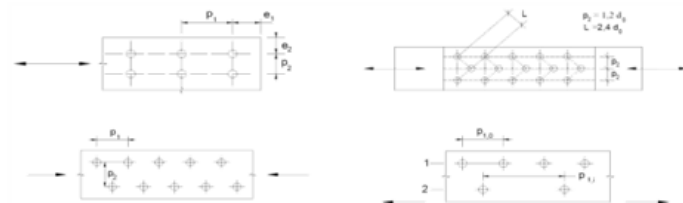


Figura 4.2.3 - Disposizione dei fori per le realizzazioni di unioni bullonate o chiodate

$\alpha$	k	Taglio su filettatura
(-)	(-)	(-)
0.725	2.5	S

Resistenze elementari:		(kN)
Taglio del bullone	$F_{v,R,d}$	116.35
Rifollamento	$F_{t,R,d}$	175.36
Trazione	$F_{t,R,d}$	174.53
Punzonamento	$B_{p,R,d}$	265.40

	(kN) - c.u.	
Resistenza a taglio	116.35	Verificato
Resistenza a trazione	174.53	Verificato
$F_{v,E,d}/F_{v,R,d}$	0.27	Verificato
Verifica combinata	0.26	Verificato

Le verifiche risultano soddisfatte.

### 8.1.2.2 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 di dimensioni 1100x900x25 mm (BxHxs). Si utilizzano 20 tirafondi di classe 8.8 e lunghezza  $L=1.20$  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  $L=500$  mm, disposti come dettagliato nell'immagine seguente.

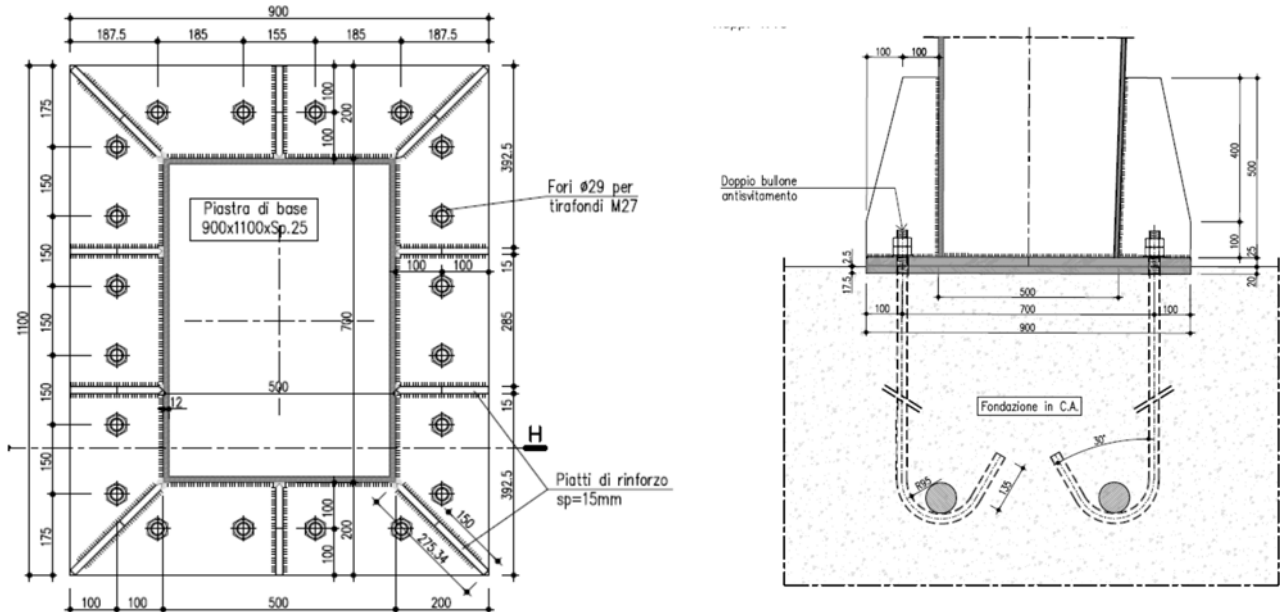


Fig. 46 – Giunto di base - Sez C

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

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	83 di 86

Combinazione C1:

**Verifica Giunzioni bullonate:**

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

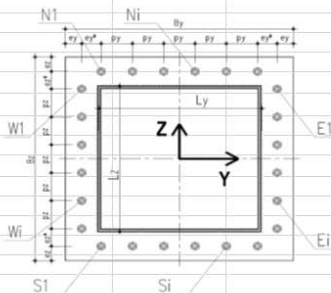
Classe Bulloni (-)	$f_{tb}$ (MPa)	$f_{tk\_ACCIAIO}$ (MPa)	$\gamma_{M2}$ (-)
8.8	800	275	1.25

Azioni di verifica agli SLU:

Sez Verifica	Combinazione	BaseMont	Geometria del profilo in acciaio:		
			$L_y$ (m)	$L_z$ (m)	$s$ (m)
C	1	BaseMont	0.500	0.700	0.012

**EnveSLU-A1 - BaseMont**

	Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	VYZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
(1)	-53.10	0.00	-43.00	43.00	-131.00	300.00	118.00



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

**Numero dei bulloni**

$n_{N+S}$ (-)	$n_{E+W}$ (-)	$\Phi_{BULLONE}$ (mm)	$A_{NOM\_BULLONE}$ (mm <sup>2</sup> )	$\Phi_{BULL-FILETTO}$ (mm)	$A_{RES\_BULLONE}$ (mm <sup>2</sup> )	$B_y$ (m)	$B_z$ (m)	$S_{PIASTRA}$ (m)	$e_y$ (m)	$e_y^*$ (m)	$e_z$ (m)	$e_z^*$ (m)	$P_y$ (m)	$P_z$ (m)
4	6	27	573	24	459	0.9	1.1	0.025	0.1	0.0875	0.1	0.075	0.1750	0.1500

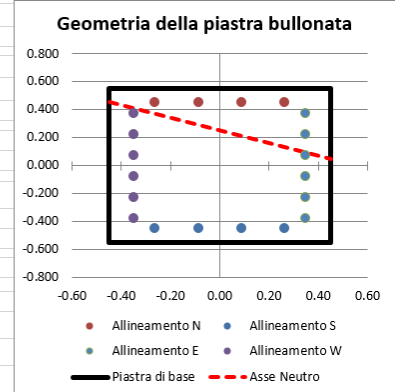
Sollecitazioni indotte dalla presso-flessione deviata:

Procedura A)	Azioni sui bulloni - Bulloni sollecitati in compressione e trazione: (ad esempio: piastre di base sostenute da controdamo senza contatto col c.a.)				
	$A_{RES\_BULLONATURA}$ (m <sup>2</sup> )	$I_{Y-G\_TOTALE}$ (m <sup>4</sup> )	$I_{Z-G\_TOTALE}$ (m <sup>4</sup> )	$N_{MIN}$ (Compres) (kN)	$N_{MAX}$ (Traz) (kN)
	0.00918	0.001105	0.000815	-76.17	70.86

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)	$N_{MAX}$ (Traz) (kN)		
S	4.31	122	56.09		

Sollecitazioni indotte dal taglio e dalla torsione sul singolo bullone:

Taglio		Torsione		$V_{I\_MAX}$ (kN)
$V_{Y1}$ (kN)	$V_{Z1}$ (kN)	$V_{Y1\_MAX}$ (kN)	$V_{Z1\_MAX}$ (kN)	
0.00	-2.15	-11.74	-10.96	17.60



Sollecitazioni di verifica:		
Taglio	Trazione	Compressione
$F_{V,Ed}$ (kN)	$F_{T,Ed}$ (kN)	$F_{C,Ed}$ (kN)
17.60	70.86	-76.17

Doc.:	STR011
Rev.:	0
Data:	Luglio 2018
Pag.:	84 di 86

Sollecitazioni di verifica:							
	Taglio	Trazione	Compressione				
	$F_{V,Ed}$ (kN)	$F_{T,Ed}$ (kN)	$F_{C,Ed}$ (kN)				
	17.60	70.86	-76.17				
Resistenza dei bulloni: (NTC 2008, 4.2.8.1.1)							
Geometria del giunto:							
	(mm)						
$e_1$	100						
$e_2$	100						
$d_0$	28						
$p_1$	150						
$p_2$	150						
$d_m$	44						
				Figura 4.2.3 - Disposizione dei fori per le realizzazioni di unioni bullonate o chiodate			
$\alpha$	k	Taglio su filettatura					
(-)	(-)	(-)					
1.000	2.5	S					
Resistenze elementari:		(kN)				(kN) - c.u.	
Taglio del bullone	$F_{v,Rd}$	176.26		Resistenza a taglio	176.26	Verificato	
Rifollamento	$F_{b,Rd}$	371.25		Resistenza a trazione	264.38	Verificato	
Trazione	$F_{t,Rd}$	264.38		$F_{t,Ed}/F_{t,Rd}$	0.27	Verificato	
Punzonamento	$B_{p,Rd}$	456.16		Verifica combinata	0.29	Verificato	

Le verifiche risultano soddisfatte.

## 8.2 Ancoraggio alle strutture di fondazione

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 1100x900x25 mm (BxHxs), posata su contropiastra avente la medesima impronta e spessore  $s=20$ mm. Si utilizzano 20 tirafondi M27 di classe 8.8 e lunghezza  $L=1.20$  m, disposti simmetricamente su un unico allineamento a cerchiare il perimetro della sezione scatolare del montante.



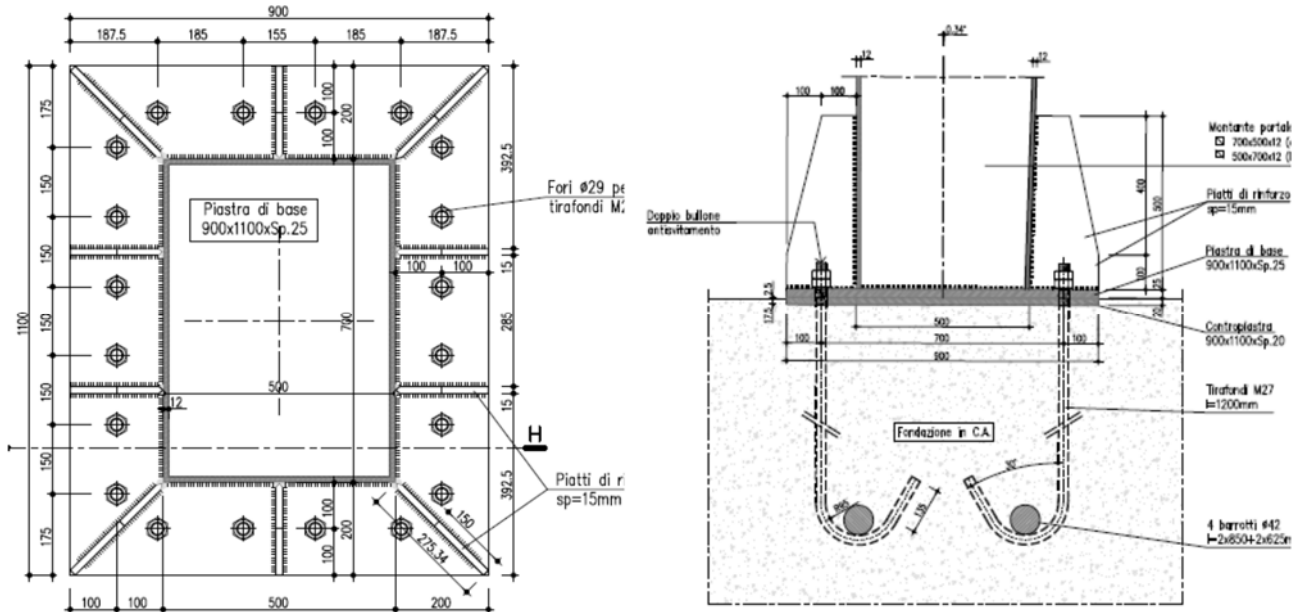


Fig. 47 – Giunto di base - Sez C

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

- VERIFICA DELLA LUNGHEZZA DEI TIRAFONDI

La lunghezza dei tirafondi ( $L = 120.0$  cm) viene verificata secondo la seguente formula, verificando l'aderenza:

$$\tau_{ad} = \alpha N_b / (\pi \phi L) = 0.7 \times 81240 / \pi \cdot 27 \cdot 1200 = 0.56 \text{ N/mm}^2 < f_{bd} = 1.2 \text{ N/mm}^2 \text{ (calcolato considerando una condizione di buona aderenza)}$$

essendo  $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$  e  $\alpha_5$  i coefficienti

$\alpha_1$  tiene conto dell'effetto della forma delle barre posto che il copriferro sia adeguato

$\alpha_2$  tiene conto dell'effetto del ricoprimento minimo di calcestruzzo

$\alpha_3$  tiene conto dell'effetto del confinamento dovuto ad armatura trasversale;

$\alpha_4$  tiene conto dell'influenza di una o più barre trasversali saldate ( $\phi_s > 0,6\phi$ ) lungo la lunghezza di ancoraggio di progetto  $l_{bd}$

$\alpha_5$  tiene conto dell'effetto della pressione trasversale al piano di spacco lungo la lunghezza di ancoraggio di progetto.

Il prodotto ( $\alpha_2 \alpha_3 \alpha_5$ )  $\geq 0,7$ :

prospetto 8.2 Valori dei coefficienti  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ ,  $\alpha_3$ ,  $\alpha_4$  e  $\alpha_5$

Fattore d'influenza	Tipo di ancoraggio	Barra di armatura	
		In trazione	In compressione
Forma delle barre	Dritto	$\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
	Diverso da dritto [vedere figura 8.1 (b), (c) e (d)]	$\alpha_1 = 0,7$ se $c_d > 3\phi$ altrimenti $\alpha_1 = 1,0$ (vedere figura 8.3 per i valori di $c_d$ )	$\alpha_1 = 1,0$
Ricoprimento di calcestruzzo	Dritto	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - \phi) / \phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_2 = 1,0$
	Diversa da dritto [vedere figura 8.1 (b), (c) e (d)]	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - 3\phi) / \phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$ (vedere figura 8.3 per i valori di $c_d$ )	$\alpha_2 = 1,0$
Confinamento realizzato mediante armatura trasversale non saldata a quella principale	Tutti i tipi	$\alpha_3 = 1 - K\lambda$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_3 = 1,0$
Confinamento realizzato mediante armatura trasversale saldata*)	Tutti i tipi, posizioni e dimensioni come specificato in figura 8.1 (e)	$\alpha_4 = 0,7$	$\alpha_4 = 0,7$
Confinamento realizzato mediante pressione trasversale	Tutti i tipi	$\alpha_5 = 1 - 0,04\rho$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	-

dove:  
 $\lambda = (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,min}) / A_s$ ;  
 $\Sigma A_{st}$  area della sezione retta dell'armatura trasversale lungo la lunghezza di ancoraggio di progetto  $l_{bd}$ ;  
 $\Sigma A_{st,min}$  area della sezione retta dell'armatura trasversale minima; = 0,25  $A_s$  travi e 0 per piastre;  
 $A_s$  area di una singola barra ancorata di diametro massimo;  
 $K$  valori riportati in figura 8.4;  
 $\rho$  pressione trasversale [MPa] allo stato limite ultimo lungo  $l_{bd}$ ;  
 \*) Vedere anche il punto 8.6: Per appoggi diretti  $l_{bd}$  può essere assunto minore di  $l_{b,min}$  a condizione che sia presente almeno un filo trasversale saldato all'interno della zona di appoggio. Si raccomanda che questo sia distante almeno 15 mm dalla faccia dell'appoggio.

Poiché siamo in presenza di tirafondo ad uncino è possibile utilizzare  $\alpha_1 = 0.7$ .

Si adotta, quindi, una lunghezza del tirafondo pari a 120cm. Il calcolo risulta a vantaggio di sicurezza, poiché non sono stati considerati i barrotti.