

# AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO

POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA  
AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA

"PASSANTE DI BOLOGNA"

PROGETTO DEFINITIVO

AUTOSTRADA A14 / TANGENZIALE

OPERE COMPLEMENTARI

SEGNALETICA FISSA

RELAZIONE DI CALCOLO  
PORTALE TIPO "A"

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

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

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE  
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

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

IL DIRETTORE TECNICO

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

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO

ORDINATORE

RIFERIMENTO PROGETTO

RIFERIMENTO DIRETTORIO

RIFERIMENTO ELABORATO

ORDINATORE

Codice Commessa

Lotto, Sub-Prog.  
Cod. Appalto

Fase

Capitolo

Paragrafo

W B S

Parte d'opera

Tip.

Disciplina

Progressivo

Rev.

ORDINATORE

111465

0000

PD

AU

OPC

SS000

00000

R

S T R

0154

-

0

SCALA



PROJECT MANAGER:

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

SUPPORTO SPECIALISTICO:

REVISIONE

n.	data
0	SETTEMBRE 2020

1	-
---	---

2	-
---	---

3	-
---	---

4	-
---	---

REDATTO:

VERIFICATO:

VISTO DEL COMMITTENTE



IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO  
Ing. Fabio Visintin

VISTO DEL CONCEDENTE



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

INDICE

<b>1.</b>	<b>INTRODUZIONE.....</b>	<b>3</b>
<b>2.</b>	<b>RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI .....</b>	<b>6</b>
<b>3.</b>	<b>MATERIALI .....</b>	<b>7</b>
3.1	Conglomerati cementizi .....	7
3.2	Acciaio ad aderenza migliorata .....	7
3.3	Acciaio da carpenteria .....	8
3.4	Bulloni ad alta resistenza .....	8
3.5	Saldature.....	8
<b>4.</b>	<b>SOFTWARE DI CALCOLO.....</b>	<b>9</b>
<b>5.</b>	<b>CARICHI DI PROGETTO.....</b>	<b>10</b>
5.1	Elenco delle condizioni di carico elementari .....	10
5.2	Valutazione delle azioni sulla struttura .....	10
5.2.1	Carichi permanenti - Pesi propri e permanenti portati ( $g_1$ - $g_2$ ).....	10
5.2.2	Azioni dei carichi variabili ( $Q_{ak}$ ).....	12
5.2.3	Azioni del vento ( $Q_{wk}$ ).....	12
5.2.4	Azioni di Buffeting .....	21
5.2.5	Carico da neve.....	24
5.2.6	Temperatura .....	25
5.2.7	Azione sismica ( $E_k$ ).....	25
<b>6.</b>	<b>COMBINAZIONI DI CARICO .....</b>	<b>28</b>
6.1	Combinazioni per gli S.L.U.....	28
6.2	Combinazioni per gli S.L.E.....	29
<b>7.</b>	<b>ANALISI STRUTTURALE.....</b>	<b>30</b>
7.1	Generalità.....	30
7.2	Caratteristiche di sollecitazione elementari.....	31
7.3	Inviluppo delle caratteristiche di sollecitazione .....	36
7.3.1	Enve SLU - A1 .....	36
7.3.2	Enve SLE - Caratteristica .....	38
7.3.3	Enve Sisma - SLV .....	39
7.4	Spostamenti .....	41
7.5	Azioni in fondazione.....	43
7.5.1	Fondazioni per posa su terreno pianeggiante .....	44
7.5.2	Fondazioni per posa su rilevato.....	45
<b>8.</b>	<b>VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITÀ.....</b>	<b>47</b>
8.1	Struttura metallica in elevazione.....	47
8.1.1	Sollecitazioni di verifica .....	47
8.1.2	Verifica delle sezioni in acciaio .....	49
8.1.1	Verifica delle saldature a cordone d'angolo.....	53
8.1.2	Verifica dei giunti di connessione.....	57
8.1.2.1	Verifica del giunto "Sez A" .....	58
8.1.2.2	Verifica del giunto "Sez C" - Connessione di base.....	63
8.2	Ancoraggio alle strutture di fondazione .....	68

8.3	Verifiche per azioni cicliche - Fatica .....	73
8.3.1	Generalità .....	73
8.3.1.1	Azioni da fatica del vento .....	75
8.3.1.2	Azioni da fatica indotti dal transito veicolare - Buffeting .....	76
8.3.1	Verifica a fatica delle sezioni saldate .....	76
8.3.1.1	Azioni indotte dai carichi di fatica .....	76
8.3.2	Verifica a fatica delle giunzioni bullonate .....	79
<b>9.</b>	<b>PLINTO E PALI DI FONDAZIONE.....</b>	<b>88</b>
9.1	Descrizione e ipotesi di calcolo .....	88
9.1.1	Verifica dei pali di fondazione .....	89
9.1.2	Verifica del plinto di fondazione .....	89
9.2	Verifica geotecnica delle fondazioni .....	93

## 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 A", avente lunghezza massima dello sbraccio pari a 10.00m.

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 700x500mm alla base, 500x700mm in sommità (BxH), 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 F=600mm.

La cartellonistica è sorretta da tubolari in acciaio F=90mm, 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 quadrata di 500x500mm (BxH) e lunghezza massima dello sbraccio pari a 10m (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  $s=10\text{mm}$  per la parte dello sbraccio (lunghezza massima  $L_{\text{MAX}}=9.05\text{m}$ );  $s=12\text{mm}$  a costituire la restante porzione della mensola e la colonna montante.

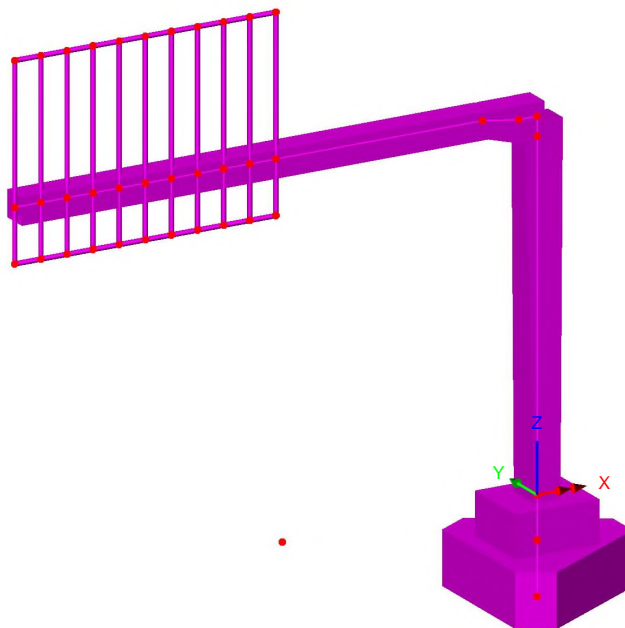


Fig. 1 – Vista 3D del portale

La struttura dei cartelloni è costituita da una lamiera di spessore massimo  $s=3\text{mm}$ . Le analisi sono state effettuate nell'ipotesi che il massimo numero di cartelloni posizionabili sia pari ad uno, avente la geometria schematizzata nell'immagine precedente e dettagliata negli elaborati grafici a corredo. La superficie massima esposta al vento è pari a  $5.00 \times 3.60 = 18\text{m}^2$  (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



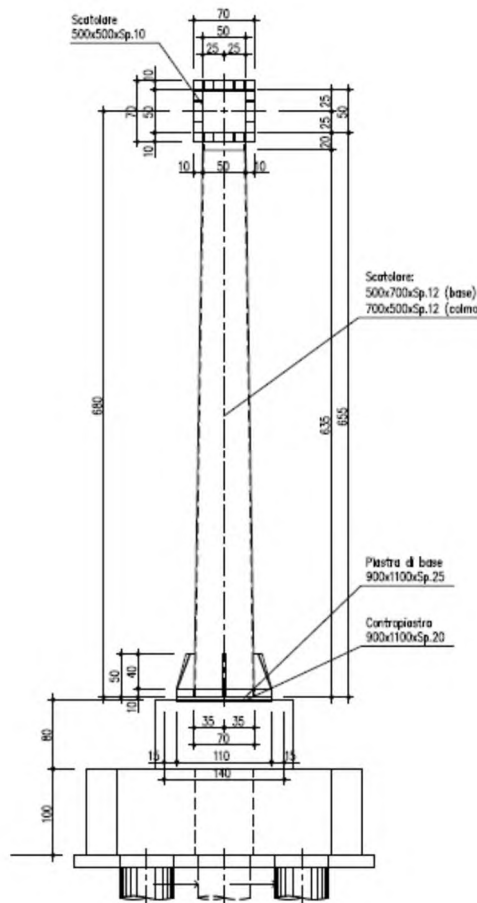


Fig. 3 – Vista laterale del portale

Il collegamento alla base dei piedritti, con le strutture di fondazione, è composto da un sistema tirafondi-piastra, opportunamente irrigidita. È previsto l'utilizzo di 20 tirafondi M27 cl. 8.8 lunghi 1.20m; piastra di base di spessore  $s = 25\text{mm}$  e contropiastra  $s = 20\text{mm}$ .

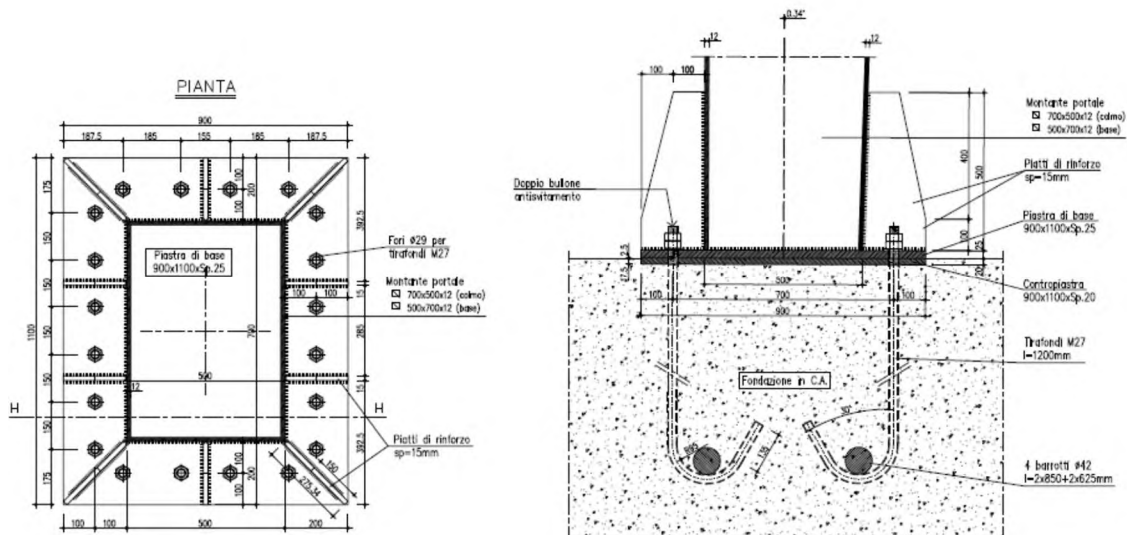


Fig. 4 – Dettaglio della connessione alla base

Per ulteriori dettagli si rimanda ai pertinenti disegni di progetto.

## 2. RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI

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

Normative e prescrizioni emesse dallo Stato Italiano:

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

Normativa Europea ed estera:

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

Articoli e pubblicazioni:

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

### 3. MATERIALI

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

#### ■ Conglomerati cementizi

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

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

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

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

#### ■ Acciaio ad aderenza migliorata

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

Per verifiche agli S.L.U		
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 450$	MPa
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} = 540$	MPa
Tensione limite di progetto	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = f_{yk}/1.15 = 391.30$	MPa
Modulo elastico o di Young	$E = 206.000$	MPa

**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.



## Acciaio da carpenteria

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

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

- tensione di rottura a trazione  $f_{tk} \geq 430\text{MPa}$
- tensione di snervamento  $f_{yk} \geq 275\text{MPa}$
- Resistenza di progetto  $f_{yd} = 262\text{MPa}$

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

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

## Bulloni ad alta resistenza

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

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

Tirafondi:

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

## Saldature

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

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

## Classe di esecuzione

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

#### 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. 15.2", 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.

## 5. CARICHI DI PROGETTO

### Elenco delle condizioni di carico elementari

Si calcola l'opera sottoposta alle azioni indotte da:

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

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

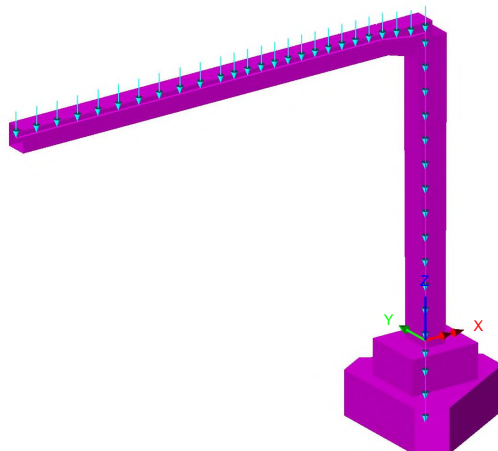


Fig. 5 – Peso proprio degli elementi strutturali

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 18.0m<sup>2</sup>; e di spessore costante pari a 0.003m.

La cartellonistica è sostenuta attraverso fissaggi puntuali sulla struttura secondaria, costituita da tubolari metallici F = 90mm 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 2.00kPa, 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 3.2m. (dimensione valida per le quattro tipologie di portale a bandiera – Tipo A, Tipo B; Tipo C; Tipo D).

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

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:  $78.50 \times 0.002513 = 0.1973 \text{ kN/m}$

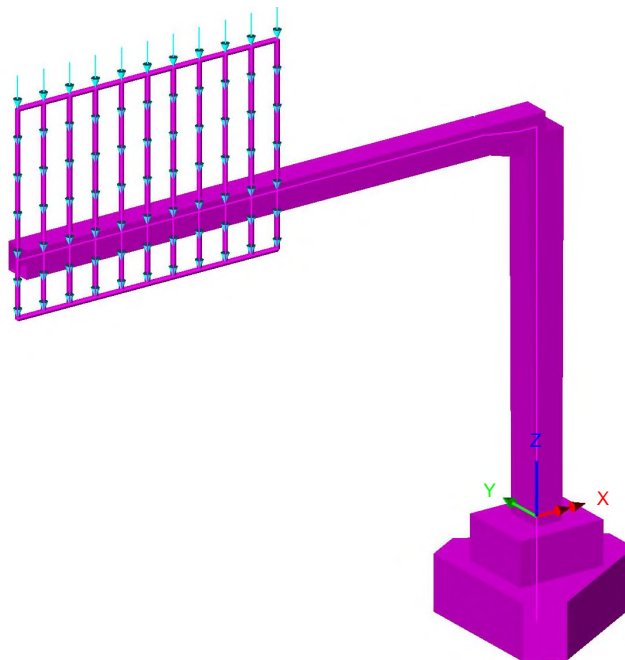


Fig. 6 – Pesi permanenti portati

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 20kN/m<sup>3</sup>, 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.

### 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 involucro, 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 10km
Categoria del sito:	II
Periodo di ritorno:	50 anni

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

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

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

Si riassumono in forma tabellare i risultati ottenuti:

Montante verticale:

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>
$a_r$	1.00
$z_0$	0.05 EN 1991-1-4 §4.3.2
$z_{0II}$	0.05 EN 1991-1-4 §4.3.2 prosp. 4.1
$z_{min}$	4.00 EN 1991-1-4 §4.3.2
$z_{max}$	200 EN 1991-1-4 §4.3.2
$k_r$	0.19 fattore di terreno EN 1991-1-4 §4.3.2 (4.5)
$v_m(z)$	25.2 Velocità media del vento quota z max
$v_m(0)$	22.5 Velocità media del vento quota p.c.
$s_v$	5.13 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.)
$I_v(z)$	0.20
$I_v(0)$	0.23
$C_e(z)$	2.1127
$q_p(z)$	962.59
$q_p(0)$	820.37

**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>6.8</b> m quota testa pila
<b>d/b</b>	0.714
<b>l/b</b>	9.71
<b>r/b</b>	0.0001
<b>l</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>	2.39 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) fig. 7.23
<b>y<sub>r</sub></b>	1.00 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) fig. 7.24
<b>y<sub>l</sub></b>	<b>0.91</b> EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) fig. 7.36
<b>C<sub>f</sub></b>	2.17 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) (7.9)
<b>f<sub>w,0</sub></b>	<b>1780.89</b>
<b>f<sub>w,(zmax)</sub></b>	<b>2089.63</b>

Dove:

- $a_s = 450\text{m}$  quota ipotizzata del sito
- $z_{MAX} = 6.80\text{m}$  Altezza massima da terra del fusto del montante
- $b = 0.70\text{m}$  larghezza della sezione investita dal vento assunta, cautelativamente, pari alla larghezza alla quota massima
- $d = 0.50\text{m}$  lunghezza della sezione investita dal vento

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

- $f_{wMAX} = 2.089\text{kN/m}^2$

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:  $2.089 \times 0.70 = 1.462\text{kN/m}$ .

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
$a_s$	<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>
$a_r$	1.00
$Z_0$	0.05 EN 1991-1-4 §4.3.2
$Z_{0II}$	0.05 EN 1991-1-4 §4.3.2 prosp. 4.1
$Z_{min}$	4.00 EN 1991-1-4 §4.3.2
$Z_{max}$	200 EN 1991-1-4 §4.3.2
$k_r$	0.19 fattore di terreno EN 1991-1-4 §4.3.2 (4.5)
$v_m(z)$	25.2 Velocità media del vento quota z max
$v_m(0)$	22.5 Velocità media del vento quota p.c.
$s_v$	5.13 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.)
$I_v(z)$	0.20
$I_v(0)$	0.23
$c_e(z)$	2.1127
$q_p(z)$	962.59
$q_p(0)$	820.37



**Caratteristiche sezione**

<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>6.8</b> m quota testa pila
<b>d/b</b>	1.000
<b>l/b</b>	13.60
<b>r/b</b>	0.0002
<b>l</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>y<sub>r</sub></b>	1.00 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) fig. 7.24
<b>y<sub>l</sub></b>	<b>0.91</b> EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) fig. 7.36
<b>C<sub>f</sub></b>	1.91 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) (7.9)
<b>f<sub>w,0</sub></b>	<b>1567.57</b>
<b>f<sub>w,(zmax)</sub></b>	<b>1839.32</b>

Dove:

- $a_s = 450\text{m}$  quota ipotizzata del sito
- $Z_{MAX} = 6.80\text{m}$  altezza da terra del baricentro della sezione della mensola
- $b = 0.50\text{m}$  larghezza della sezione investita dal vento
- $d = 0.50\text{m}$  lunghezza della sezione investita dal vento

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

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

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:  $1.840 \times 0.50 = 0.920\text{kN/m}$ .

Cartellone - 5.00 × 3.60m (B×H):

**Calcolo parametri di base**

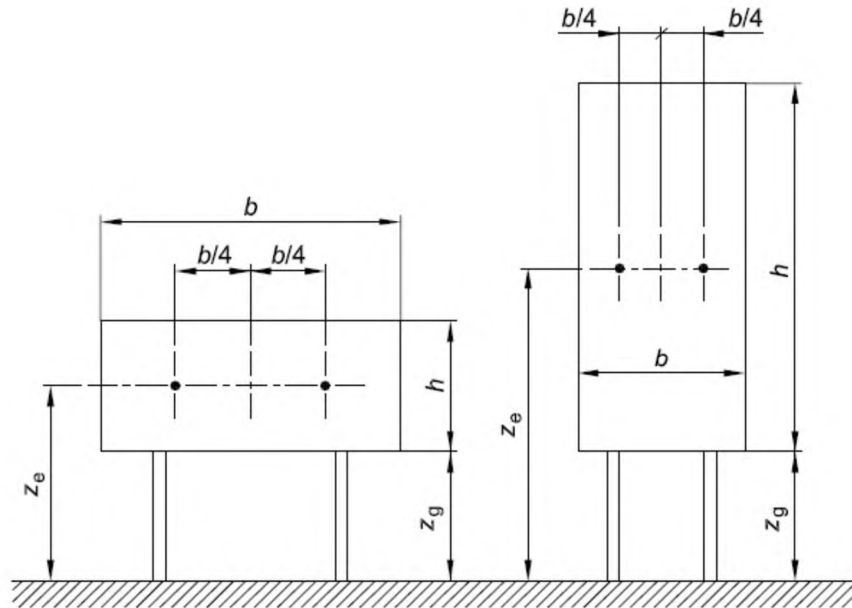
Categoria sito	<b>II</b>	II-III-IV-V (categorie secondo NAD EN 1991-1-4)
Zona	<b>3</b>	1-2-3-4-5-6-7-8-9
$a_s$	<b>450</b>	m - quota sito
$v_{b0}$	27	4.1.(1) P
$a_0$	500	m (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
$k_a$	0.02	1/s (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
$v_{b0}$	27	4.1.(1) P
$v_b$	27.0	velocità 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
$C_r(z)$	0.95	Coeff. Rugosità terreno (EN 1991-1-4 §4.3.2)
$k_1$	<b>1.00</b>	fattore di turbolenza (valore raccomandato da N.A.D.)
$C_o$	<b>1.00</b>	coeff. orografia EN 1991-1-4 §4.3.1 e Annex A3
$T_r$	<b>50</b>	periodo di ritorno
$k_1$	<b>0.14</b>	
$n$	<b>1</b>	
$a_r$	1.00	
$z_0$	0.05	EN 1991-1-4 §4.3.2
$z_{0II}$	0.05	EN 1991-1-4 §4.3.2 prosp. 4.1
$z_{min}$	4.00	EN 1991-1-4 §4.3.2
$z_{max}$	200	EN 1991-1-4 §4.3.2
$k_r$	0.19	fattore di terreno EN 1991-1-4 §4.3.2 (4.5)
$v_m(z)$	25.8	Velocità media del vento
$s_v$	5.13	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.)
$I_v(z)$	0.20	
$C_e(z)$	2.1807	
$q_p(z)$	993.57	

**Caratteristiche cartellone**

<b>b</b>	<b>5</b> Larghezza complessiva pannello
<b>h</b>	<b>3.6</b> Altezza complessiva pannello
<b>z<sub>e</sub></b>	<b>7.60</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>h<sub>1x</sub></b>	<b>1.92</b> Frequenza struttura
<b>m<sub>e</sub></b>	<b>395</b> kg/m massa generalizzata (app. F4)
<b>d<sub>s</sub></b>	<b>0.03</b> decr. Logaritmico dello smorzamento strutturale (app. F5)
d <sub>a</sub>	0.04 decr. Logaritmico dello smorzamento aerodin. (app. F5)
<b>d<sub>d</sub></b>	<b>0</b> decr. Log. Dovuto a dispositivi aggiuntivi (app. F5)
d	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)
a	0.52
L(z <sub>s</sub> )	54.74
B <sup>2</sup>	0.78 Frequenza adimensionale EN 1991-1-4 B.2 (B2)
f <sub>L</sub> (z,n)	4.08
SL(zn)	5.34E-02
h <sub>n</sub>	1.23
h <sub>b</sub>	1.71
R <sub>n</sub>	0.51
R <sub>b</sub>	0.42
R <sup>2</sup>	0.82
n	1.38 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>	1.13
<b>c<sub>s</sub>c<sub>d</sub></b>	<b>1.05</b>

Ottenendo una pressione sul cartellone pari a  $q_w = 1.878 \text{ kN/m}^2$ .

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:  $A_{ref} = b \times h$ .

- $as = 450m$  quota ipotizzata del sito
- $z_e = 7.60m$  altezza del baricentro della superficie del cartellone investita dal vento
- $b = 5.00m$  larghezza della superficie del singolo cartellone investita dal vento
- $h = 3.60m$  altezza della superficie del cartellone investita dal vento
- $b/4 = 1.25m$  eccentricità del punto di applicazione della risultante del vento dal baricentro geometrico della superficie del cartellone
- $m_e = 395kg/m$  massa equivalente, determinata considerando la massa dello sbraccio della mensola e quella del cartellone (con tubolari di ancoraggio), mediata su un metro di lunghezza
- $h_{1x} = 1.920 \text{ 1/sec}$  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:  $1.878kN/m^2$ . Si considera l'effetto di eccentricità del punto di applicazione richiesto in normativa attraverso l'applicazione del momento di trasporto  $M_{VENTO1} = 42.26kNm$ .

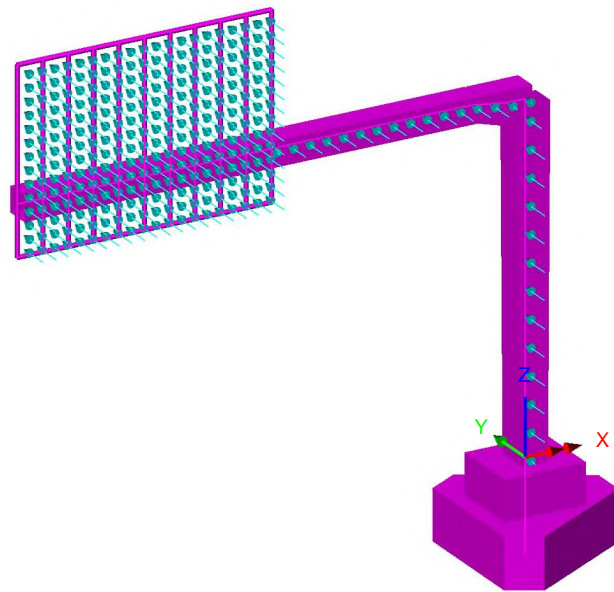


Fig. 7 – Azioni del vento sulla struttura

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: 104.995

Zoom: 100.0

Eye: (-0.452075, -0.803089, 0.38817)

Eigenvalue analysis

Loadcase: 1:Eigenvalue 1

Results file: PortaleBandieraA\_Cuspide\_Modale.mys

Eigenvalue: 145.642

Natural frequency: 1.92072

Error norm: 79.2199E-12

Maximum displacement 0.0318089 at node 57

Deformation exaggeration: 52.4966

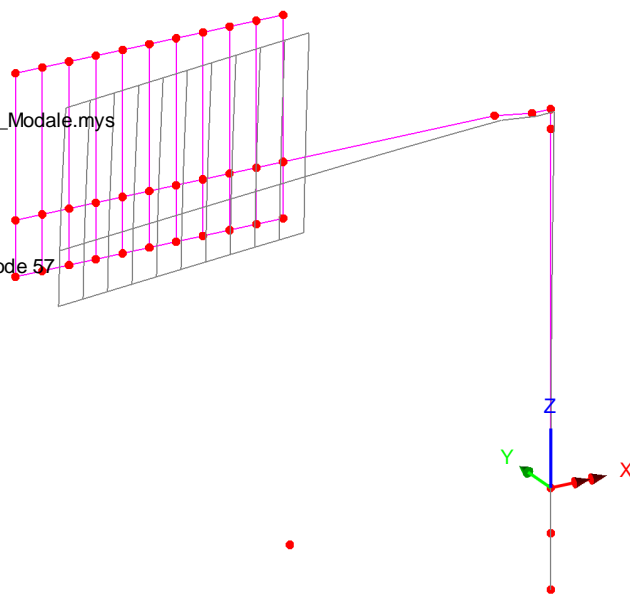


Fig. 8 – Analisi modale della struttura

### 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 la mensola della struttura principale.

La formulazione proposta consente di modellare il profilo di variazione delle sovrappressioni indotte dal transito dei veicoli 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 4.20m in altezza e 2.50m 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 100km/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 0.90m in altezza e per ciascuna di esse si è determinato il valore di  $P_d$ , nel centro di pressione.

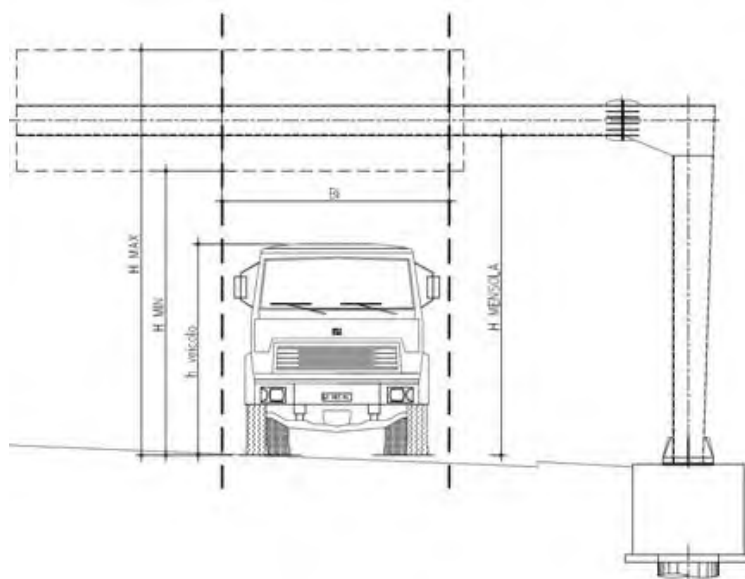


Fig. 9 – Azione di Buffeting sulla struttura

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

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

Pressione verticale di buffeting sulla mensola:

$H_i$ (m)	$h_i$ (m)	$P_{di}$ ( $\text{N/m}^2$ )
6.5	2.3	87

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	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	

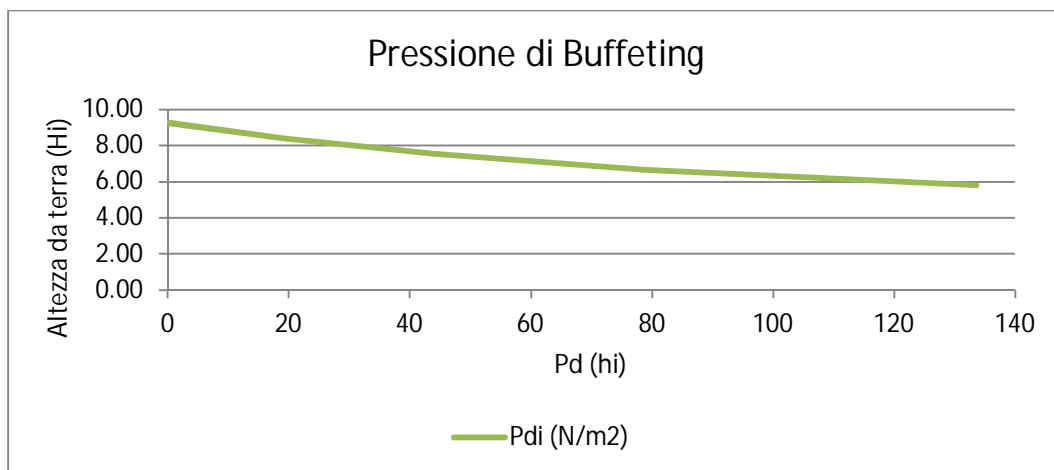


Fig. 10 – Variazione della pressione di buffeting con la quota

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 careggiata, 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

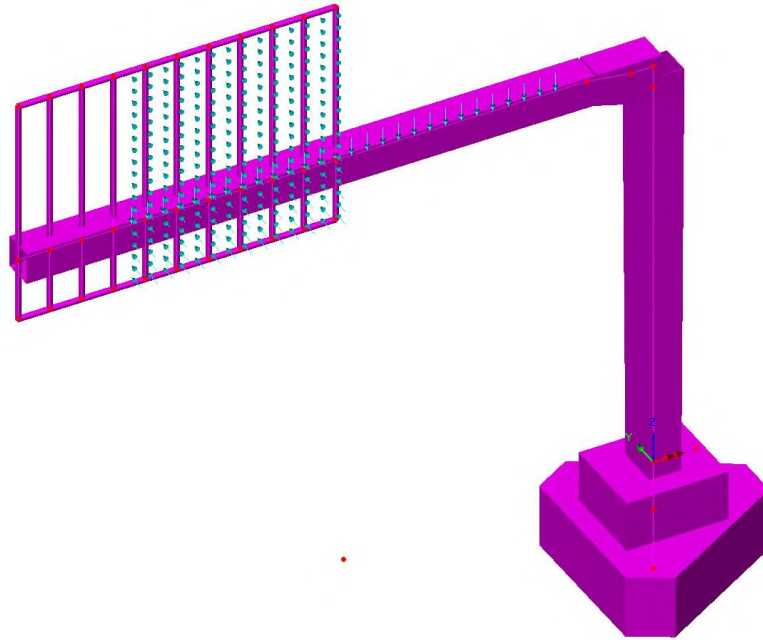


Fig. 11 – Azione di Buffeting - Corsia 1



### 5.2.5 Carico da neve

Il carico da neve è stato determinato in aderenza a quanto disposto nelle NTC 2018, nel capitolo 3.4. Il valore di progetto del carico da neve sulle coperture è valutato secondo la seguente formula:

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

dove:

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

Si ottiene:

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

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

Tale azione è applicata alla struttura quale carico 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:

$$q_s = 1.20 \times 0.50 = 0.60\text{kN/m}$$

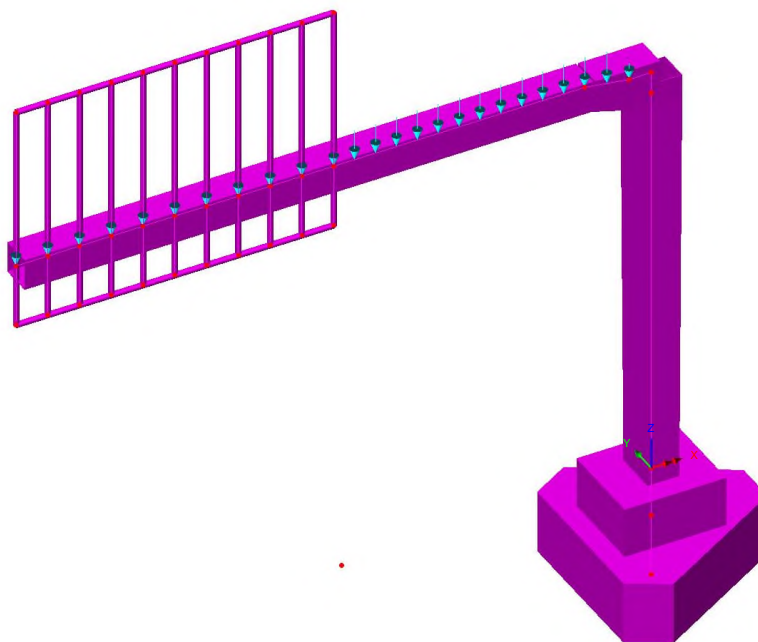


Fig. 12 – Carico da neve

### 5.2.6 Temperatura

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

### 5.2.7 Azione sismica ( $E_K$ )

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

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

Definizione dei parametri progettuali funzione delle caratteristiche dell'opera.

- Vita nominale dell'opera:  $V_N = 50$  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:

$$V_R = V_N C_U = 50 \cdot 1.00 = 50 \text{anni}$$

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

$$h = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0.55$$

- $F_o$  è il fattore di amplificazione spettrale
- $T_C$  periodo di vibrazione corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante
- $T_C = C_C T_C^*$
- $T_B$  periodo di vibrazione corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante
- $T_B = T_C / 3$

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

$$T_D = 4.0 \frac{a_g}{g} + 1.6$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

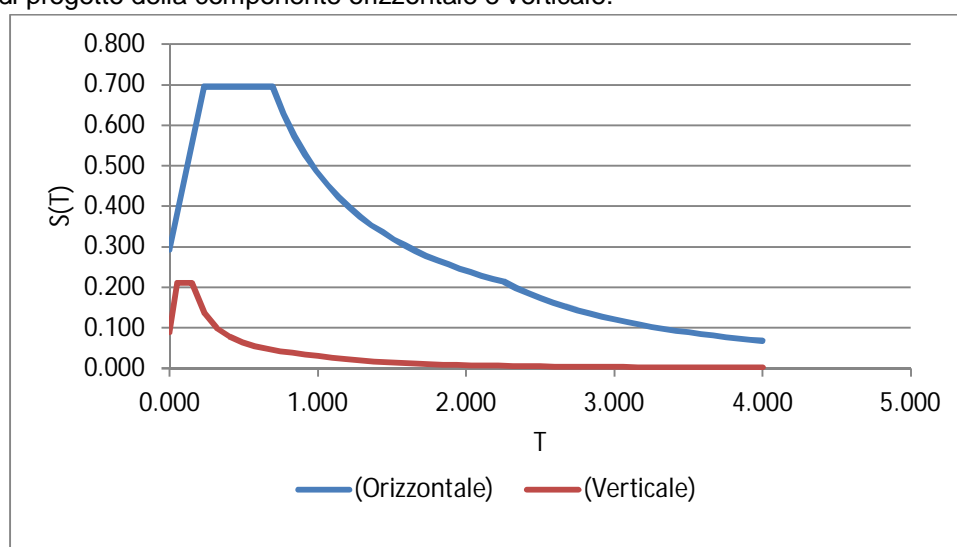
Componente orizzontale:

Parametri indipendenti - SLV		Parametri dipendenti	
$a_0$ (g)	0.163	S	1.8
$F_0$	2.37	h	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	$h$	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:

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

Combinazione fondamentale utilizzata per gli stati limite ultimi (SLU)

$$g_{S1} \cdot G_1 + g_{S2} \cdot G_2 + g_{Q1} \cdot Q_{k1} + g_{Q2} \cdot y_{02} \cdot Q_{k2} + g_{Q3} \cdot y_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione sismica impiegata per gli stati limite (SLV)

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

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 figura 13, mentre, i valori dei coefficienti di combinazione per le azioni variabili sono riportati nella figura 14.

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

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

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

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

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

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 – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

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

## Combinazioni per gli S.L.E.

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

- Combinazione caratteristica rara

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

- Combinazione frequente

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

- Combinazione quasi permanente

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

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

## 7. ANALISI STRUTTURALE

### Generalità

Come anticipato nei capitoli precedenti, l’analisi strutturale riportata di seguito riguarda il portale a bandiera "Tipo A", avente lunghezza dello sbraccio metallico  $L_B = 10\text{m}$ , 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 unico) 0.5x0.5x0.010m (BxHxs)
- Sezione di testa del montante 0.7x0.5x0.012m (BxHxs)
- Sezione di base del montante 0.5x0.7x0.012m (BxHxs)

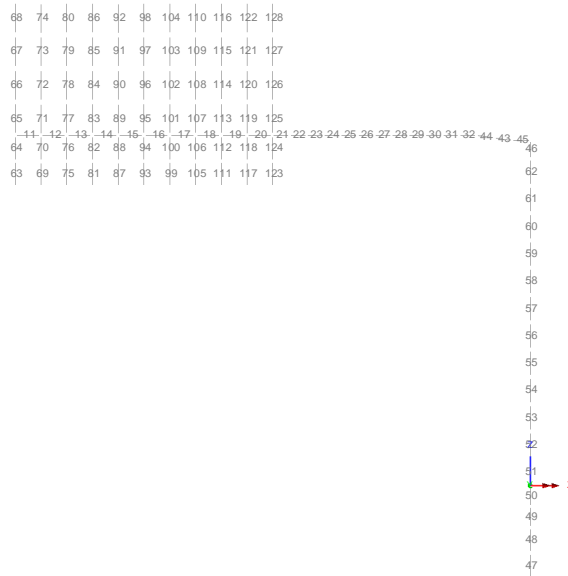


Fig. 15 – Modello di calcolo FEM - numerazione degli elementi

## 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: 63.7995  
 Zoom: 109.387  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Loadcase: 2:PortaleBandieraA\_Cuspide.mys  
 Results file: PortaleBandieraA\_Cuspide.mys  
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: My  
 Diagram maximum 75.5784E3 at Gauss point 11 of element 45  
 Diagram minimum -11.3924 at Gauss point 1 of element 11  
 Diagram scale: 1: 0.198469E-3

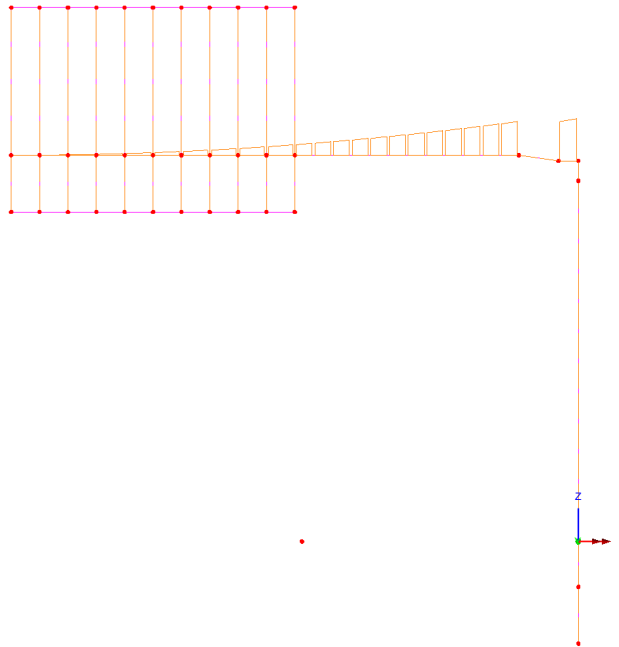


Fig. 16 – My (Local) - Pesi propri

Scale: 1: 63.7995  
 Zoom: 109.387  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Loadcase: 2:PortaleBandieraA\_Cuspide.mys  
 Results file: PortaleBandieraA\_Cuspide.mys  
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: Mz  
 Diagram maximum 75.5784E3 at Gauss point 1 of element 47  
 Diagram minimum -31.6743 at Gauss point 11 of element 124  
 Diagram scale: 1: 0.198469E-3

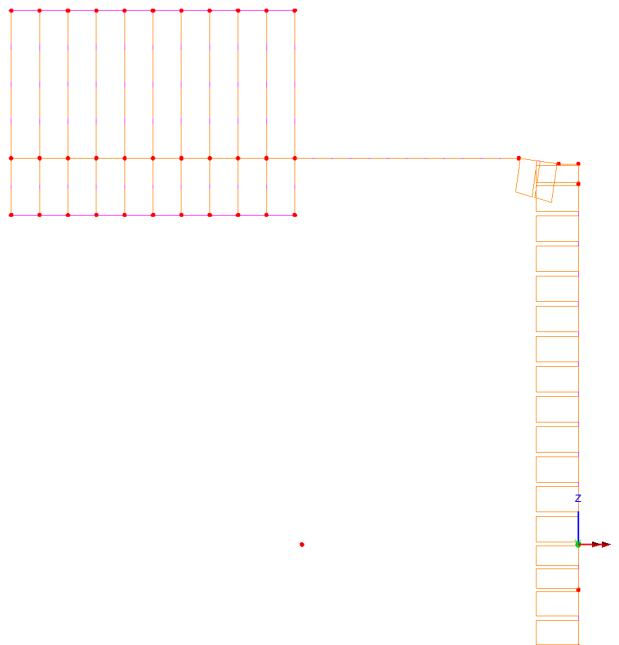


Fig. 17 – Mz (Local) - Pesi propri



Peso permanenti portati:

Scale: 1: 63.7995  
 Zoom: 109.387  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Loadcase: 3:PortaleBandieraA\_Cuspide.mys  
 Results file: PortaleBandieraA\_Cuspide.mys  
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: My  
 Diagram maximum 88.6404E3 at Gauss point 11 of element 45  
 Diagram minimum -20.3551 at Gauss point 1 of element 11  
 Diagram scale: 1: 0.169223E-3

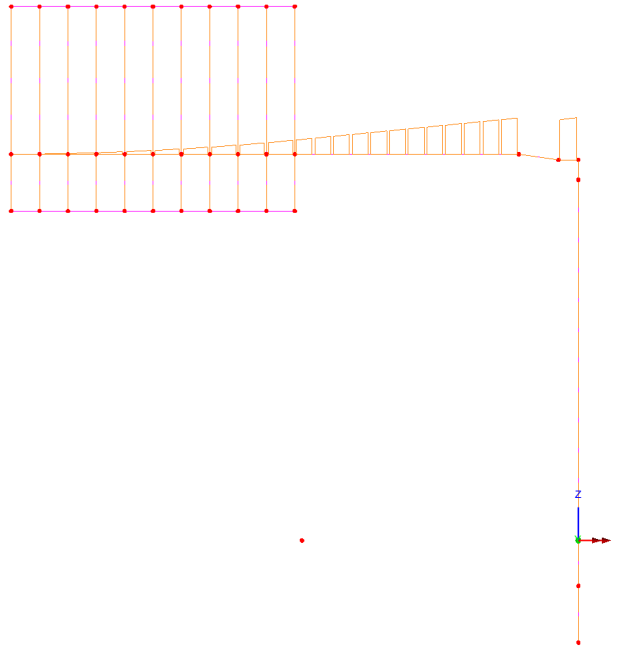


Fig. 18 – My (Local) - Permanenti portati

Scale: 1: 63.7995  
 Zoom: 109.387  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Loadcase: 3:PortaleBandieraA\_Cuspide.mys  
 Results file: PortaleBandieraA\_Cuspide.mys  
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: Mz  
 Diagram maximum 88.6404E3 at Gauss point 1 of element 47  
 Diagram minimum -50.1788 at Gauss point 11 of element 124  
 Diagram scale: 1: 0.169223E-3

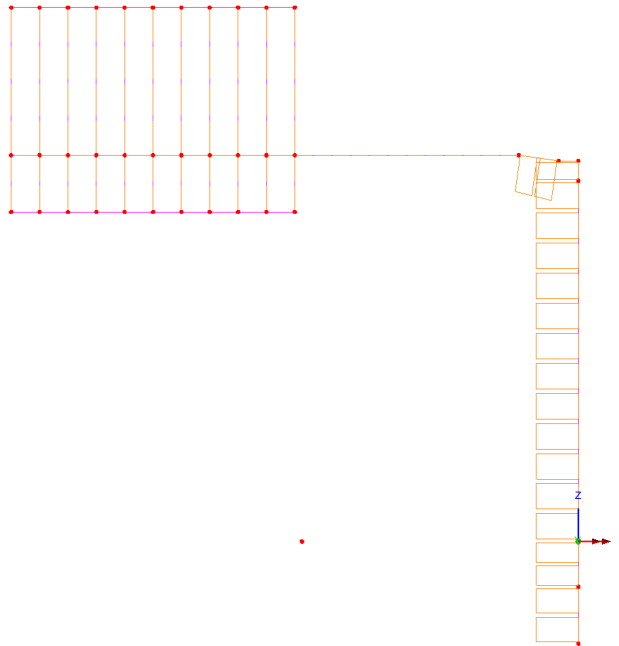


Fig. 19 – Mz (Local) - Permanenti portati

Vento:

Scale: 1: 63.7995  
 Zoom: 109.387  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Loadcase: 4:PortaleBandieraA\_Cuspide.mys  
 Results file: PortaleBandieraA\_Cuspide.mys  
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: My  
 Diagram maximum 0.251021E-9 at Gauss point 1 of element 69  
 Diagram minimum -401.84E3 at Gauss point 1 of element 47  
 Diagram scale: 1: 37.3283E-6

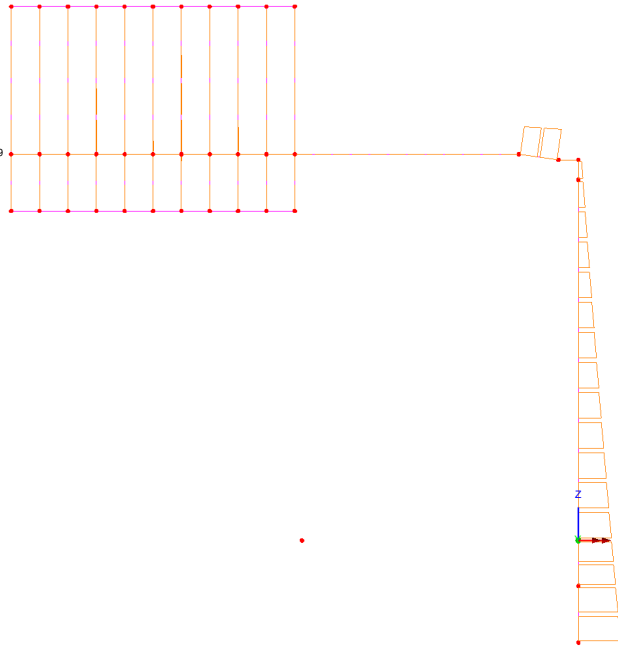


Fig. 20 – My (Local) - Vento

Scale: 1: 63.7995  
 Zoom: 109.387  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Loadcase: 4:PortaleBandieraA\_Cuspide.mys  
 Results file: PortaleBandieraA\_Cuspide.mys  
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: Mz  
 Diagram maximum 32.4793E-12 at Gauss point 1 of element 43  
 Diagram minimum -304.398E3 at Gauss point 11 of element 45  
 Diagram scale: 1: 49.2776E-6

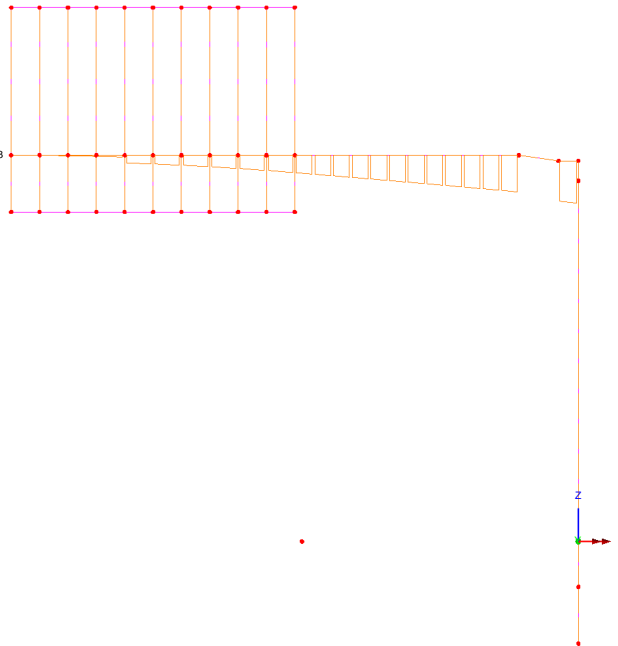


Fig. 21 – Mz (Local) - Vento

Scale: 1: 63.7996  
 Zoom: 109.387  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Loadcase: 4:PortaleBandieraA\_Cuspide.mys  
 Results file: PortaleBandieraA\_Cuspide.mys  
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: Mx  
 Diagram maximum 304.398E3 at Gauss point 1 of element 55  
 Diagram minimum -30.361E3 at Gauss point 1 of element 45  
 Diagram scale: 1: 49.2776E-6

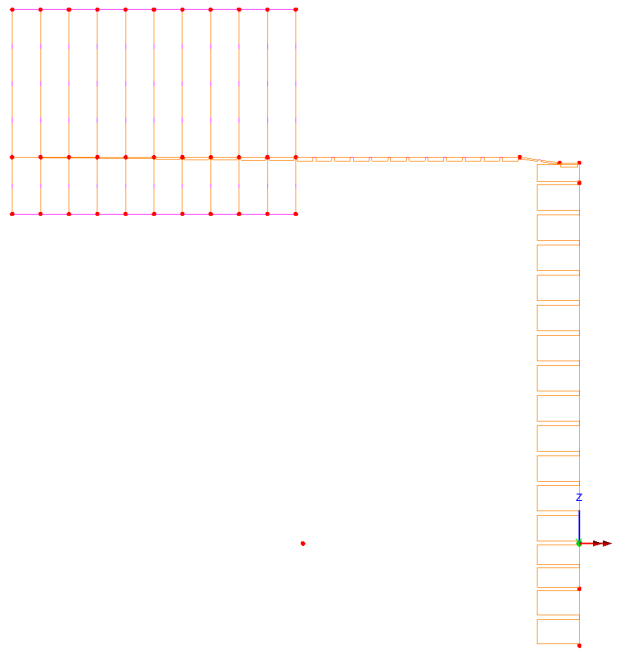


Fig. 22 – Mx - Torcente (Local) - Vento

Neve:

Scale: 1: 63.7996  
 Zoom: 109.387  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Loadcase: 5:PortaleBandieraA\_Cuspide.mys  
 Results file: PortaleBandieraA\_Cuspide.mys  
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: My  
 Diagram maximum 29.966E3 at Gauss point 11 of element 45  
 Diagram minimum -4.61057 at Gauss point 1 of element 11  
 Diagram scale: 1: 0.500563E-3

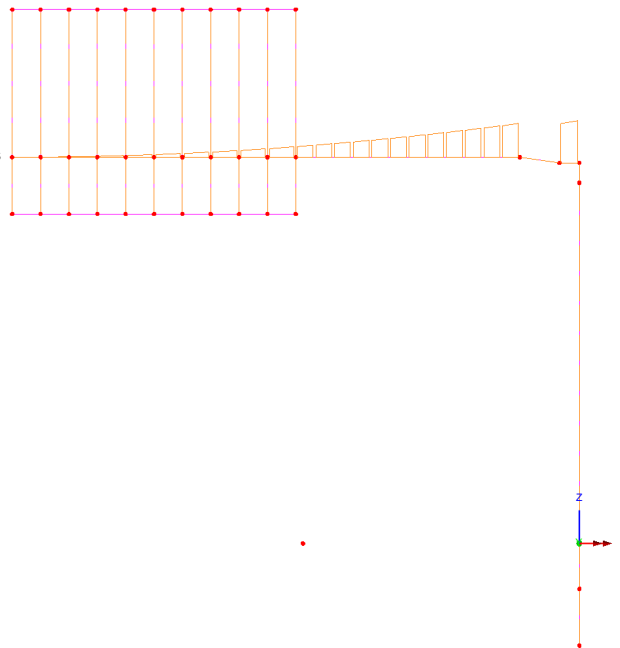


Fig. 23 – My (Local) - Neve

Scale: 1: 63.7996  
 Zoom: 109.387  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Loadcase: 5:PortaleBandieraA\_Cuspide.mys  
 Results file: PortaleBandieraA\_Cuspide.mys  
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: Mz  
 Diagram maximum 29.9662E3 at Gauss point 1 of element 47  
 Diagram minimum -12.622 at Gauss point 11 of element 124  
 Diagram scale: 1: 0.500563E-3

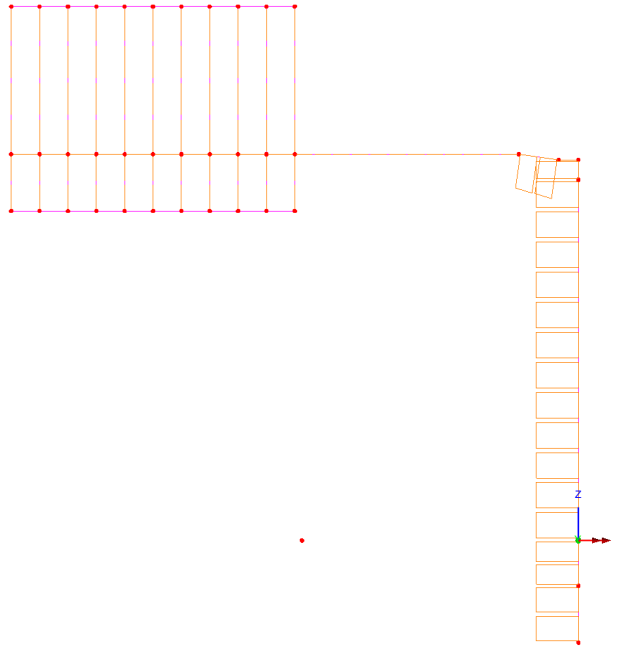


Fig. 24 – Mz (Local) - Neve

Buffeting L1:

Scale: 1: 63.7996  
 Zoom: 109.387  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Loadcase: 6:PortaleBandieraA\_Cuspide.mys  
 Results file: PortaleBandieraA\_Cuspide.mys  
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: My  
 Diagram maximum 1.43374E3 at Gauss point 11 of element 45  
 Diagram minimum -5.59E3 at Gauss point 1 of element 47  
 Diagram scale: 1: 2.68337E-3

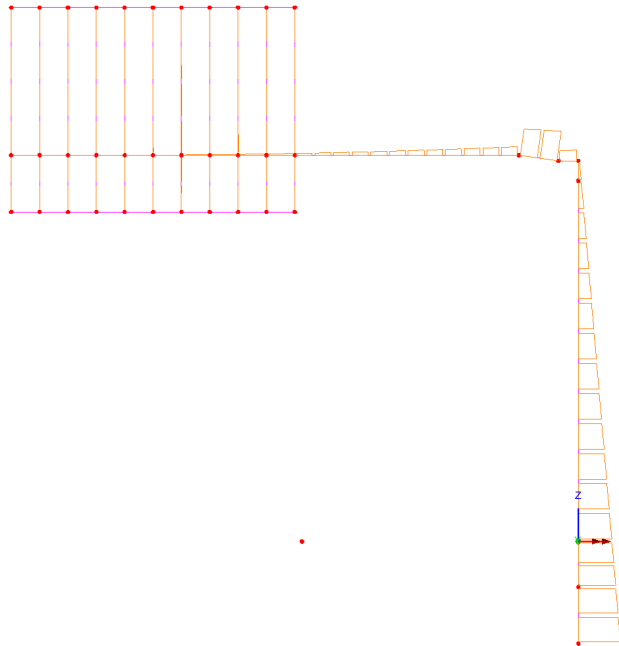


Fig. 25 – My (Local) - Buffeting L1

Scale: 1: 63.7995  
 Zoom: 109.387  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Loadcase: 6:PortaleBandieraA\_Cuspide.mys  
 Results file: PortaleBandieraA\_Cuspide.mys  
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: Mz  
 Diagram maximum 1.43374E3 at Gauss point 1 of element 47  
 Diagram minimum -4.19814E3 at Gauss point 11 of element 45  
 Diagram scale: 1: 3.57301E-3

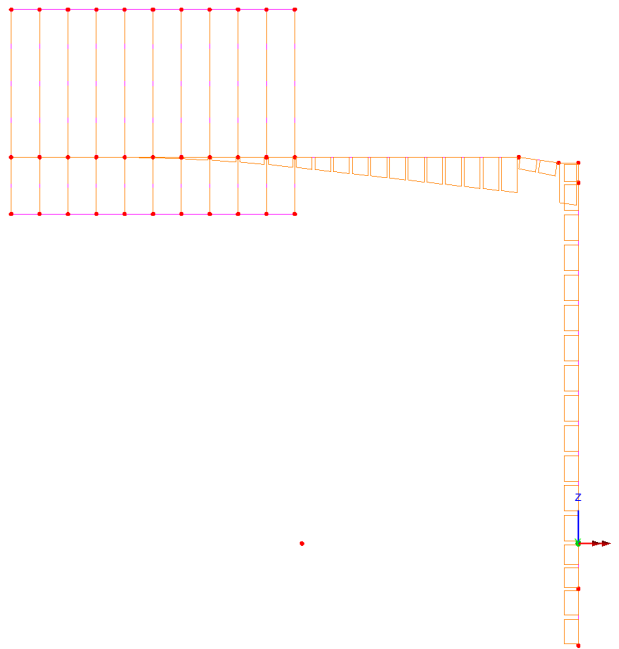


Fig. 26 – Mz (Local) - Buffeting L1

## Inviluppo delle caratteristiche di sollecitazione

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

### 7.3.1 Enve SLU - A1

Inviluppo agli SLU - A1 (STR):

Scale: 1: 63.7995  
 Zoom: 109.387  
 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 602.761E3 at Gauss point 1 of element 47  
 Diagram minimum -31.7475 at Gauss point 1 of element 11  
 Diagram scale: 1: 33.1807E-6

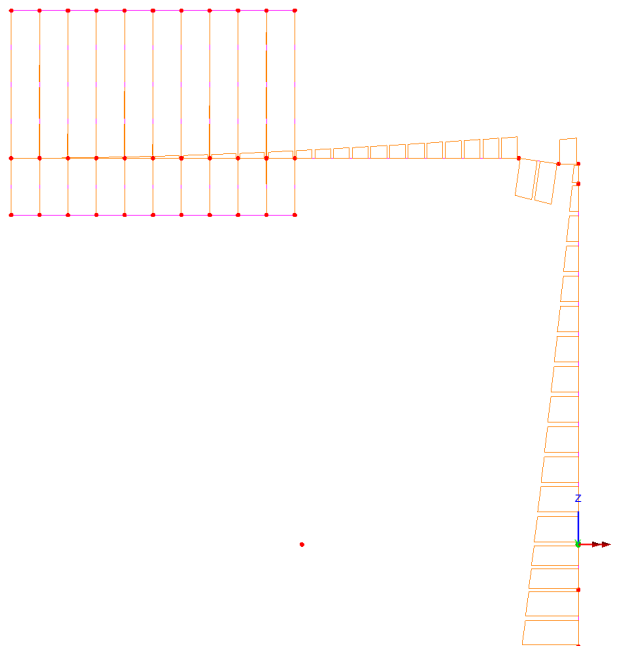


Fig. 27 – My (Local)

Scale: 1: 63.7995  
 Zoom: 109.387  
 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 456.597E3 at Gauss point 11 of element 45  
 Diagram minimum -81.8532 at Gauss point 11 of element 124  
 Diagram scale: 1: 43.8023E-6

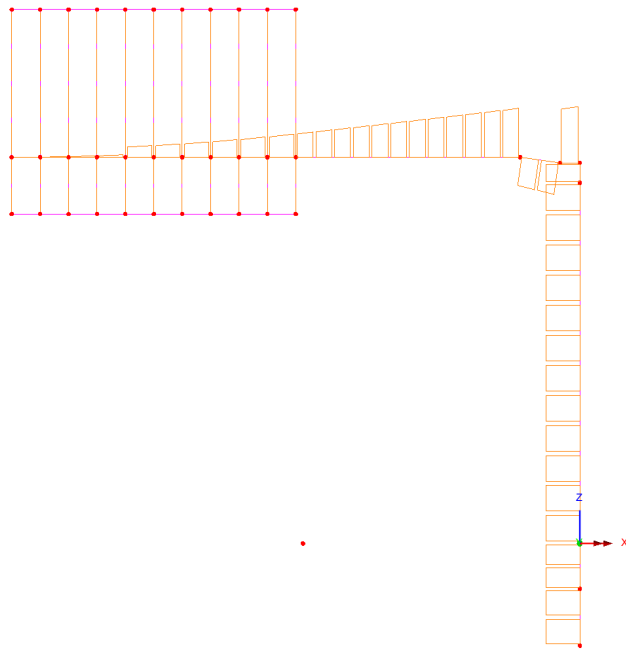


Fig. 28 – Mz (Local)

Scale: 1: 63.7995  
 Zoom: 109.387  
 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 456.597E3 at Gauss point 1 of element 55  
 Diagram minimum -0.788861E-30 at Gauss point 1 of element 91  
 Diagram scale: 1: 43.8023E-6

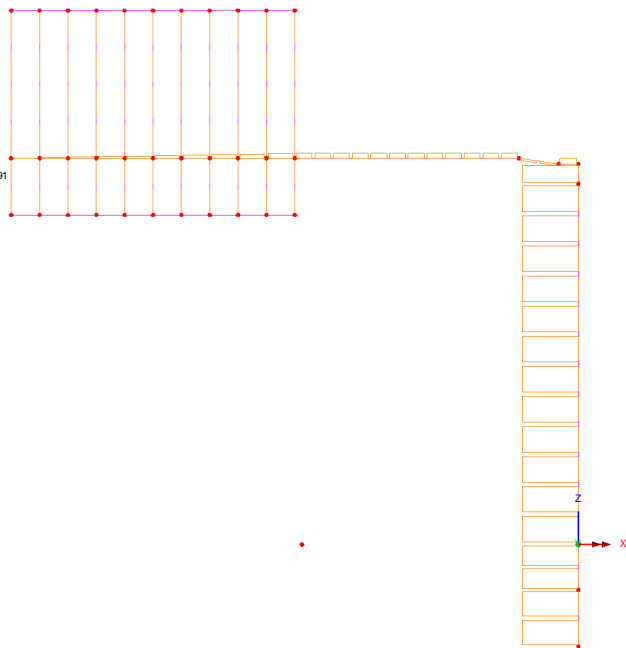


Fig. 29 – Mx - Torcente (Local)

7.3.2 Enve SLE - Caratteristica

Inviluppo agli SLE - Caratteristica:

Scale: 1: 63.7995  
 Zoom: 109.387  
 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 401.84E3 at Gauss point 1 of element 47  
 Diagram minimum -31.7475 at Gauss point 1 of element 11  
 Diagram scale: 1: 49.771E-6

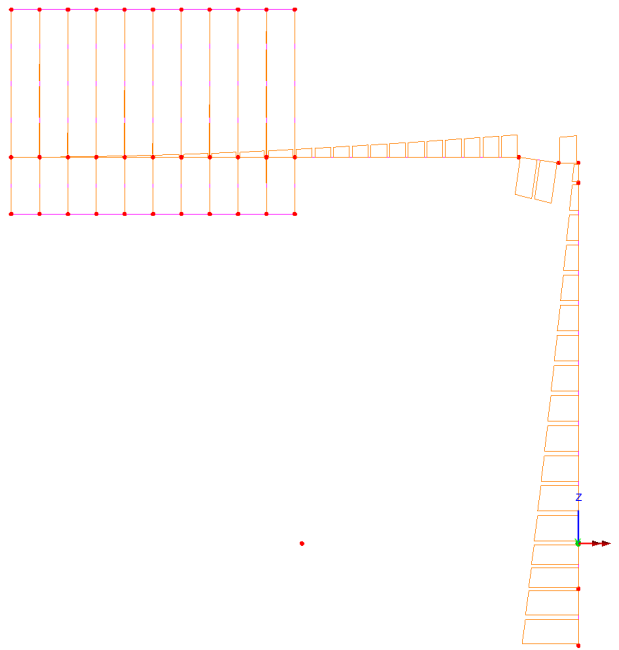


Fig. 30 – My (Local)

Scale: 1: 63.7995  
 Zoom: 109.387  
 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 304.398E3 at Gauss point 11 of element 45  
 Diagram minimum -81.8532 at Gauss point 11 of element 124  
 Diagram scale: 1: 65.7034E-6

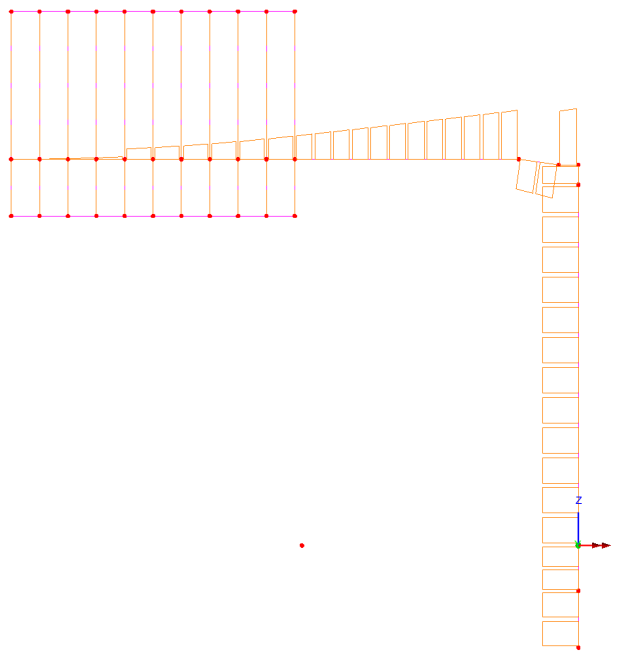


Fig. 31 – Mz (Local)

Scale: 1: 63.7995  
 Zoom: 109.387  
 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 304.398E3 at Gauss point 1 of element 55  
 Diagram minimum -0.788861E-30 at Gauss point 1 of element 91  
 Diagram scale: 1: 65.7034E-6

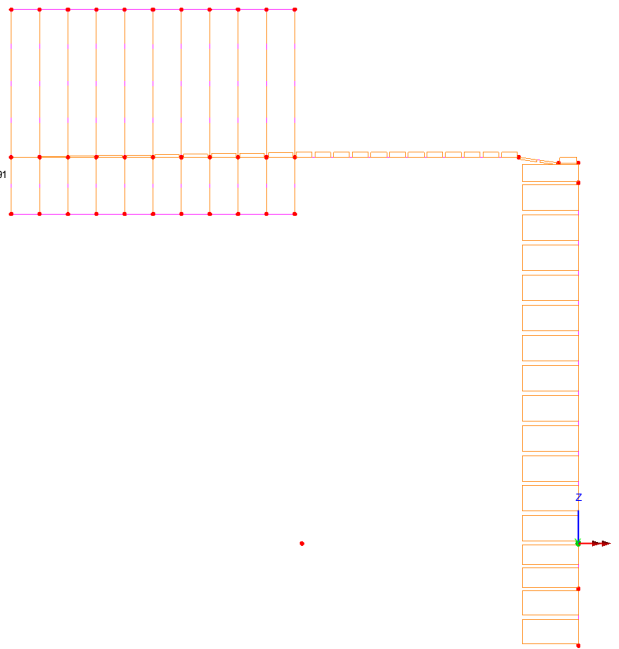


Fig. 32 – Mx - Torcente (Local)

### 7.3.3 Enve Sisma - SLV

Inviluppo agli SLV:

Scale: 1: 63.7995  
 Zoom: 108.843  
 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 234.017E3 at Gauss point 11 of element 45  
 Diagram minimum 0.699413 at Gauss point 3 of element 123  
 Diagram scale: 1: 85.464E-6

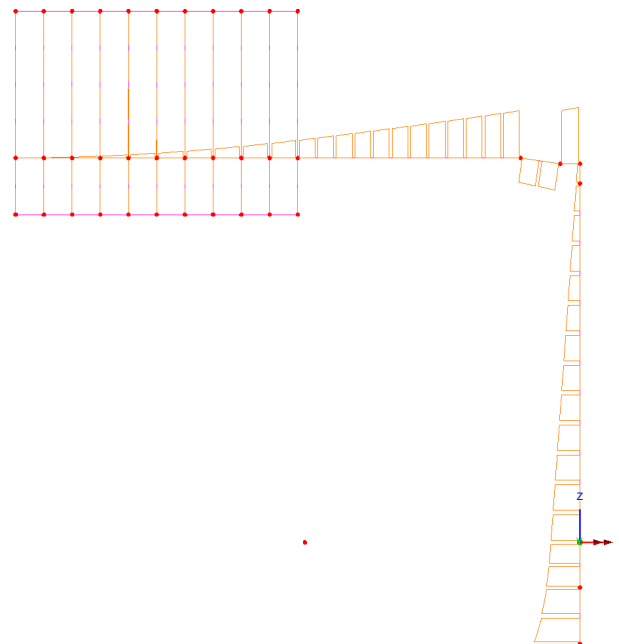


Fig. 33 – My (Local)



Scale: 1: 63.7995  
 Zoom: 108.843  
 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 334.63E3 at Gauss point 1 of element 47  
 Diagram minimum -8.44225 at Gauss point 11 of element 123  
 Diagram scale: 1: 59.7674E-6

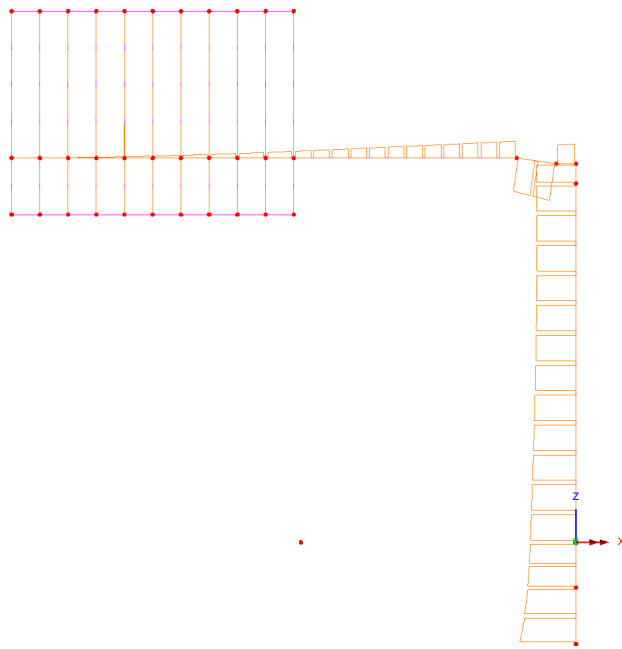


Fig. 34 – Mz (Local)

Scale: 1: 63.7995  
 Zoom: 108.843  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: Mx  
 EnveSisma (Max)  
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: Mx  
 Diagram maximum 117.258E3 at Gauss point 1 of element 49  
 Diagram minimum 0.0136859 at Gauss point 1 of element 123  
 Diagram scale: 1: 0.170564E-3

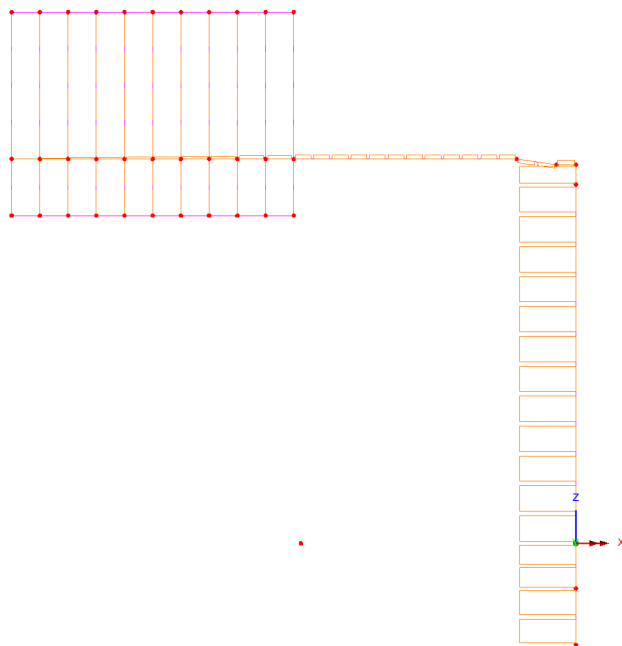


Fig. 35 – Mx - Torcente (Local)

## Spostamenti

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

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

Si ottiene quanto segue:

### Spostamenti verticale (dZ) - Carichi permanenti

Scale: 1: 44.1839  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (-0.403744, -0.81835, 0.409015)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: DZ  
 SLEQDef (Max)  
 Maximum displacement 0.0564751 at node 12  
 Deformation exaggeration: 12.7485

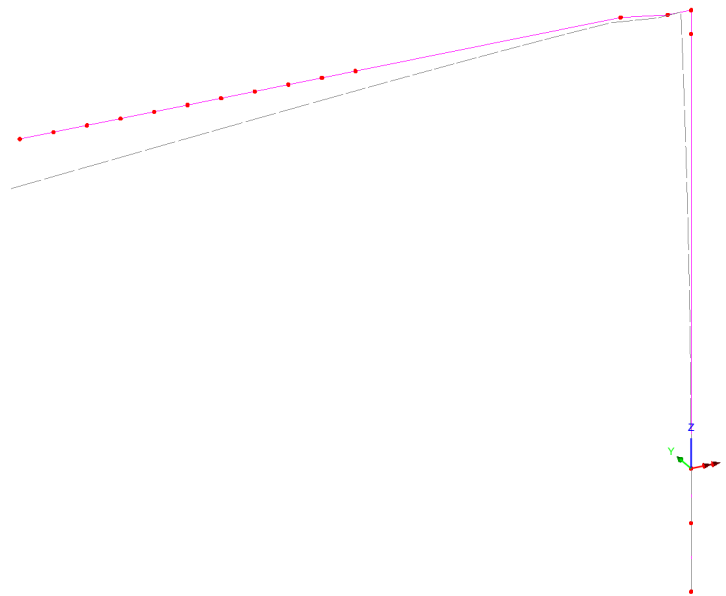


Fig. 36 – Spostamenti verticali massimi

Il massimo spostamento verticale ad effetto dei carichi permanenti è pari a 0.056m. Si prescrive quindi una contromonta costruttiva, da misurarsi in direzione verticale ed in corrispondenza alla punta estrema della mensola, pari a 0.06m.

Spostamenti orizzontali (dY) - Azioni variabili

Scale: 1: 44.5731  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (-0.461573, -0.793878, 0.395864)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: DY  
 EnveSLEDef (Max)  
 Maximum displacement 0.163543 at node 13  
 Deformation exaggeration: 4.20056

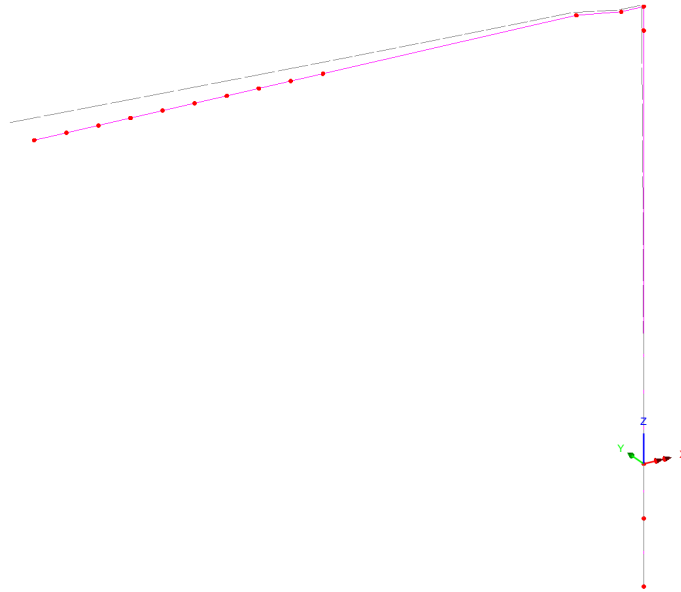


Fig. 37 – Spostamenti orizzontali massimi

Il massimo spostamento orizzontale in direzione Y, indotto dai carichi variabili, è pari a 0.163m. Lo spostamento concomitante in corrispondenza al nodo mensola-montante è 0.015m circa. Lo spostamento di verifica, relativo allo sbraccio del portale, è quindi pari a:

$$\delta_{Y_{Ver}} = 0.163 - 0.015 = 0.148m$$

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:

$$\delta_{Y_{amm}} = 10 \times 2/150 = 0.135m$$

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

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

$$\delta_{Y_{amm}} = (10.00 + 6.8)/100 = 0.168m$$

Dove:

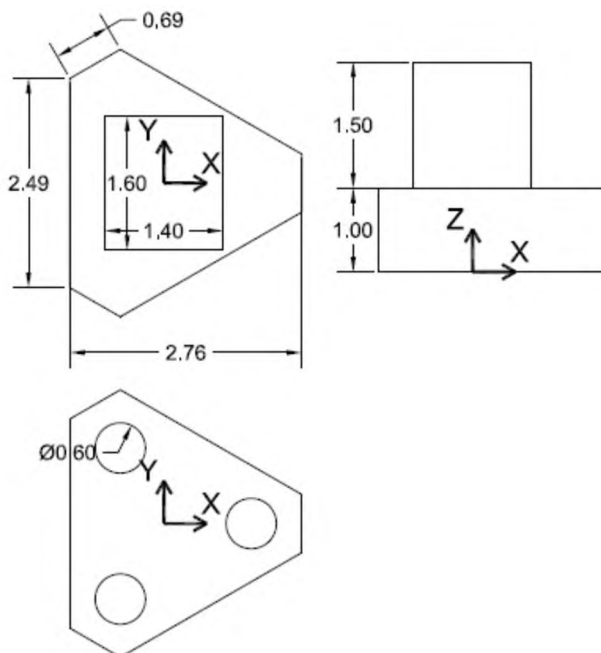
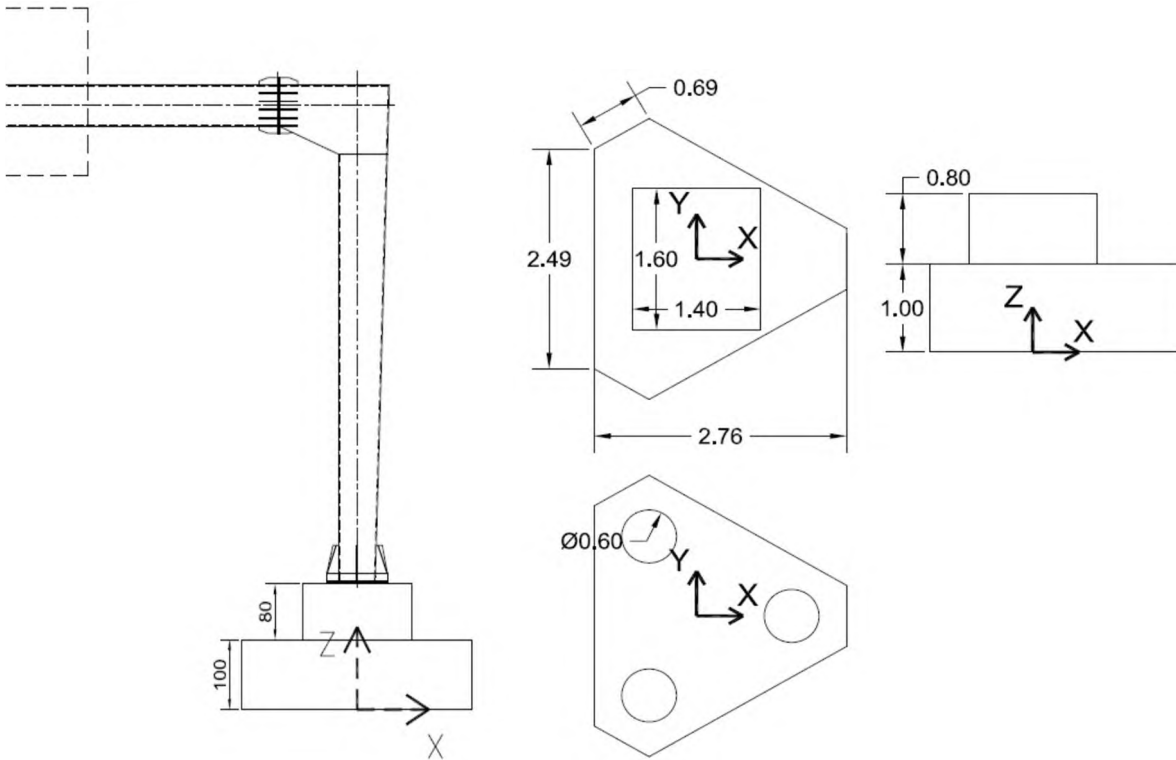
- $h_M = 6.80m$             altezza del montante
- $L_B = 10.00m$         lunghezza della mensola metallica

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

## 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  $1.40 \times 1.60 \text{m}^2$  alla quota di base della colonna.



La fondazione è sostenuta da un sistema di tre pali trivellati a elica  $F=0.60m$ , di lunghezza variabile in funzione della stratigrafia locale e della carpenteria (terreno piano o rilevato), aventi interasse  $i=1.80m$ . 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.

### 7.5.1 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)	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. 40 – 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)	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. 41 – 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	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. 42 – 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. 43 – 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)	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. 44 - 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. 45 - 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	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. 46 - Inviluppo delle azioni agenti in fondazione - SLE Caratteristica

COMBINAZIONE SLV								
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz		
(-)	Longitudinale	Trasversale	Verticale	Trasversale	Longitudinale	Torcente		
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)		
COMBINAZIONE SLV	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. 47 - Inviluppo delle azioni agenti in fondazione - SLV

## 8. VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITÀ

### Struttura metallica in elevazione

La verifica viene effettuata calcolando separatamente i rapporti di sfruttamento per tensioni normali  $h_1$  (interazione N, M, inclusi effetti di local buckling), e a taglio  $h_3$ , 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:

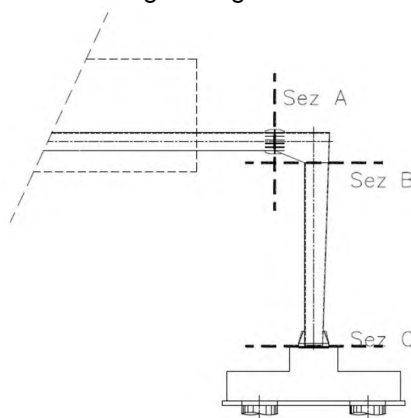


Fig. 48 – Sezioni di verifica

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

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
- $V_{y,E,d}$ ,  $V_{z,E,d}$             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

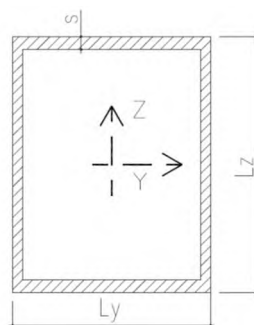


Fig. 49 – Geometria delle sezioni di verifica



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	V <sub>Y</sub>	V <sub>Z</sub>	Torcente	M <sub>Y</sub>	M <sub>Z</sub>
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
0	-37	28	-27	149	-265
0	-37	25	-27	137	-265
0	22	31	16	161	159
0	-37	25	-27	137	-265

EnveSLU-A1 - Sbraccio1					
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	-55	39	-40	211	-397
0	-55	25	-40	137	-397
0	33	43	24	229	238
0	-55	25	-40	137	-397

EnveSLERara - TopMont					
Assiale	V <sub>Y</sub>	V <sub>Z</sub>	Torcente	M <sub>Y</sub>	M <sub>Z</sub>
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
-27	0	-39	-304	44	164
-27	0	-39	-304	44	164
-27	0	-39	-304	44	164
-33	0	23	183	-26	194

EnveSLU-A1 - TopMont					
Assiale	V <sub>Y</sub>	V <sub>Z</sub>	Torcente	M <sub>Y</sub>	M <sub>Z</sub>
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
-27	0	-58	-457	66	164
-27	0	-58	-457	66	164
-27	0	-58	-457	66	164
-47	0	35	274	-39	276

EnveSLERara - BaseMont					
Assiale	V <sub>Y</sub>	V <sub>Z</sub>	Torcente	M <sub>Y</sub>	M <sub>Z</sub>
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
-41	0	-47	-304	316	164
-41	0	-47	-304	316	164
-41	0	-47	-304	316	164
-47	0	28	183	-190	194

EnveSLU-A1 - BaseMont					
Assiale	V <sub>Y</sub>	V <sub>Z</sub>	Torcente	M <sub>Y</sub>	M <sub>Z</sub>
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
-41	0	-71	-457	474	164
-41	0	-71	-457	474	164
-41	0	-71	-457	474	164
-65	0	42	274	-285	276

Fig. 50 – 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  $f_y/g_{M0} = 275/1.05 = 262\text{MPa}$  come definito al punto 4.6 dell'EC3-1-5

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

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:

$$\eta_1 \leq 1$$

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 alla simbologia adottata 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> )	$2 \cdot W^* t$ (m <sup>3</sup> )
A	Sbraccio1	0.5	0.5	0.01	0.0196	0.0008	0.0008	0.0100	0.0100	0.0031	0.0031	0.0048
B	TopMont	0.7	0.5	0.012	0.0282	0.0012	0.0020	0.0168	0.0120	0.0049	0.0058	0.0081
C	BaseMont	0.5	0.7	0.012	0.0282	0.0020	0.0012	0.0120	0.0168	0.0058	0.0049	0.0081

Fig. 51 – 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.

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.

Verifica Tensionale (Sez. di classe 4)

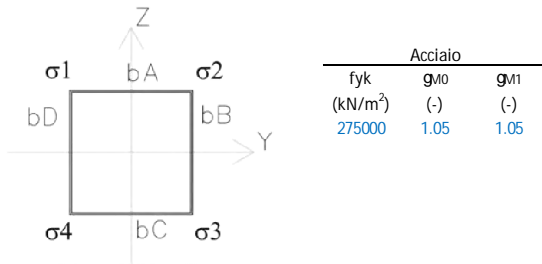
(EN 1993-1-1; EN 1993-1-5)

Azioni di verifica agli SLU:

Sez Verifica	Sbraccio1	Geometria del profilo in acciaio											Coord. G <sub>SEZ_LORDA</sub>	
		L <sub>y</sub> (m)	L <sub>z</sub> (m)	s (m)	A (m <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (m <sup>4</sup> )	A <sub>V,Y</sub> (m <sup>2</sup> )	A <sub>V,Z</sub> (m <sup>2</sup> )	W <sub>y</sub> (m <sup>3</sup> )	W <sub>z</sub> (m <sup>3</sup> )	2*W <sup>t</sup> (m <sup>3</sup> )	Y <sub>G</sub> (m)	Z <sub>G</sub> (m)
A	1	0.50	0.50	0.010	0.0196	0.0008	0.0008	0.0100	0.0100	0.0031	0.0031	0.0048	0	0

EnveSLU-A1 - Sbraccio1					
Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
0	-55	39	-40	211	-397

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



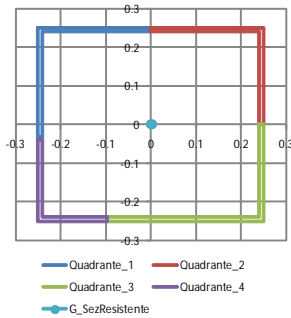
Si implementano tre iterazioni al fine di cogliere la reale parzializzazione delle sezioni per effetto del local buckling.

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

EnveSLU-A1 - Sbraccio1														Tensioni di compressione sono positive:													
Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)	Azioni taglianti e torcenti		Azione assiale				Momento flettente (MY)				Momento flettente (MZ)				Tensioni risultanti:							
						VY - Torcente (kN/m <sup>2</sup> )	VZ - Torcente (kN/m <sup>2</sup> )	s <sub>1</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	s <sub>2</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	s <sub>3</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	s <sub>4</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	s <sub>1</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	s <sub>2</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	s <sub>3</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	s <sub>4</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	s <sub>1</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	s <sub>2</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	s <sub>3</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	s <sub>4</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	s <sub>1</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	s <sub>2</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	s <sub>3</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	s <sub>4</sub> (kN/m <sup>2</sup> )				
0	-55	39	-40	211	-397	13859	12238	0	0	0	0	-67203	-67203	67203	67203	126635	-126635	-126635	126635	59432	-193839	-59432	193839				

EnveSLU-A1 - Sbraccio1 - ITERAZIONE N. 03														ITERAZIONE N. 03													
Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)	Azioni taglianti e torcenti		Azione assiale				Momento flettente (MY)				Momento flettente (MZ)				Tensioni risultanti:							
						VY - Torcente (kN/m <sup>2</sup> )	VZ - Torcente (kN/m <sup>2</sup> )	s <sub>1</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	s <sub>2</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	s <sub>3</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	s <sub>4</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	s <sub>1</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	s <sub>2</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	s <sub>3</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	s <sub>4</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	s <sub>1</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	s <sub>2</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	s <sub>3</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	s <sub>4</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	s <sub>1</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	s <sub>2</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	s <sub>3</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	s <sub>4</sub> (kN/m <sup>2</sup> )				
0	-55	39	-40	210.92474	-397	13859	12238	0	0	0	0	-67177	-67177	67244	67244	127716	-126862	-126862	127716	60539	-194039	-59618	194960				

Geometria della sezione resistente



Caratteristiche della sezione EFFICACE - Effetto del Local Buckling:

bA - Eff 1																							
Y	ks	b <sub>A</sub>	I <sub>p</sub>	r	b <sub>EFF</sub>	Y	ks	b <sub>B</sub>	I <sub>p</sub>	r	b <sub>EFF</sub>	Y	ks	b <sub>C</sub>	I <sub>p</sub>	r	b <sub>EFF</sub>	Y	ks	b <sub>D</sub>	I <sub>p</sub>	r	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	-0.305794333	10.64798	0.584	1.000	0.38	0.310519	6.027113	0.776	0.987	0.49			

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)
0.250	0.250	0.250	0.250	0.347	0.153
0.500	0.500	0.500	0.500	0.210	0.283

Grandezze Efficaci:

A <sub>EFF</sub>	D <sub>G,EFF</sub>	D <sub>Z,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>	D <sub>M<sub>y</sub></sub>	D <sub>M<sub>z</sub></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)
0.019533	0.000847	0.000125	0.000785	0.000781	0.003137	-0.003140	-0.003112	0.003133	0.0000	0.0000

Azioni Sollecitanti Agenti sulla sezione Efficace:

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed}}{f_y A_{eff}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{y,N}}{f_y W_{y,eff}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{z,N}}{f_y W_{z,eff}} \leq 1,0 \quad (EN 1993-1-5: 4.6)$$

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.

$$h_1 = A + B + C$$

EnveSLU-A1 - Sbraccio1						A	B	C	h <sub>1</sub> = A + B + C	Verifica
Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	Torcente (kNm)	MY - Eff (kNm)	MZ - Eff (kNm)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
0	-55	39	-40	211	-397	0.000	0.257	0.488	0.744	Sez. Verificata

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

Verifica a Taglio - Torsione:

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

h (-)	e (-)	72e/h (-)	hw/t (-)	
			L <sub>y</sub>	L <sub>z</sub>
1	0.924	67	50	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:

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

	s <sub>E</sub> (MPa)	a (m)	kt (-)	t <sub>cr</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	I <sub>w</sub> (-)	c(l) (-)	V <sub>bw,Rd</sub> (kN)	(EN 1993-1-5; 5.3 - EN 1993-1-5; Annesso A)
L <sub>y</sub>	76	100	5.34	405848	0.626	1.000	756	
L <sub>z</sub>	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		Verifiche di resistenza:			
	VY - Torcente (kN)	VZ - Torcente (kN)	VY - Torcente VZ - Torcente		Verifica (-)	Interaz. V-M (-)
	<b>h3</b> (-)	<b>h3</b> (-)	h3	h3		
Sbraccio1 Comb1	69	61	0.09	0.08	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):

		h <sub>1</sub> (-)	h <sub>3</sub> (-)
Sbraccio1	Comb_1	0.7444	0.0917
	Comb_2	0.6742	0.0917
	Comb_3	0.5686	0.0616
	Comb_4	0.6742	0.0917
TopMont	Comb_1	0.1628	0.4067
	Comb_2	0.1628	0.4067
	Comb_3	0.1628	0.4067
	Comb_4	0.2204	0.2440
BaseMont	Comb_1	0.4455	0.4026
	Comb_2	0.4455	0.4026
	Comb_3	0.4455	0.4026
	Comb_4	0.4209	0.2416

**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 2018.

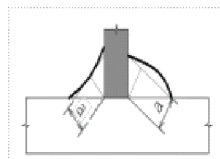
Sezione di connessione dello sbraccio:

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

(NTC 2008 - 4.2.8.2.4)

Azioni di verifica agli SLU - STR:

Sez Verifica		Geometria del profilo in acciaio:		
		$L_y$ (m)	$L_z$ (m)	$s$ (m)
A	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:

(A)	$\sqrt{n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$	$f_{yk}$ (MPa)	$b_1$ (-)	$b_2$ (-)	$b_1 \cdot f_{yk}$ (-)	$b_2 \cdot f_{yk}$ (-)
(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.

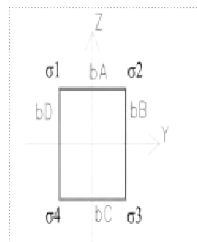
n.CORDONI	a/s	$S_{MIN-SALDAT}$	$a_{RES-TOT}$
(-)	(-)	(m)	(m)
1	1.00	0.014	0.010

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

$A_{SALDAT}$	$I_y$	$I_z$	$W_y$	$W_z$	$S^*_{vy}$	$S^*_{vz}$	$2 \cdot W^*t$
(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> )
0.0196	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 s negli spigoli della sezione:

EnveSLU-A1 - Sbraccio1						
	Assiale	VY	VZ	Torcente	MY	MZ
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
(1)	0	-55	39	-40	211	-397
(2)	0	-55	25	-40	137	-397
(3)	0	33	43	24	229	238
(4)	0	-55	25	-40	137	-397

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

Tensioni sulla sezione resistente ruotata "a\*":

	Tensioni parallele				Tensioni perpendicolari			
	t <sub>1</sub>	t <sub>2</sub>	t <sub>3</sub>	t <sub>4</sub>	t <sub>1</sub>	t <sub>2</sub>	t <sub>3</sub>	t <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> )
(1)	7023	-773	-9605	15856	59432	-193839	-59432	193839
(2)	5915	-1881	-10714	14748	83095	-170176	-83095	170176
(3)	1101	5779	11079	-4198	-148927	3036	148927	-3036
(4)	5915	-1881	-10714	14748	83095	-170176	-83095	170176

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)	59846	193840	60203	194486	59432	193839	59432	193839
(2)	83305	170187	83782	170814	83095	170176	83095	170176
(3)	148931	6528	149338	5181	148927	3036	148927	3036
(4)	83305	170187	83782	170814	83095	170176	83095	170176
<b>h<sub>MAX</sub></b>	1.010				0.829			

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

	Tensioni parallele				Tensioni perpendicolari			
	t <sub>1</sub>	t <sub>2</sub>	t <sub>3</sub>	t <sub>4</sub>	n <sub>1</sub>	n <sub>2</sub>	n <sub>3</sub>	n <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> )
(1)	7023	-773	-9605	15856	59432	-193839	-59432	193839
(2)	5915	-1881	-10714	14748	83095	-170176	-83095	170176
(3)	1101	5779	11079	-4198	-148927	3036	148927	-3036
(4)	5915	-1881	-10714	14748	83095	-170176	-83095	170176

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)	59846	193840	60203	194486	59432	193839	59432	193839
(2)	83305	170187	83782	170814	83095	170176	83095	170176
(3)	148931	6528	149338	5181	148927	3036	148927	3036
(4)	83305	170187	83782	170814	83095	170176	83095	170176
<b>h<sub>MAX</sub></b>	1.010				0.829			

Nella combinazione di carico più severa e per lo spigolo maggiormente sollecitato, un coefficiente di sfruttamento h<sub>MAX</sub>=1.01. Le verifiche si ritengono comunque soddisfatte in quanto il coefficiente di sfruttamento è minimamente superiore all'unità e perché, a favore di sicurezza, si è omesso il contributo resistente dei piatti di irrigidimento che, se considerati, inducono una evidente riduzione delle tensioni di verifica.

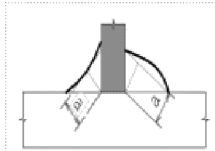
Sezione di base della colonna montante:

Resistenza delle saldature a cordoni d'angolo (Per sez. di classe 4 con  $r \geq 0.50$ , 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)
C		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:

(A)	$\sqrt{n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$	$f_{yk}$ (MPa)	b1 (-)	b2 (-)	$b1 \cdot f_{yk}$ (-)	$b2 \cdot f_{yk}$ (-)
(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.

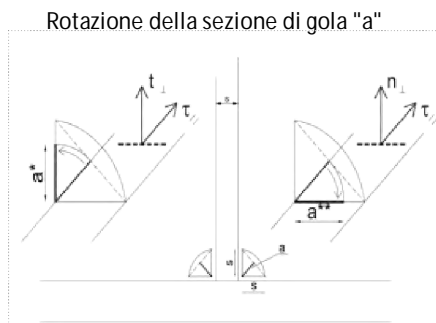
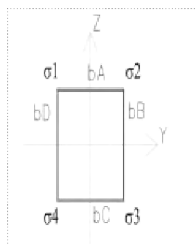
n.CORDONI	a/s	$S_{MIN-SALDAT}$	$a_{RES-TOT}$
(-)	(-)	(m)	(m)
1	1.00	0.017	0.012

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

$A_{SALDAT}$	$I_y$	$I_z$	$W_y$	$W_z$	$S^*_{vy}$	$S^*_{vz}$	$2 \cdot W^*t$
( $m^2$ )	( $m^4$ )	( $m^4$ )	( $m^3$ )	( $m^3$ )	( $m^2$ )	( $m^2$ )	( $m^3$ )
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):





Determinazione dei s negli spigoli della sezione:

EnveSLU-A1 - BaseMont						
	Assiale	VY	VZ	Torcente	MY	MZ
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
(1)	-41	0	-71	-457	474	164
(2)	-41	0	-71	-457	474	164
(3)	-41	0	-71	-457	474	164
(4)	-65	0	42	274	-285	276

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

Tensioni sulla sezione resistente ruotata "a\*":

	Tensioni parallele				Tensioni perpendicolari			
	t <sub>1</sub>	t <sub>2</sub>	t <sub>3</sub>	t <sub>4</sub>	t <sub>1</sub>	t <sub>2</sub>	t <sub>3</sub>	t <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> )
(1)	53626	-59703	-59703	53626	-113756	-46238	116682	49163
(2)	53626	-59703	-59703	53626	-113756	-46238	116682	49163
(3)	53626	-59703	-59703	53626	-113756	-46238	116682	49163
(4)	-32176	35822	35822	-32176	-5603	107941	10189	-103354

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)	125763	75514	131069	72752	113756	46238	116682	49163
(2)	125763	75514	131069	72752	113756	46238	116682	49163
(3)	125763	75514	131069	72752	113756	46238	116682	49163
(4)	32660	113730	37243	108247	5603	107941	10189	103354
<b>h<sub>MAX</sub></b>	0.681				0.499			

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

	Tensioni parallele				Tensioni perpendicolari			
	t <sub>1</sub>	t <sub>2</sub>	t <sub>3</sub>	t <sub>4</sub>	n <sub>1</sub>	n <sub>2</sub>	n <sub>3</sub>	n <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> )
(1)	53626	-59703	-59703	53626	-113756	-46238	116682	49163
(2)	53626	-59703	-59703	53626	-113756	-46238	116682	49163
(3)	53626	-59703	-59703	53626	-113756	-46238	116682	49163
(4)	-32176	35822	35822	-32176	-5603	107941	10189	-103354

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)	125763	75514	131069	72752	113756	46238	116682	49163
(2)	125763	75514	131069	72752	113756	46238	116682	49163
(3)	125763	75514	131069	72752	113756	46238	116682	49163
(4)	32660	113730	37243	108247	5603	107941	10189	103354
<b>h<sub>MAX</sub></b>	0.681				0.499			

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 12m, 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  $L=1.20m$  e con caratteristiche minime equivalenti ai bulloni di classe 8.8.

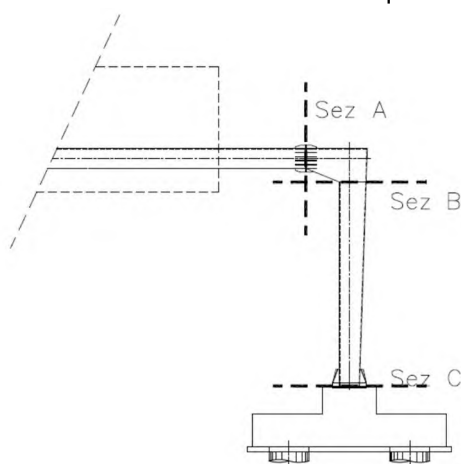


Fig. 52 – Sezioni di verifica - giunzioni bullonate

Le verifiche sono condotte con riferimento a quanto dettagliato nelle NTC 2018; 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 700x700x20mm (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  $s=10\text{mm}$  e lunghezza  $L=300\text{mm}$ , disposti come dettagliato nell'immagine seguente.

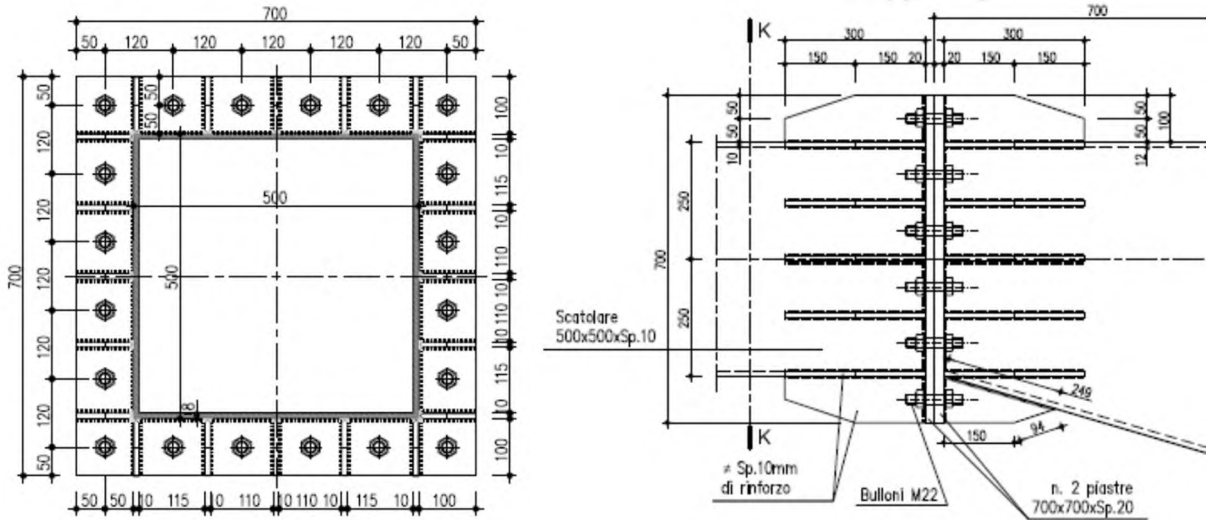


Fig. 53 – Giunto bullonato - Sez A

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.

**Verifica Giunzioni bullonate:**

(NTC2008; 4.2.8 - Giunzioni a taglio; EN 1993-1-8 - 3.6)

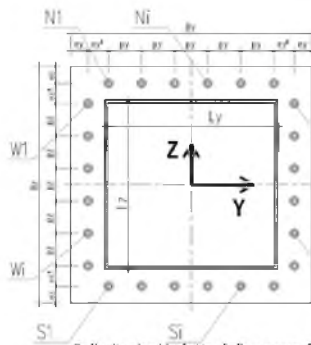
Classe Bulloni	$f_{tb}$ (MPa)	$f_{tk\_ACCIAIO}$ (MPa)	$\gamma_{M2}$ (-)
8.8	800	275	1.25

**Azioni di verifica agli SLU:**

Sez Verifica	Combinazione	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	55.94	39.24	67.92	-39.93	210.92	-397.46



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

Numero dei bulloni		$\Phi_{BULLONE}$ (mm)	$A_{NDM\_BULLONE}$ (mm <sup>2</sup> )	$\Phi_{BULL\_FILETTO}$ (mm)	$A_{RES\_BULLONE}$ (mm <sup>2</sup> )			
$n_{N-S}$ (-)	$n_{E-W}$ (-)	22	380	19.6	303			
6	6							
$B_y$ (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)
0.7	0.7	0.02	0.05	0	0.05	0	0.1200	0.1200

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 ca.)

$A_{RES\_BULLONATURA}$ (m <sup>2</sup> )	$I_{Y\_G\_TOTALE}$ (m <sup>4</sup> )	$I_{Z\_G\_TOTALE}$ (m <sup>4</sup> )
0.00606	0.000371	0.000371

$N_{MIN}$ (Comprev) (kN)	$N_{MAX}$ (Trax) (kN)
-149.11	149.11

**Procedura B)**

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

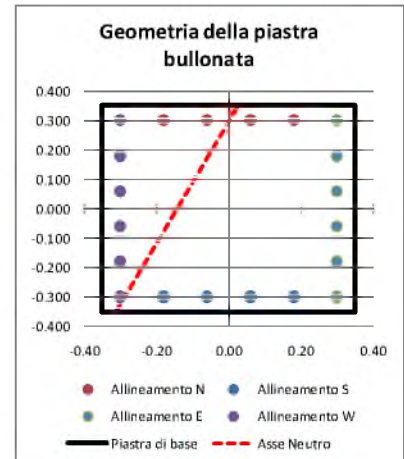
(Sollecitazione determinata in pressoflessione e deviata)

Analisi B) significativa (-)	$\sigma_C$ (Mpa)	$\sigma_S$ (Mpa)
S	17.00	399

$N_{MAX}$ (Trax) (kN)
120.90

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)	
-2.77	1.96	-4.89	-4.89	10.28



**Sollecitazioni di verifica:**

Taglio	Trazione	Compressione
$F_{V,Ed}$ (kN)	$F_{T,Ed}$ (kN)	$F_{C,Ed}$ (kN)
10.28	149.11	-149.11

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
$d_m$	44

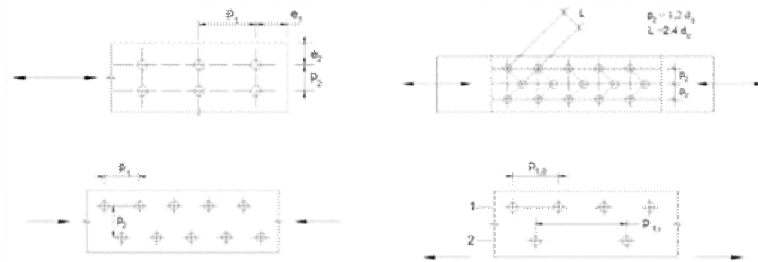


Figura 4.2.3 - Disposizione dei fori per le realizzazioni di unioni bullonate o chiodate

a	k	Taglio su filettatura
(-)	(-)	(-)
0.725	2.5	S

Resistenze elementari:		(kN)
Taglio del bullone	$F_{v,Rd}$	116.35
Rifollamento	$F_{b,Rd}$	175.36
Trazione	$F_{t,Rd}$	174.53
Punzonamento	$B_{p,Rd}$	364.93

	(kN) - c.u.	
Resistenza a taglio	116.35	Verificato
Resistenza a trazione	174.53	Verificato
$F_{t,Ed}/F_{t,Rd}$	0.85	Verificato
Verifica combinata	0.70	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 precente 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:

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

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

- STRAZ-MAX= 399MPa
- SCOMPRES-MAX= 17Mpa

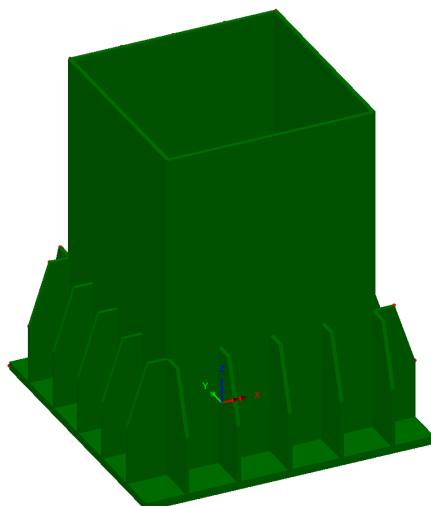


Fig. 54 – Modello tridimensionale del giunto

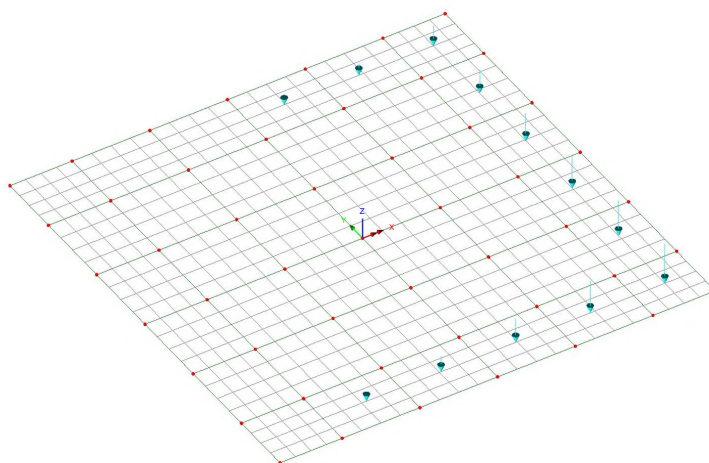


Fig. 55 – Sollecitazioni di trazione dai tiranti

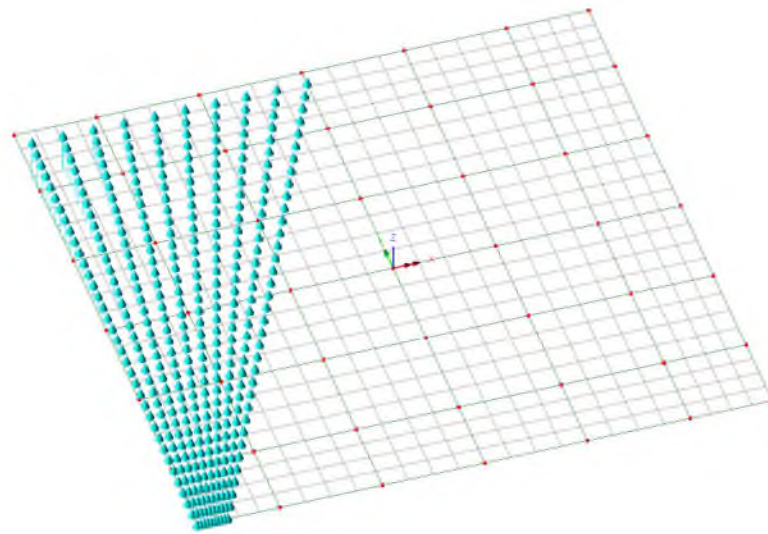
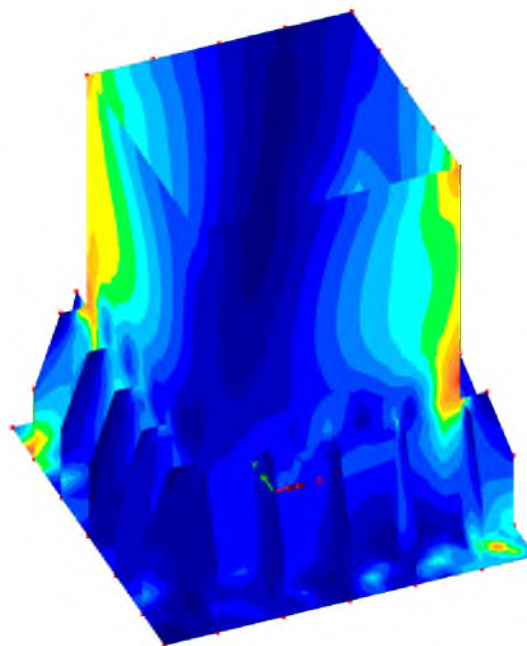


Fig. 56 – Sollecitazioni di compressione

Si ottengono i seguenti risultati:

Scale: 1: 6.30763  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (-0.307597, -0.748788, 0.58711)  
 Linear dynamic analysis  
 SLU  
 Contour entity: Stress (top) - Thick Shell  
 Contour component: SE  
 Number of contours: 15  
 Contour interval: 18.6502E6  
 Contour maximum 282.556E6 at node 1938  
 Contour minimum 2.80158E6 at node 272



SLU  
 Entity: Stress (top) - Thick Shell  
 Component: SE

18.6502E6
37.3006E6
55.9507E6
74.6009E6
93.2511E6
111.901E6
130.552E6
149.202E6
167.852E6
186.502E6
205.153E6
223.803E6
242.453E6
261.103E6
279.753E6

Maximum 282.556E6 at node 1938  
 Minimum 2.80158E6 at node 272

Fig. 57 – Mappatura tensionale

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

### 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 1100x900x25mm (BxHxs). Si utilizzano 20 tirafondi di classe 8.8 e lunghezza L=1.20m, disposti simmetricamente su un unico allineamento a cerchiare il perimetro della sezione scatolare del montante. La connessione è irrigidita con piatti di spessore s=15mm e lunghezza L=500mm, disposti come dettagliato nell'immagine seguente.

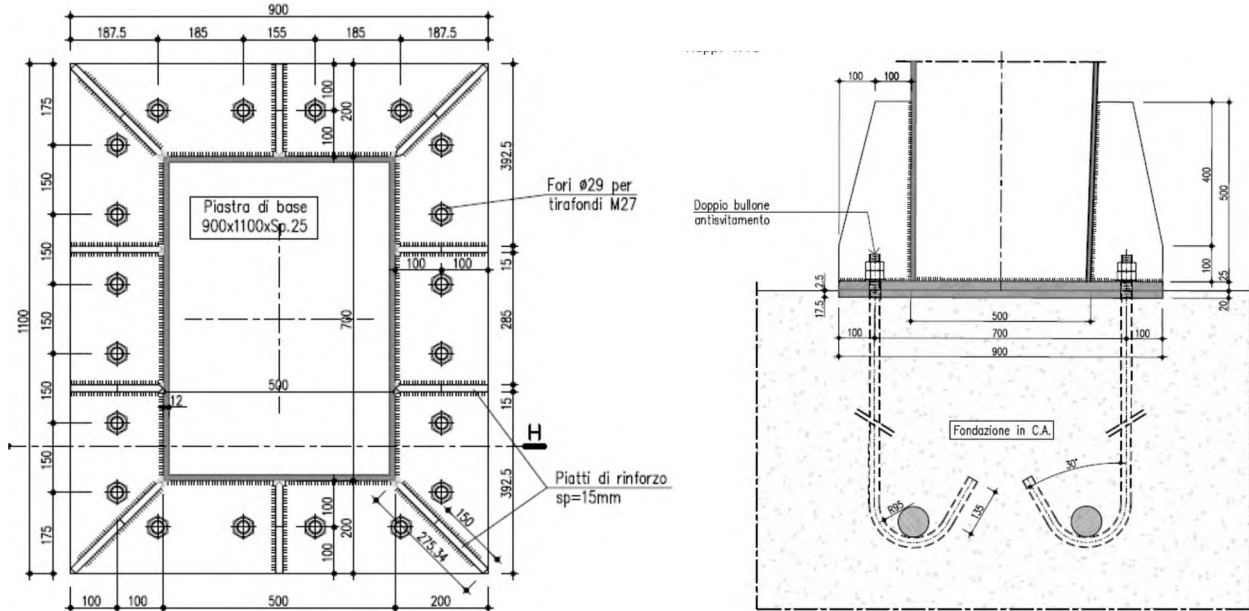


Fig. 58 – Giunto di base - Sez C

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.



Combinazione C1:

Verifica Giunzioni bullonate:

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

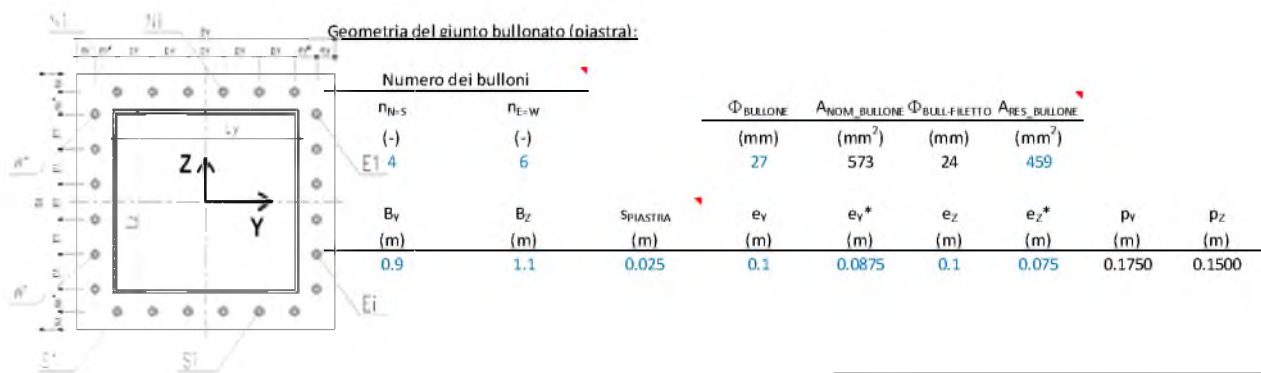
Classe Bulloni	$f_{ib}$ (MPa)	$f_{bk\_ACCIAIO}$ (MPa)	$\gamma_{M2}$ (-)
8.8	800	275	1.25

Azioni di verifica agli SLU:

Sez Verifica	Combinazione	BaseMont	Geometria del profilo in acciaio:		
			$L_y$ (m)	$L_z$ (m)	$s$ (m)
C	1		0.500	0.700	0.012

EnveSLU-A1 - BaseMont

	Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	VYZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
(1)	-41.28	0.00	-70.77	70.77	-456.60	474.33	164.22



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> )	$N_{MIN}$ (Comprex) (kN)	$N_{MAX}$ (Traz) (kN)
0.00918	0.001105	0.000815	-114.99	110.86

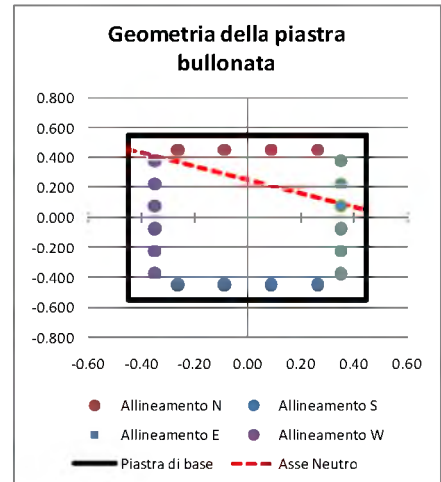
Procedura B) Azioni sui bulloni - Bulloni sollecitati solo a trazione:

(Sollecitazione determinata in presso-flessione deviata)

Analisi B) significativa (-)	$\sigma_c$ (Mpa)	$\sigma_s$ (Mpa)	$N_{MAX}$ (Traz) (kN)
S	7.06	177	81.24

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)	
0.00	-3.54	-40.93	-38.20	58.45



Sollecitazioni di verifica:

Taglio	Trazione	Compressione
$F_{V,Ed}$ (kN)	$F_{T,Ed}$ (kN)	$F_{C,Ed}$ (kN)
58.45	110.86	-114.99

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>	28
p <sub>1</sub>	150
p <sub>2</sub>	150
d <sub>m</sub>	44

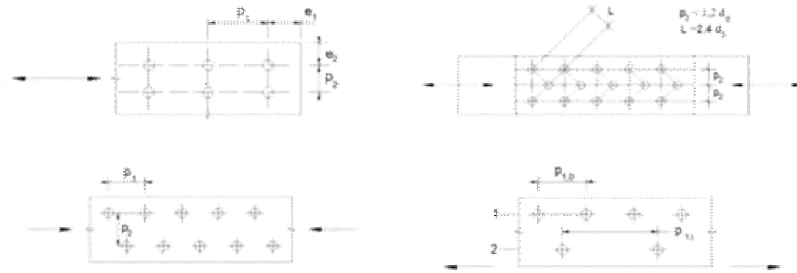


Figura 4.2.3 - Disposizione dei fori per la realizzazione di unioni bullonate o chiodate

a	k	Taglio su filettatura
(-)	(-)	(-)
1.000	2.5	S

Resistenze elementari:		(kN)
Taglio del bul	F <sub>v,Rd</sub>	176.26
Rifollamento	F <sub>b,Rd</sub>	371.25
Trazione	F <sub>t,Rd</sub>	264.38
Punzonamen	B <sub>p,Rd</sub>	456.16

	(kN) - c.u.	
Resistenza a taglio	176.26	Verificato
Resistenza a trazione	264.38	Verificato
F <sub>t,Ed</sub> /F <sub>t,Rd</sub>	0.42	Verificato
Verifica combinata	0.63	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 precente.

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:

- STRAZ-MAX= 177MPa
- SCOMPRES-MAX= 7.06MPa

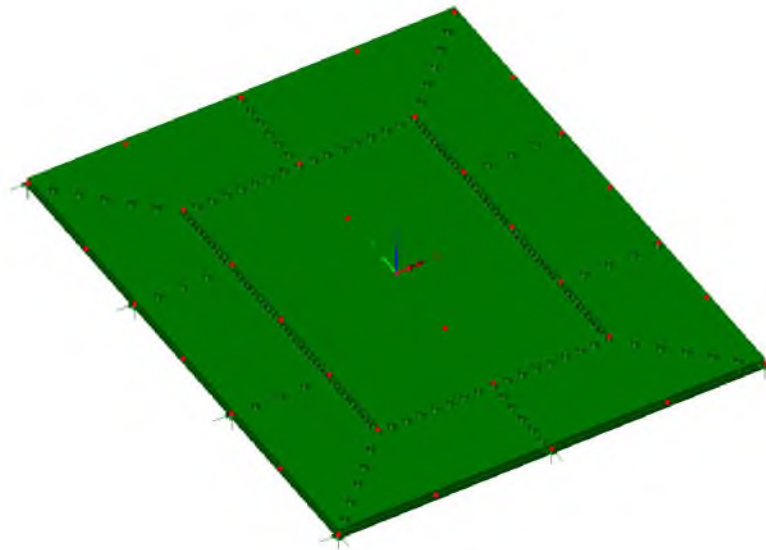


Fig. 59 – Modello tridimensionale della piastra di base

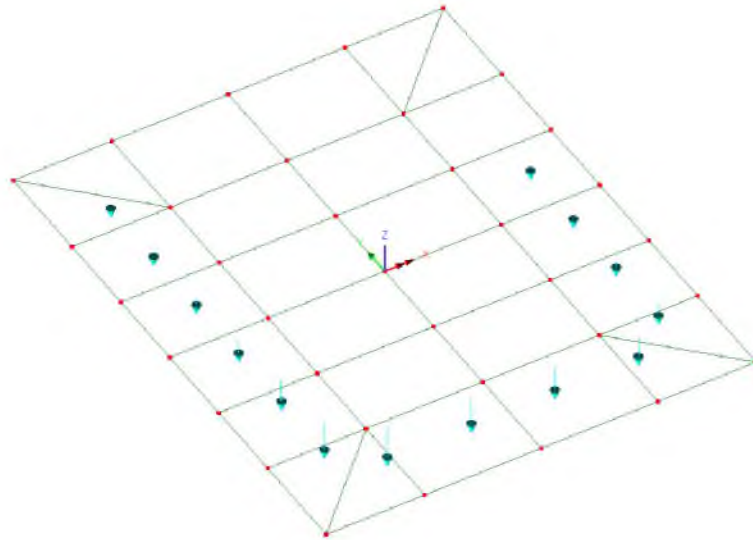


Fig. 60 – Sollecitazioni di trazione dei tiranti (Comb. C1)

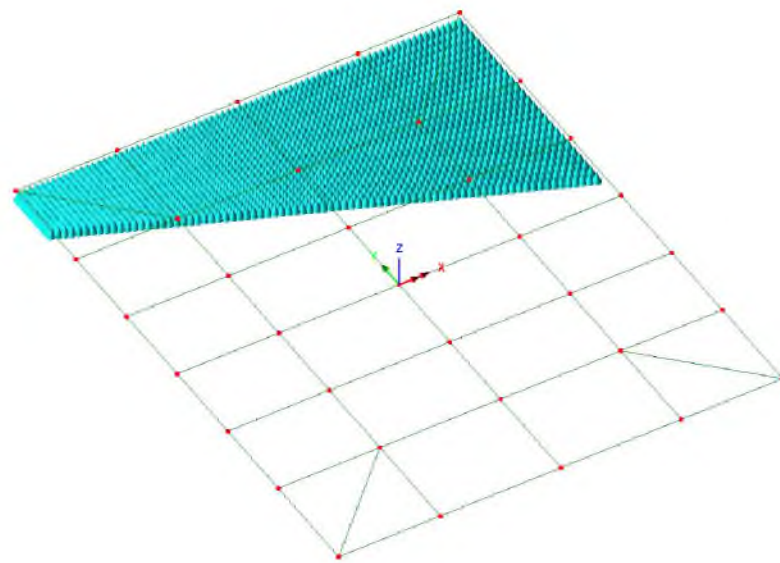
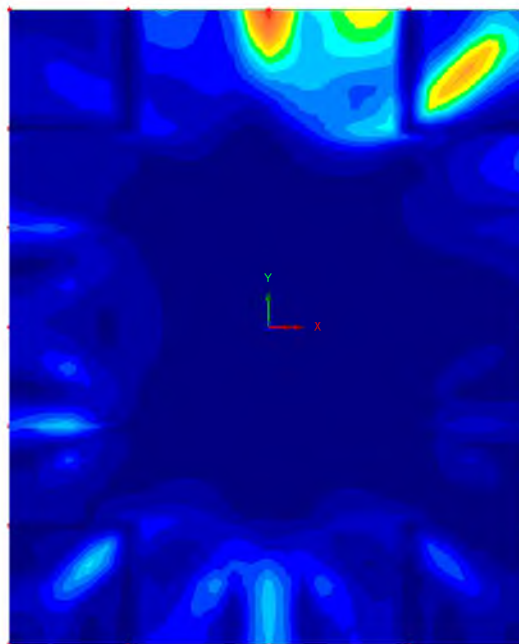


Fig. 61 – Sollecitazioni di compressione

Si ottengono i seguenti risultati:

Scale: 1: 6.26602  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, 0.0, 1.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combo  
 Transformation Local Coords Local  
 Contour entity: Stress (top) - Thick Shell  
 Contour component: SE  
 Number of contours: 15  
 Contour interval: 18.4974E6  
 Contour maximum 277.988E6 at node 247  
 Contour minimum 527.326E3 at node 1480



Combo  
 Entity: Stress (top) - Thick Shell  
 Transformation Local Coords Local  
 Component: SE

18.4974E6
36.9948E6
55.4922E6
73.9896E6
92.487E6
110.984E6
129.482E6
147.979E6
166.477E6
184.974E6
203.471E6
221.969E6
240.466E6
258.964E6
277.461E6

Maximum 277.988E6 at node 247  
 Minimum 527.326E3 at node 1480

Fig. 62 – Mappatura tensionale

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

## 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 1100x900x25mm (BxHxs), posata su contropiastra avente la medesima impronta e spessore s=20mm. Si utilizzano 20 tirafondi M27 di classe 8.8 e lunghezza L=1.20m, disposti simmetricamente su un unico allineamento a cerchiare il perimetro della sezione scatolare del montante.

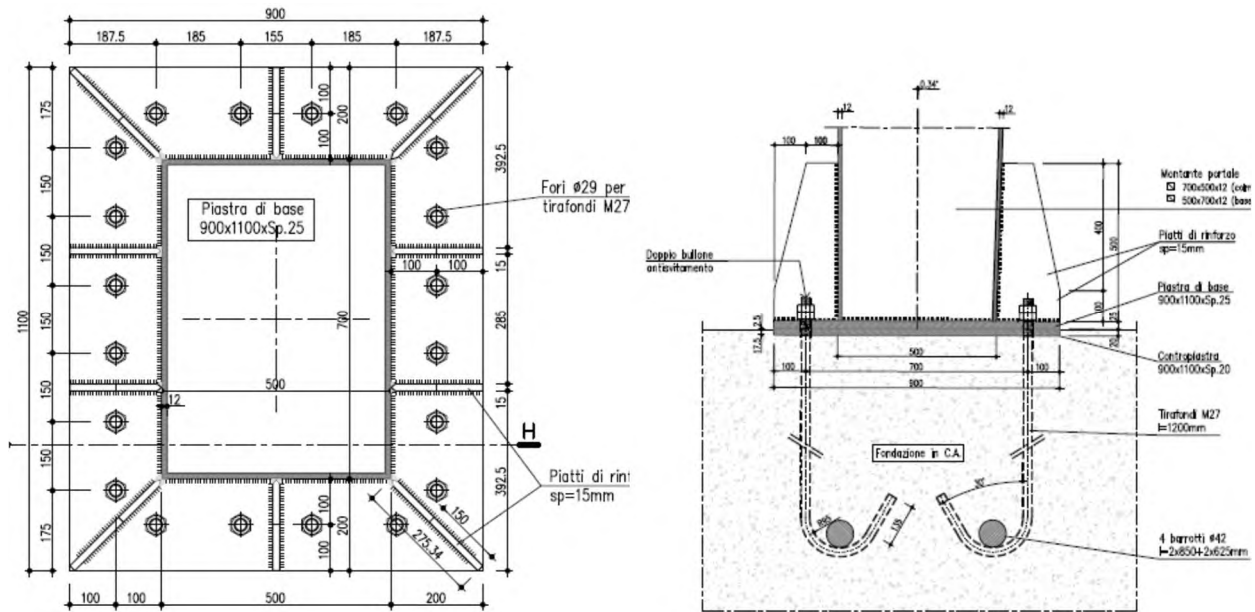


Fig. 63 – Giunto di base - Sez C

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

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

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

Verifiche lato acciaio:

- Verifica della lunghezza minima di ancoraggio della barra nel calcestruzzo
- Verifica per rottura indotta dall'azione di trazione sulla barra del tirafondo
- Verifica per rottura indotta da azioni di taglio, analizzando sia la condizione di puro tranciamento, sia la condizione di rottura per "effetto braccio di leva"
- Verifica di resistenza per azioni combinate assiale-tagliante

Verifiche lato calcestruzzo:

- Verifica di resistenza del calcestruzzo per rottura del cono (Metodo di verifica A)
- Rottura per fessurazione<sup>1</sup>
- Rottura del bordo di calcestruzzo per effetto delle forze orizzontali<sup>1</sup> (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.

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:

---

<sup>1</sup> 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.

Combinazione C1:

Verifica dei Tirafondi nelle piastre di base acciaio-CLS:  
 (EN 1992-1-1 - 8.4; ETAG 001; Annex C)

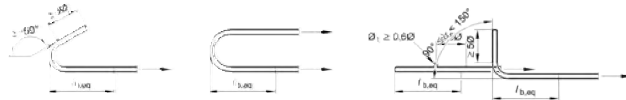
Lunghezza di ancoraggio dei tirafondi (lunghi)  
 (EN 1992-1-1 - 8.4)

Caratteristiche del CLS:

$f_{ck}$ (MPa)	$g$ (-)	$f_{ctm}$ (MPa)	$f_{ctk}$ (MPa)	$f_{ctd}$ (MPa)
28	1.5	2.77	1.94	1.29
$h_1$ (-)	$h_2$ (-)	$s_{sd}$ (MPa)	$f_{bd}$ (MPa)	$l_{b,reqd}$ (m)
0.7	1	194	2.03	0.643

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

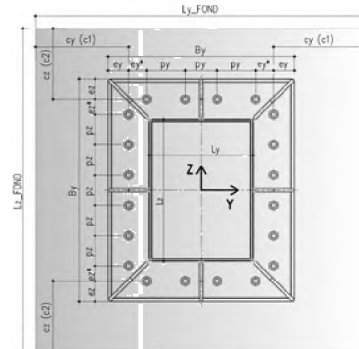
ancoraggio Diritt (-)	$C_d$ (m)	$a_1$ (-)	$l_{bd,eq}$ (m)
N	0.062	1	0.643



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)
0.35	0.35



Caratteristiche materiali tirafondi - fondazion

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

Coefficienti di sicurezza adottati

$\gamma$ (-)	$g_l$ (-)	$\gamma_{TRAZIONE}$ (-)	$\gamma_{TAGLIO}$ (-)	Calcestruzzo		Acciaio	
				$\gamma_{MC-TRAZIONE}$ (-)	$\gamma_{MC-TAGLIO}$ (-)	$\gamma_{AS-TRAZIONE}$ (-)	$\gamma_{AS-TAGLIO}$ (-)
1.5	1.2	1.2	1	2.16	1.8	1.50	1.25

Rottura dell'acciaio

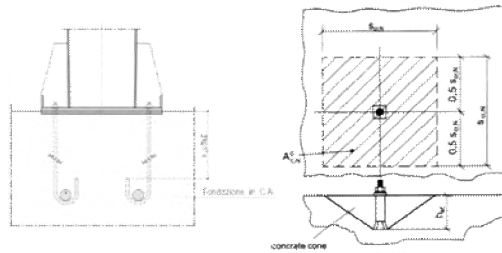
$N_{MAX}$ (Traz) (kN)	$N_{Rd,s}$ (kN)	Verificata
81.24	244.80	

Resistenza del cono di calcestruzzo

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

$h_{utille}$ (m)	$h_{eff}$ (m)
0.75	0.75

$n_{ANCOR\_TESI}$ (-)	$N_{Rk,c}^0$ (kN)	$N_{Rk,c}^0$ (kN)
14	859	149



$S_{cr,N}$ (m)	$C_{cr,N}$ (m)	$A_{c,N}^0$ (m <sup>2</sup> )	$A_{c,N}$ (m <sup>2</sup> )
2.25	1.13	0.49	1.93

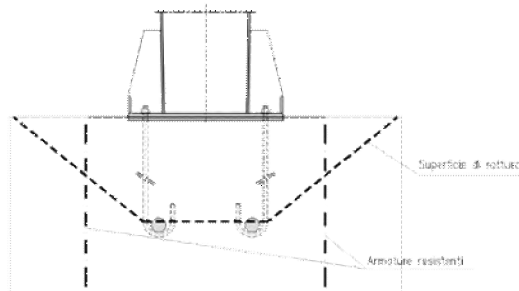
$h'_{eff}$ (m)	$S'_{cr,N}$ (m)	$C'_{cr,N}$ (m)
0.23	0.7	0.35

$\gamma_{s,N}$ (-)	$\gamma_{re,N}$ (-)	$e_{Ny}$ (m)	$e_{Nz}$ (m)	$N_{Rd,c}^h$ (kN)	$\gamma_{ec,N}$ (-)	$\gamma_{ucr,N}$ (-)
1.00	1.00	0.044	0.135	71.49	0.64	1.00

$N_{Rk,c}$ (kN)	$N_{Rd,c}^g$ (kN)	$N_{Sd}^g$ (kN)	Verifica (-)
2161.89	1000.88	618.76	Verificato

Minima armatura per evitare la rottura del cono:

$A_{S_{MIN}}$ (mm <sup>2</sup> )	$F_s$ (mm <sup>2</sup> )	$n_{MIN\_BARRE}$ (-)
-	20	-



Rottura per fessurazione da carico:

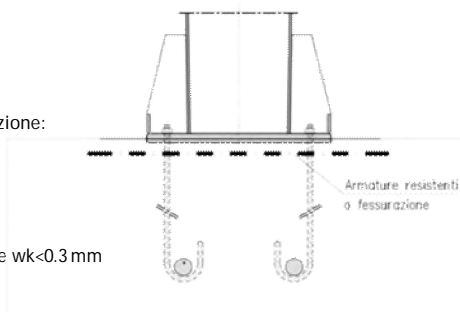
La verifica è soddisfatta se si prevedono ancoranti idone al calcestruzzo fessurato e:

$N_{Sd}^g$ (kN)	$F_{Sp}$ (-)	$N_{Sd}^g$ (kN)
618.76	0.5	309.38

Minima armatura per evitare la rottura per fessurazione:

$A_{S_{MIN}}$ (mm <sup>2</sup> )	$F_s$ (mm <sup>2</sup> )	$n_{MIN\_BARRE}$ (-)
791	20	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:

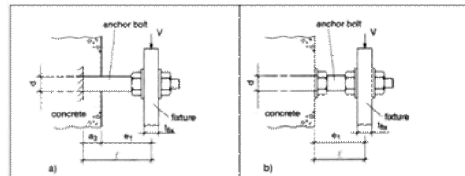
$V_{Rd,s}$ (kN)	
146.88	Verificato

Verifica ancorante con braccio di leva:

Verifica con braccio di leva (-)
S

Determinazione del braccio di leva:

$e_1$ (m)	$a_3$ (m)	$a$ (-)
0.0125	0	2
$W_{el}$ (mm <sup>3</sup> )	$M_{Rk,s}^0$ (kNm)	$M_{Rk,s}$ (kNm)
1387	1.33	0.89



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

Rottura del bordo di calcestruzzo:

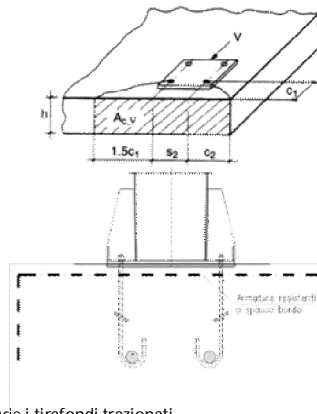
- Verifica omessa nel caso di distanza minima dal bordo della fondazione  $c \geq 10 h_{eff}$

Risultante delle azioni di spacco agenti sul bordo in CLS:

$V_{sd,y}^3$ (kN)	$V_{sd,z}^3$ (kN)
343.78	376.35

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> )	$F_s$ (mm <sup>2</sup> )
1146	1254	20
$n_{-MIN\_BARRE\_Y}$ (-)	$n_{-MIN\_BARRE\_Z}$ (-)	
4	4	



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)

$a$ (-)	$N_{Sd}/N_{Rd}$ (-)	$V_{Sd}/V_{Rd}$ (-)
1.5	0.33	0.51
Ver. Combinata (-)		
0.56	Verificato	

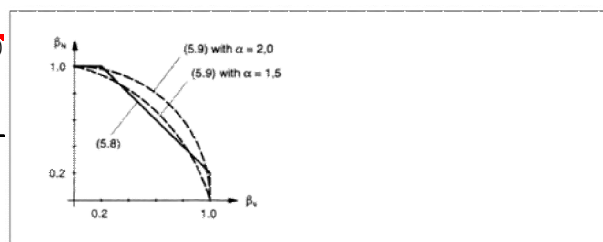


Figure 5.10 Interaction diagram for combined tension and shear loads

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

$$(\beta_n)^\alpha + (\beta_v)^\alpha \leq 1 \quad (5.9)$$

with:

$\beta_n, \beta_v$  see Equations (5.8)  
 $\alpha = 2.0$  if  $N_{Rd}$  and  $V_{Rd}$  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  $a=1.50$ , 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 disponranno in termini di staffe perimetrali nelle due direzioni ortogonali e spilli.

## 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.

$$Ds_i = | S_{p,max} - S_{p,min} |$$

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

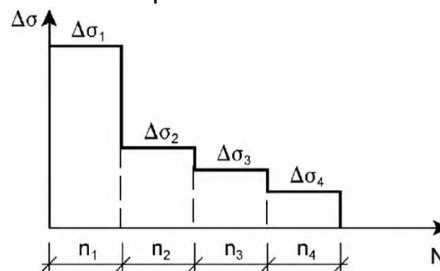


Fig. 64 – Spettro di variazione delle tensioni

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.

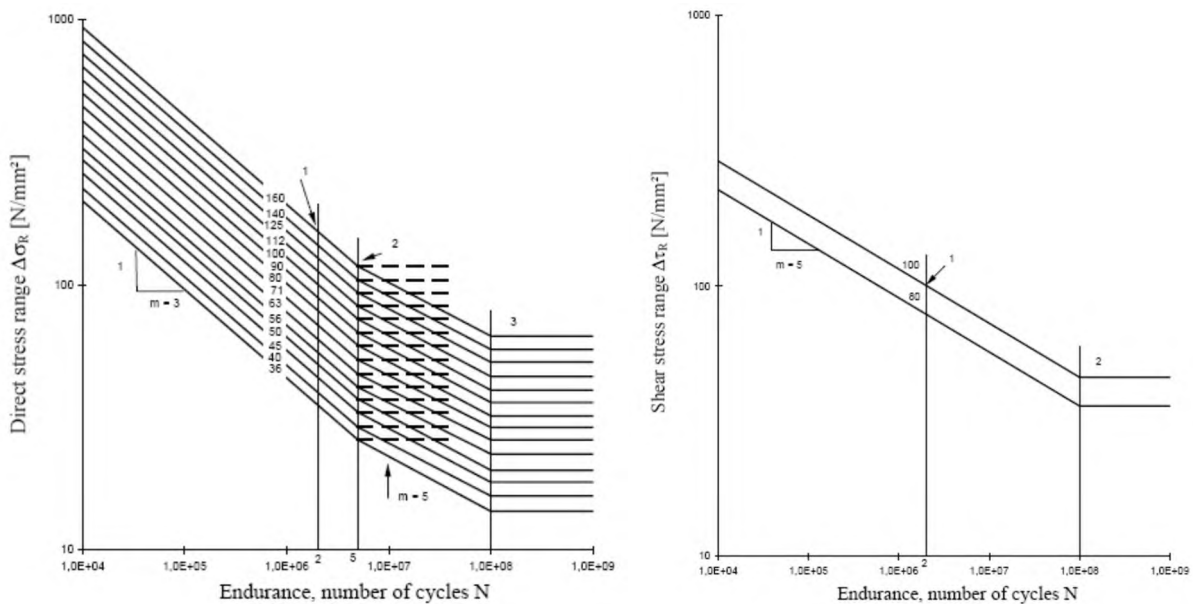


Fig. 65 – Curve di resistenza a fatica S-N per tensioni normali e tangenziali

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:

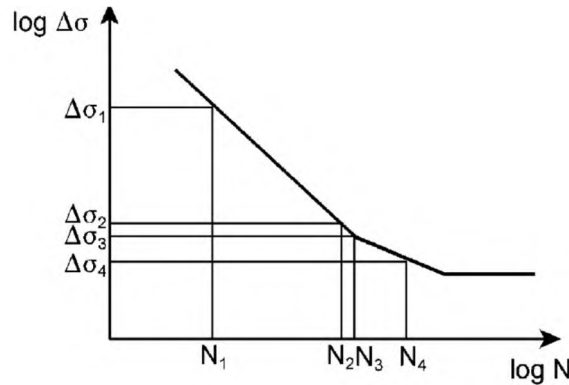


Fig. 66 – Determinazione del numero di cicli a rottura per  $D_s$  assegnato

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

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

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

$$g_f = 1$$

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

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

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

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

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

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

**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 DS di un effetto del vento è raggiunto o superato durante un periodo di 50 anni.

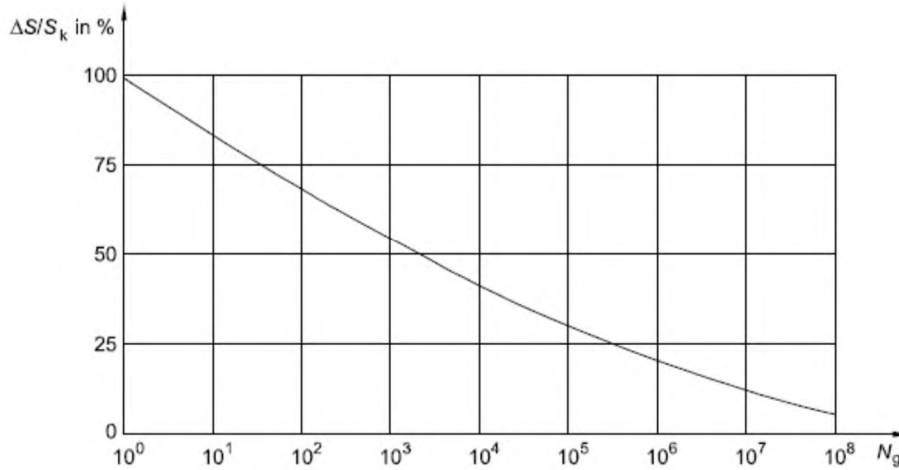


Fig. 67 – Numero di cicli di carico da raffica per per un effetto  $DS/S_k$

A partire dal grafico precedente, si è determinato lo spettro di variazione delle tensioni, discretizzando le informazioni in ascissa in 142 intervalli aventi, in scala logaritmica, ampiezza costante.

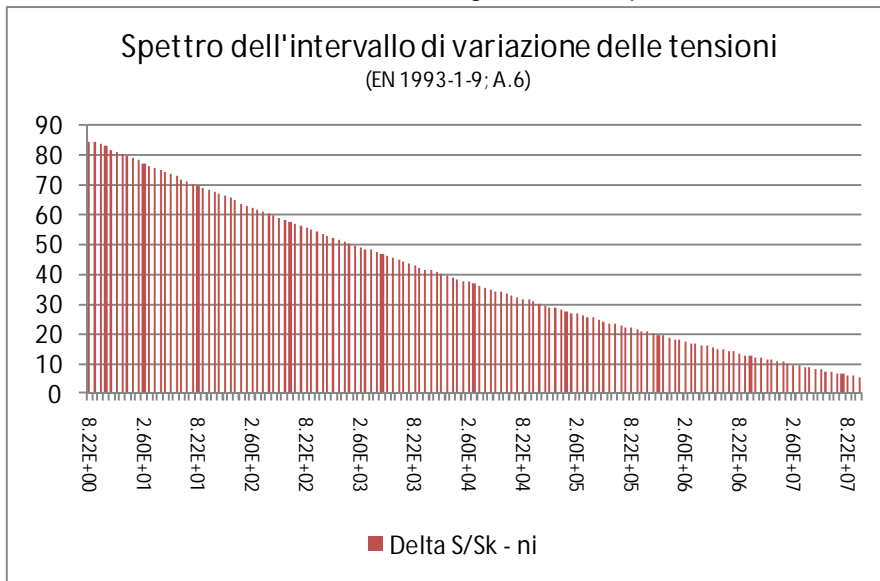


Fig. 68 – Numero di cicli di carico da raffica (cumulata) per un effetto  $DS/S_k$

### 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 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	-37	0	-27	0	-265
(2)	0	-1	0	0	1	-4
(3)	0	0	0	0	0	0
(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	47	304	-316	0
(2)	0	0	1	4	-4	1
(3)	0	0	0	0	0	0
(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.

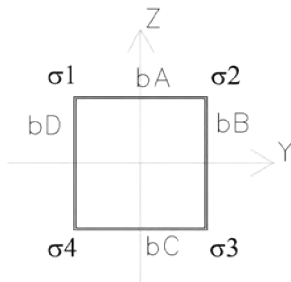
Verifica Tensionale (Sezione Lorda - valida per sez. di classe 4 con  $r \geq 0.50$ )

(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 (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> )	$2 \cdot W \cdot t$ (m <sup>3</sup> )
A	Sbraccio1	0.50	0.50	0.010	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  $D_s$  negli spigoli della sezione:

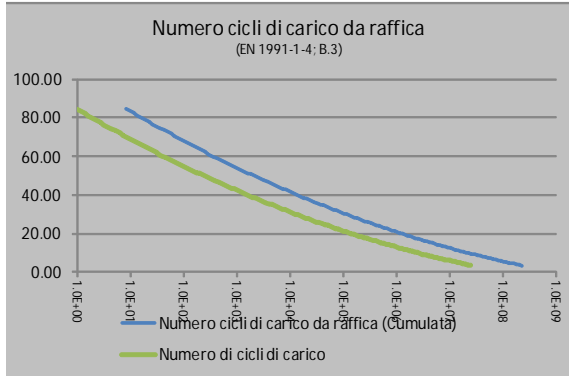
Variazione di tensione nei vertici della sezione rettangolare													
Sollecitazioni Fatica - Sbraccio1						Azioni taglianti e torcenti				Tensioni risultanti:			
Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)	$D_{t1}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$D_{t2}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$D_{t3}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$D_{t4}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$D_{s1}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$D_{s2}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$D_{s3}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$D_{s4}$ (kN/m <sup>2</sup> )
0	-37	0	-27	0	-265	2599	-2599	-8487	8487	84424	-84424	-84424	84424
0	-1	0	0	1	-4	-8	55	-47	94	765	-1482	-765	1482
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-4	-4	4	4
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-4	-4	4	4

Verifiche a fatica delle sezioni dello scatolare metallico:

Azione di fatica del vento:

Numero di cicli di carico da raffica (Ng) per effetto DS/Sk (Cumulata - VN=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	1.00	0.00	0.00	0.00
Azioni cicliche: (-)	n. di cicli (-)	DSk (MPa)	Dtk (MPa)		
Fatica_Vento	-	84.42	2.60		
Fatica_BuffetingL1	1.71E+09	0.77	0.01		
Fatica_BuffetingL2	0.00E+00	0.00	0.00		
Fatica_BuffetingL3	0.00E+00	0.00	0.00		

Tensioni di rottura per fatica:

(EN 1993-1-9; 7.1)

Azioni normali:				Azioni tangenziali:	
DSc (MPa)	N(DSc) (-)	DSd (MPa)	N(DSd) (-)	Dtc (MPa)	N(Dtc) (-)
36	2.00E+06	26.5	5.00E+06	80	2.00E+06
gMf (-)	gF (-)				
1.35	1.00				

Sommatoria di Miner:

	Tensioni normali		Tensioni tangenziali	
	S(nRi/NRi-COLLASSO) (-)	S(X)*gMf*gFf (-)	S(nRi/NRi-COLLASSO) (-)	S(X)*gMf*gFf (-)
Fatica_Vento	0.11	0.14	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>S(X)*gMf*gFf</b>			0.142	

La verifica è ampiamente soddisfatta.

### 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 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.



Verifica a fatica bullonatura Sez A:

**Verifica a fatica delle Giunzioni bullonate:**

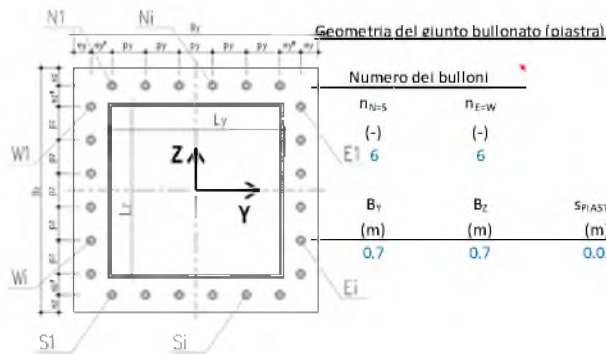
(EN 1993-1-9; 7.1)

**Azioni di verifica agli SLE:**

Sez Verifica	Sbraccio1	Geometria del profilo in acciaio:		
		$L_y$ (m)	$L_z$ (m)	$s$ (m)
A	Sbraccio1	0.50	0.50	0.010

Sollecitazioni Fatica - Sbraccio1							
	Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	VYZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
Fatica_Vento (1)	0	-37	0	37	-27	0	-265
Fatica_BuffetingL1 (2)	0	-1	0	1	0	1	-4
Fatica_BuffetingL2 (3)	0	0	0	0	0	0	0
Fatica_BuffetingL3 (4)	0	0	0	0	0	0	0

Fatica\_Vento (1)  
 Fatica\_BuffetingL1 (2)  
 Fatica\_BuffetingL2 (3)  
 Fatica\_BuffetingL3 (4)



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

Numero dei bulloni		$\Phi_{BULLONE}$ (mm)	$A_{NDM\_BULLONE}$ (mm <sup>2</sup> )	$\Phi_{BULL-FILETTO}$ (mm)	$A_{RES\_BULLONE}$ (mm <sup>2</sup> )		
$n_{N-S}$ (-)	$n_{E-W}$ (-)	22	380	19.6	303	$e_y$ (m)	$e_z$ (m)
$B_y$ (m)	$B_z$ (m)					$e_y^*$ (m)	$e_z^*$ (m)
0.7	0.7					$p_y$ (m)	$p_z$ (m)
	$S_{PIASTRA}$ (m)					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> )	$I_{Y-G\_TOTALE}$ (m <sup>4</sup> )	$I_{Z-G\_TOTALE}$ (m <sup>4</sup> )
0.00606	0.000371	0.000371

	$N_{MIN}$ (Compres) (kN)	$N_{MAX}$ (Traz) (kN)
Fatica_Vento	-64.94	64.94
Fatica_BuffetingL1	-1.14	1.14
Fatica_BuffetingL2	0.00	0.00
Fatica_BuffetingL3	0.00	0.00

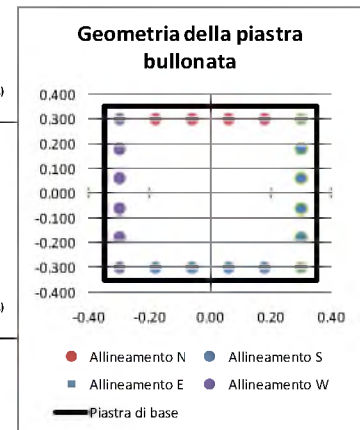
Procedura B)

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

(Sollecitazione determinata in presso-flessione deviata)

Analisi B) significativa (-)	$\sigma_c$ (Mpa)	$\sigma_s$ (Mpa)
s	6.57	198
	0.00	0
	0.00	0
	0.00	0

	$N_{MAX}$ (Traz) (kN)
Fatica_Vento	59.99
Fatica_BuffetingL1	0.00
Fatica_BuffetingL2	0.00
Fatica_BuffetingL3	0.00



Sollecitazioni indotte dal taglio e dalla torsione sul singolo bullone:

Taglio		Torsione		$V_{i\_MAX}$ (kN)
$V_{yi}$ (kN)	$V_{zi}$ (kN)	$V_{yi\_MAX}$ (kN)	$V_{zi\_MAX}$ (kN)	
-1.85	0.00	-3.26	-3.26	Fatica_Vento
-0.03	0.01	-0.01	-0.01	Fatica_BuffetingL1
0.00	0.00	0.00	0.00	Fatica_BuffetingL2
0.00	0.00	0.00	0.00	Fatica_BuffetingL3

Variazione tensionale per effetto dei singoli carichi ciclici:

Prearico agente sul bullone:

(EN 1993-1-8: 3.9.1)

Classe Bulloni	$f_{tb}$	$E_s$	$F_{P,C}$
(-)	(MPa)	(MPa)	(kN)
8.8	800	210000	170

Rigidezza assiale del bullone e della lamiera:

$K_{BULL}$	$K_{LAM}$	$\gamma = K_{LAM}/K_{BULL}$
(kN/m)	(kN/m)	(-)
1414000	11312000	8

	$D_{N_{MAX}}$	$D_{N_{MAX-BULLONE}}$	$D_s$ TRAZ-RIDOTTA*	$D_t$
	(kN)	(kN)	(MPa)	(MPa)
Fatica_Vento	65	7	24	20
Fatica_BuffetingL1	1	0	0	0
Fatica_BuffetingL2	0	0	0	0
Fatica_BuffetingL3	0	0	0	0

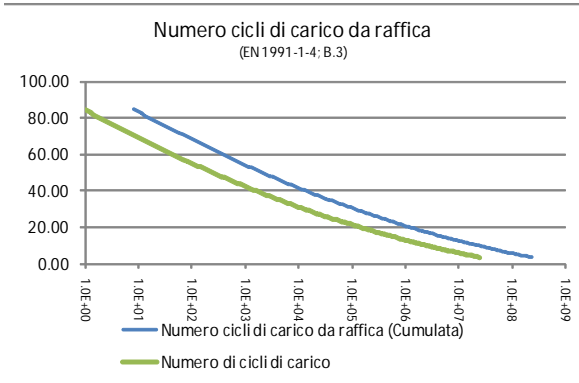
\* NOTA: trattazione valida se l'azione di trazione sul bullone (SLE Rara) è inferiore al prearico

Verifiche a fatica delle giunzioni bullonate:

Azione di fatica del vento:

Numero di cicli di carico da raffica (Ng) per effetto DS/S<sub>k</sub> (Cumulata - V<sub>N</sub>=50 anni)  
 (EN 1991-1-4; B3)

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



Sez. Verifica:

(-)

A

Cicli di carico per Buffeting:

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

n. veicoli/gg (-)	L (anni)	Lane allocation factors, Fi			
		F1 (-)	F2 (-)	F3 (-)	F4 (-)
7000	50	1.00	0.00	0.00	0.00
Azioni cicliche: (-)	n. di cicli (-)	Ds <sub>k</sub> (MPa)	Dt <sub>k</sub> (MPa)		
Fatica_Vento	-	23.82	20.01		
Fatica_BuffetingL1	8.00E+08	0.42	0.17		
Fatica_BuffetingL2	0.00E+00	0.00	0.00		
Fatica_BuffetingL3	0.00E+00	0.00	0.00		

Tensioni di rottura per fatica:

(EN 1993-1-9; 7.1)

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

g <sub>Mf</sub> (-)	g <sub>f</sub> (-)
1.15	1.00

Sommatoria di Miner:

	Tensioni normali		Tensioni tangenziali	
	S(n <sub>Ri</sub> /N <sub>Ri-COLLASSO</sub> ) (-)	S(X)*g <sub>Mf</sub> *g <sub>f</sub> (-)	S(n <sub>Ri</sub> /N <sub>Ri-COLLASSO</sub> ) (-)	S(X)*g <sub>Mf</sub> *g <sub>f</sub> (-)
Fatica_Vento	0.00	0.00	0.00	0.00
Fatica_BuffetingL1	0.00	0.00	0.00	0.00
Fatica_BuffetingL2	0.00	0.00	0.00	0.00
Fatica_BuffetingL3	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>S(X)*g<sub>Mf</sub>*g<sub>f</sub></b>	<b>0.00</b>			

$g_{Mf}$	$g_f$
(-)	(-)
1.15	1.00

Sommatoria di Miner:

	Tensioni normali		Tensioni tangenziali	
	$S(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$S(X) * g_{Mf} * g_f$	$S(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$S(X) * g_{Mf} * g_f$
	(-)	(-)	(-)	(-)
Fatica_Vento	0.00	0.00	0.00	0.00
Fatica_BuffetingL1	0.00	0.00	0.00	0.00
Fatica_BuffetingL2	0.00	0.00	0.00	0.00
Fatica_BuffetingL3	0.00	0.00	0.00	0.00
<b><math>S(X) * g_{Mf} * g_f</math></b>	0.000			

La verifica è ampiamente soddisfatta.

Verifica a fatica bullonatura Sez C - Ancoraggio di base:

Verifica a fatica delle Giunzioni bullonate:

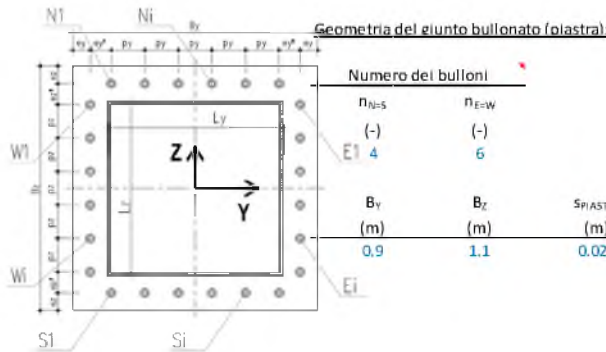
(EN 1993-1-9; 7.1)

Azioni di verifica agli SLE:

Sez Verifica	BaseMont	Geometria del profilo in acciaio:		
		$L_y$ (m)	$L_z$ (m)	$s$ (m)
C	BaseMont	0.50	0.70	0.012

Sollecitazioni Fatica - BaseMont						
	Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	VYZ (kN)	Torcente (kNm)	MZ (kNm)
Fatica_Vento (1)	0	0	47	47	304	-316
Fatica_BuffetingL1 (2)	0	0	1	1	4	-4
Fatica_BuffetingL2 (3)	0	0	0	0	0	0
Fatica_BuffetingL3 (4)	0	0	0	0	0	0

Fatica\_Vento (1)  
 Fatica\_BuffetingL1 (2)  
 Fatica\_BuffetingL2 (3)  
 Fatica\_BuffetingL3 (4)



Geometria del giunto bullonato (piastra):

Numero dei bulloni		$\Phi_{BULLONE}$ (mm)	$A_{NOM\_BULLONE}$ (mm <sup>2</sup> )	$\Phi_{BULL-FILETTO}$ (mm)	$A_{RES\_BULLONE}$ (mm <sup>2</sup> )	$e_y$ (m)	$e_y^*$ (m)	$e_z$ (m)	$e_z^*$ (m)	$p_y$ (m)	$p_z$ (m)
$n_{N-S}$	$n_{E-W}$	27	573	24.2	459	0.1	0.0875	0.1	0.075	0.1750	0.1500
$B_y$ (m)	$B_z$ (m)	SPIASTRA (m)									
0.9	1.1	0.025									

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> )
0.00918	0.001105	0.000815

	$N_{MIN}$ (Compres) (kN)	$N_{MAX}$ (Traz) (kN)
Fatica_Vento	-59.11	59.11
Fatica_BuffetingL1	-1.06	1.03
Fatica_BuffetingL2	0.00	0.00
Fatica_BuffetingL3	0.00	0.00

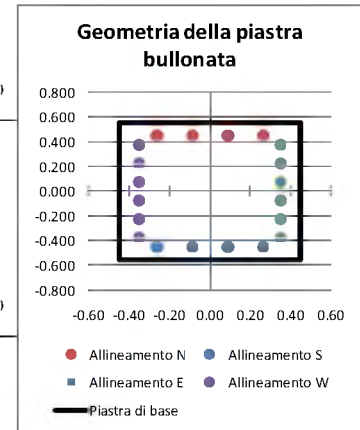
Procedura B)

Azioni sui bulloni - Bulloni sollecitati solo a trazione:

(sollecitazione determinata in presso-flessione deviata)

Analisi B) significativa (-)	$\sigma_c$ (Mpa)	$\sigma_s$ (Mpa)
s	3.00	104
	0.00	0
	0.00	0
	0.00	0

	$N_{MAX}$ (Traz) (kN)
Fatica_Vento	47.74
Fatica_BuffetingL1	0.00
Fatica_BuffetingL2	0.00
Fatica_BuffetingL3	0.00



Sollecitazioni indotte dal taglio e dalla torsione sul singolo bullone:

Taglio		Torsione		$V_{i\_MAX}$ (kN)
$V_{yi}$ (kN)	$V_{zi}$ (kN)	$V_{yi\_MAX}$ (kN)	$V_{zi\_MAX}$ (kN)	
0.00	2.36	32.74	19.10	Fatica_Vento
0.00	0.03	0.45	0.26	Fatica_BuffetingL1
0.00	0.00	0.00	0.00	Fatica_BuffetingL2
0.00	0.00	0.00	0.00	Fatica_BuffetingL3

Variatione tensionale per effetto dei singoli carichi ciclici:

Precarico agente sul bullone:  
 (EN 1993-1-8; 3.9.1)

Classe Bulloni	$f_{tb}$	$E_s$	Pretensione	$F_{p,c}$
(-)	(MPa)	(MPa)	(-)	(kN)
8.8	800	210000	N	257

Rigidità assiale del bullone e della lamiera:

$K_{BULL}$	$K_{LAM}$	$r=K_{LAM}/K_{BULL}$
(kN/m)	(kN/m)	(-)
1713600	13708800	8

	$D_{NMAX}$	$D_{NMAX-BULLONE}$	$D_s$ TRAZ-RIDOTTA *	$D_t$
	(kN)	(kN)	(MPa)	(MPa)
Fatica_Vento	59	59	129	85
Fatica_BuffetingL1	1	1	2	1
Fatica_BuffetingL2	0	0	0	0
Fatica_BuffetingL3	0	0	0	0

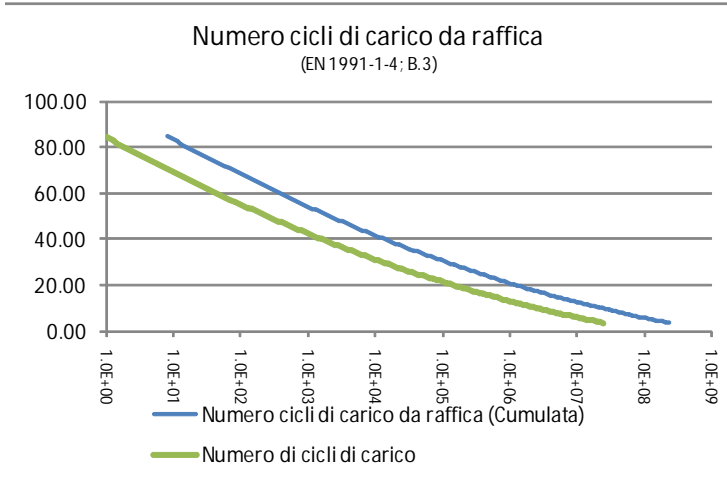
\* NOTA: trattazione valida se l'azione di trazione sul bullone (SLE Rara) è inferiore al precarico  $F_{p,c}$

Verifiche a fatica delle giunzioni bullonate:

Azione di fatica del vento:

Numero di cicli di carico da raffica ( $N_g$ ) per effetto  $DS/S_k$  (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	1.00	0.00	0.00	0.00
Azioni cicliche: (-)	n. di cicli (-)	$DS_k$ (MPa)	$Dt_k$ (MPa)		
Fatica_Vento	-	128.77	85.28		
Fatica_BuffetingL1	8.00E+08	2.24	1.18		
Fatica_BuffetingL2	0.00E+00	0.01	0.00		
Fatica_BuffetingL3	0.00E+00	0.01	0.00		

Tensioni di rottura per fatica:

(EN 1993-1-9; 7.1)

Azioni normali:				Azioni tangenziali:	
$DS_c$ (MPa)	$N(DS_c)$ (-)	$DS_D$ (MPa)	$N(DS_D)$ (-)	$Dt_c$ (MPa)	$N(Dt_c)$ (-)
50	2.00E+06	36.8	5.00E+06	100	2.00E+06

$g_{Mf}$	$g_{Ff}$
(-)	(-)
1.15	1.00

Sommatoria di Miner:

	Tensioni normali		Tensioni tangenziali	
	$S(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$S(X) * g_{Mf} * g_{Ff}$	$S(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$S(X) * g_{Mf} * g_{Ff}$
	(-)	(-)	(-)	(-)
Fatica_Vento	0.18	0.20	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>S(X) * g_{Mf} * g_{Ff}</math></b>		0.204		

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.

### Descrizione e ipotesi di calcolo

Il plinto in esame, le cui geometrie sono rappresentate nelle figure seguenti, sono fondati su tre pali trivellati ad elica di diametro  $F=600\text{mm}$  di lunghezza variabile in funzione della stratigrafia locale e della carpenteria (terreno piano o rilevato), aventi interasse  $i=1.80\text{m}$ . Per maggiori dettagli si rimanda alla trattazione geotecnica ed agli elaborati grafici di dettaglio.

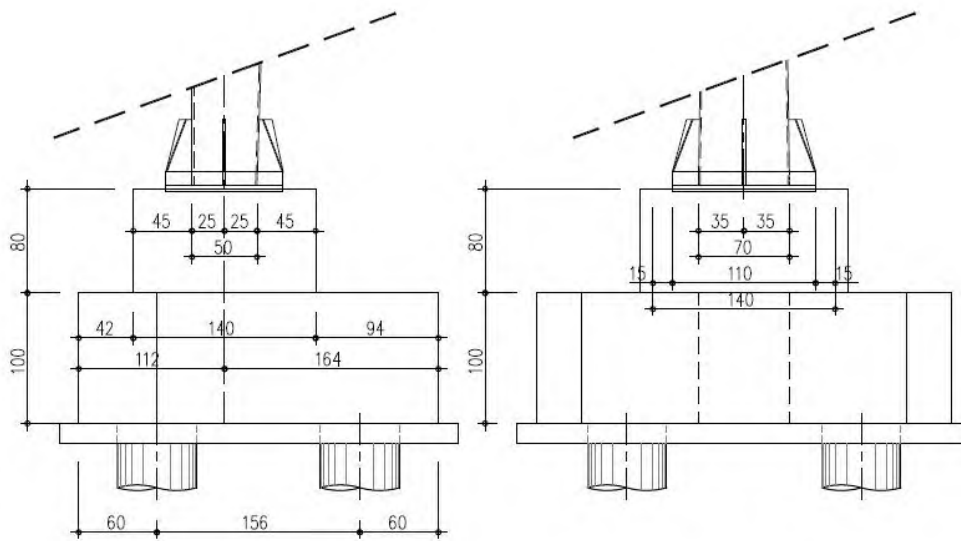


Fig. 69 – Sezioni del plinto di fondazione - terreno pianeggiante

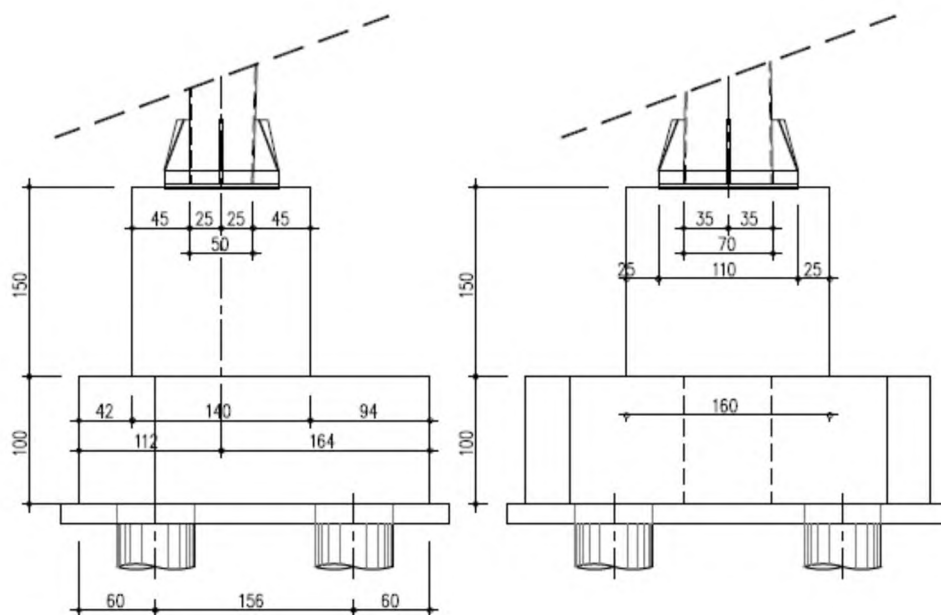


Fig. 70 – Sezioni del plinto di fondazione - posa su rilevato

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 tre pali trivellato o elica  $F=0.6m$ , si identifica un meccanismo resistente del tipo "tirante-puntone".

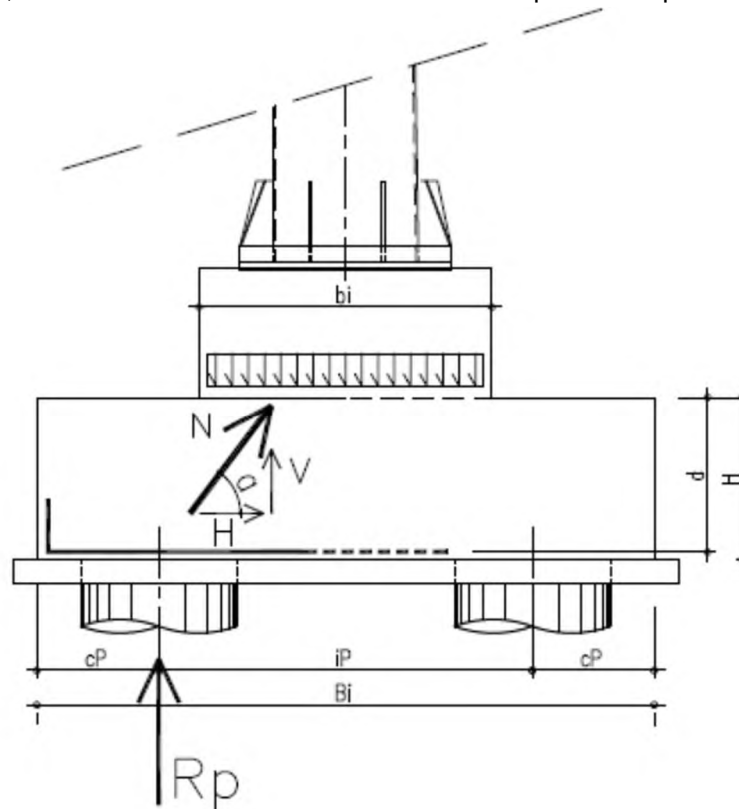


Fig. 71 – Meccanismo resistente a Tirante-puntone

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
- $a$  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.

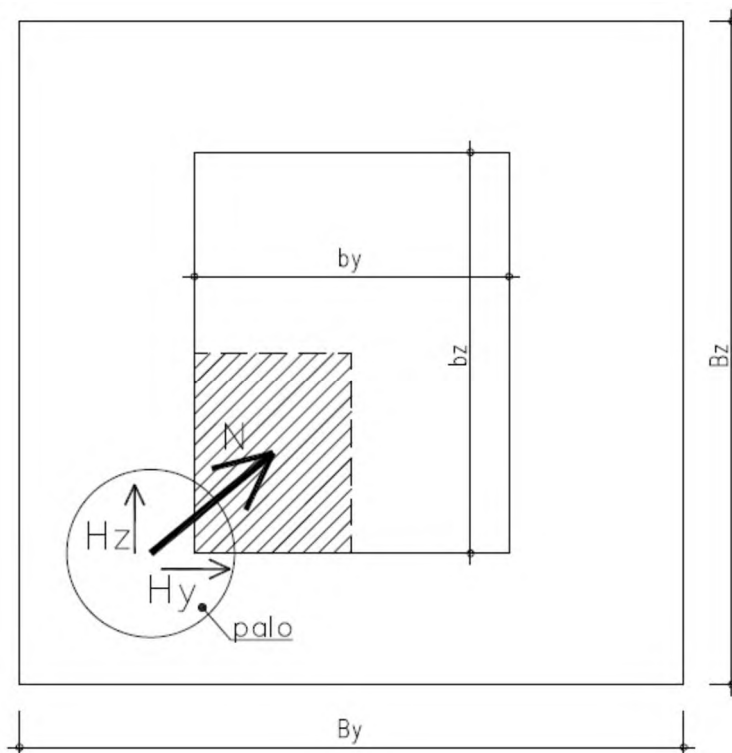


Fig. 72 – Individuazione qualitativa in pianta del puntone

Posa su terreno pianeggiante:

Le grandezze in gioco sono le seguenti:

- Rp= 497kN
- By= Bz = 2.76m (Fondazione triangolare)
- by= 1.40m
- bz= 1.60m
- cp= 0.60m
- ip= 1.80m
- H = 1.00m
- d = 0.95m

La distanza in pianta tra il baricentro del palo e il baricentro dell'area resistente alla quota H, è pari a circa 0.70m considerando la configurazione del palo più gravosa.

L'angolo di inclinazione del puntone compresso è quindi:

$$\tan a = \frac{0.95}{0.70} = 1.357$$

$$a \approx 53.60^\circ$$

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

$$H = \frac{R_p}{\tan a} = \frac{497}{1.357} = 366.25kN$$

$$N = \frac{R_p}{\sin a} = \frac{497}{0.805} = 618kN$$

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

$$A_{smin} = \frac{H}{f_{yd}} = \frac{366250}{\frac{450}{1.15}} = 936mm^2$$

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

$$n_{BARRE-MIN} = \frac{936}{452} = 2.07/m$$

Si è assunta la direzione della risultante orizzontale delle trazioni parallela a quella delle armature resistenti. Si evidenzia che, ove la citata condizione non fosse rispettata, si avrebbe la scomposizione della risultante di trazione nelle due direzioni principali delle armature; quest'ultimo scenario risulta meno severo di quello verificato.

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

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

$$P_{C,Rd} = 0.2 \times 0.95 \times 1 \times 15870 \times 0.805 = 2427kN$$

La verifica è abbondantemente soddisfatta.

Posa su rilevato:

Le grandezze in gioco sono le seguenti:

- Rp= 472kN
- By= Bz = 2.76m (Fondazione triangolare)
- by = 1.40m
- bz = 1.60m
- cp= 0.60m
- ip= 1.80m
- H = 1.00m
- d = 0.95m

La distanza in pianta tra il baricentro del palo e il baricentro dell'area resistente alla quota H, è pari a circa 0.70m considerando la configurazione del palo più gravosa.

L'angolo di inclinazione del puntone compresso è quindi:

$$\tan a = \frac{0.95}{0.70} = 1.357$$

$$a \approx 53.60^\circ$$

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

$$H = R_p / \tan a = \frac{472}{1.357} = 347.80kN$$

$$N = R_p / \sin a = \frac{472}{0.805} = 586kN$$

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

$$A_{smin} = \frac{H}{f_{yd}} = \frac{347800}{\frac{450}{1.15}} = 890mm^2$$

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

$$n_{BARRE-MIN} = \frac{890}{452} = 1.97/m$$

Si è assunta la direzione della risultante orizzontale delle trazioni parallela a quella delle armature resistenti. Si evidenzia che, ove la citata condizione non fosse rispettata, si avrebbe la scomposizione della risultante di trazione nelle due direzioni principali delle armature; quest'ultimo scenario risulta meno severo di quello verificato.

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

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

$$P_{C,Rd} = 0.2 \times 0.95 \times 1 \times 15870 \times 0.805 = 2427kN$$

La verifica è abbondantemente soddisfatta.

## Verifica geotecnica delle fondazioni

Si rimanda alla relazione di calcolo geotecnica dedicata.