

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 CAVALLETTO MONOPIANO

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

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.	--
111465	0000	PD	AU	OPC	SS002	00000	R	S T R	0165	- 0	SCALA -

	PROJECT MANAGER:		SUPPORTO SPECIALISTICO:				REVISIONE	
	Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068						n.	data
	REDATTO:		VERIFICATO:				0	SETTEMBRE 2020
							1	-
							2	-
						3	-	
						4	-	

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

Sommario

1	INTRODUZIONE	5
2	RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI	9
3	MATERIALI	10
3.1	CONGLOMERATI CEMENTIZI	10
3.2	ACCIAIO AD ADERENZA MIGLIORATA	10
3.3	ACCIAIO DA CARPENTERIA	11
3.4	BULLONI AD ALTA RESISTENZA	11
3.5	SALDATURE	11
4	SOFTWARE DI CALCOLO	12
4.1	CODICI UTILIZZATI	12
5	CARICHI DI PROGETTO	13
5.1	ELENCO DELLE CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI	13
5.2	VALUTAZIONE DELLE AZIONI SULLA STRUTTURA	13
5.2.1	<i>Carichi permanenti - Pesì propri e permanenti portati (g_1-g_2)</i>	13
5.2.2	<i>Azioni dei carichi variabili (Q_{ak})</i>	15
5.2.3	<i>Azioni del vento (Q_{wk})</i>	16
5.2.4	<i>Azioni di Buffeting</i>	25
5.2.5	<i>Carico da neve</i>	31
5.2.6	<i>Temperatura</i>	32
5.2.7	<i>Azione sismica (E_k)</i>	32
5.2.8	<i>Sistema di vincolo in fondazione</i>	35
6	COMBINAZIONI DI CARICO	36
6.1	COMBINAZIONI PER GLI S.L.U.	36
6.2	COMBINAZIONI PER GLI S.L.E.	37
7	ANALISI STRUTTURALE	38
7.1	GENERALITÀ	38
7.2	CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE ELEMENTARI	39
7.3	INVILUPPO DELLE CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE	48
7.3.1	<i>Enve SLU - A1</i>	48
7.3.2	<i>Enve SLE - Caratteristica</i>	51
7.4	SPOSTAMENTI	54
7.5	AZIONI IN FONDAZIONE	56
8	VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITÀ	59
8.1	STRUTTURA METALLICA IN ELEVAZIONE	59
8.1.1	<i>Sollecitazioni di verifica</i>	59
8.1.2	<i>Verifica delle sezioni in acciaio</i>	61
8.1.3	<i>Verifica dei giunti di connessione</i>	66
8.1.4	<i>Verifica delle saldature a cordone d'angolo</i>	67
8.1.5	<i>Verifica dei giunti di connessione</i>	70
8.1.5.1	Verifica del giunto "Sez B"	70
8.1.5.2	Verifica del giunto "Sez C"	74
8.1.5.3	Verifica del giunto "Sez G"	77
8.1.5.4	Verifica del giunto "Sez F" - Connessione di base	80
8.1.5.5	Ancoraggio alle strutture di fondazione	83
8.2	VERIFICA DELLE SALDATURE	91
8.2.1	<i>Sezione giunto interno - Sez B</i>	92

8.2.2	Sezione giunto di base - Sez F.....	94
8.3	VERIFICA DEI CONTROVENTI.....	96
8.4	VERIFICHE PER AZIONI CICLICHE - FATICA.....	98
8.4.1	Generalità.....	98
8.4.1.1	Azioni da fatica del vento.....	100
8.4.1.2	Azioni da fatica indotti dal transito veicolare - Buffeting.....	100
8.4.2	Verifica a fatica delle sezioni saldate.....	101
8.4.3	Verifica a fatica delle giunzioni bullonate.....	107
8.4.3.1	Verifica a fatica bullonatura Sez B:.....	107
8.4.3.2	Verifica a fatica bullonatura Sez F - Ancoraggio di base:.....	111

Indice delle Tabelle e delle Figure

FIG. 1 – VISTA FRONTALE DEL PORTALE – L= 75.70 M	5
FIG. 2 – VISTA FRONTALE DEL PORTALE – L= 75.70 M	5
FIG. 3 – VISTA FRONTALE DEL PORTALE – L= 74.10 M	5
FIG. 4 – VISTA FRONTALE DEL PORTALE – L= 74.10 M	5
FIG. 5 – VISTA LATERALE DEL PORTALE	6
FIG. 6 – VISTA 3D DEL PORTALE	7
FIG. 7 – DETTAGLIO DELLA CONNESSIONE ALLA BASE	8
FIGURA 5-1 - PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	14
FIG. 8 – AZIONI DEL VENTO SULLA STRUTTURA	24
FIG. 9 – ANALISI MODALE DELLA STRUTTURA	24
FIG. 10 – AZIONE DI BUFFETING SULLA STRUTTURA	26
FIG. 1.11 – VARIAZIONE DELLA PRESSIONE DI BUFFETING CON LA QUOTA	27
FIG. 12 – AZIONE DI BUFFETING - CORSIA 1 - SX	28
FIG. 13 – AZIONE DI BUFFETING - CORSIA 2 - SX	28
FIG. 14 – AZIONE DI BUFFETING - CORSIA 3 - SX	29
FIG. 15 – AZIONE DI BUFFETING - CORSIA 1 - DX	29
FIG. 16 – AZIONE DI BUFFETING - CORSIA 2 - DX	30
FIG. 17 – AZIONE DI BUFFETING - CORSIA 3 - DX	30
FIGURA 5-2 - CARICO DA NEVE	31
FIGURA 5-3 - SPETTRO DI PROGETTO DELLA COMPONENTE ORIZZONTALE E VERTICALE	34
FIG. 18 – GRAFICI AZIONI ESTERNE - SPOSTAMENTO	35
TABELLA 6-1 - COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA PER LE COMBINAZIONI DI CARICO AGLI SLU	36
TABELLA 6-2 - COEFFICIENTI y_0 , y_1 E y_2 PER LE AZIONI VARIABILI	37
FIG. 19 – MODELLO DI CALCOLO FEM - NUMERAZIONE DEGLI ELEMENTI	38
FIG. 20 – My (LOCAL) - PESI PROPRI	39
FIG. 21 – Mz (LOCAL) - PESI PROPRI	40
FIG. 22 – My (LOCAL) - PERMANENTI PORTATI	40
FIG. 23 – Mz (LOCAL) - PERMANENTI PORTATI	41
FIG. 24 – My (LOCAL) - VENTO	41
FIG. 25 – Mz (LOCAL) - VENTO	42
FIG. 26 – Mx - TORCENTE (LOCAL) - VENTO	42
FIG. 27 – My (LOCAL) - NEVE	43
FIG. 28 – Mz (LOCAL) - NEVE	43
FIG. 29 – My (LOCAL) - TERMICO	44
FIG. 30 – Mz (LOCAL) - TERMICO	44
FIG. 31 – My (LOCAL) - BUFFETING L1	45
FIG. 32 – Mz (LOCAL) - BUFFETING L1	45
FIG. 33 – My (LOCAL) - BUFFETING L2	46
FIG. 34 – Mz (LOCAL) - BUFFETING L2	46
FIG. 35 – My (LOCAL) - BUFFETING L3	47
FIG. 36 – Mz (LOCAL) - BUFFETING L3	47
FIG. 37 – My (LOCAL)	48
FIG. 38 – Mz (LOCAL)	49
FIG. 39 – Mx - TORCENTE (LOCAL)	49
FIG. 40 – Fx MAX - ASSIALE (LOCAL)	50
FIG. 41 – Fx MIN - ASSIALE (LOCAL)	50
FIG. 42 – My (LOCAL)	51
FIG. 43 – Mz (LOCAL)	51
FIG. 44 – Mx - TORCENTE (LOCAL)	52
FIG. 45 – Fx MAX - ASSIALE (LOCAL)	52
FIG. 46 – Fx MIN - ASSIALE (LOCAL)	53
FIG. 47 – SPOSTAMENTI VERTICALI MASSIMI	54

FIG. 48 – SPOSTAMENTI VERTICALI MASSIMI	55
FIG. 50 – SISTEMA DI RIFERIMENTO LOCALE - PLINTI DI FONDAZIONE	57
FIGURA 8-1 - GEOMETRIA DELLE SEZIONI DI VERIFICA	60
FIGURA 8-2 - AZIONI DI VERIFICA	61
FIGURA 8-3 - CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI DI VERIFICA	63
FIGURA 8-4 - SEZIONI DI VERIFICA - GIUNZIONI BULLONATE	70
FIG. 54 – GIUNTO BULLONATO - SEZ B	71
FIG. 55 – GIUNTO BULLONATO - SEZ C	74
FIG. 56 – GIUNTO BULLONATO - SEZ G	77
FIG. 57 – GIUNTO DI BASE - SEZ F	80
FIGURA 8-5 - GIUNTO DI BASE - SEZ C	83
FIGURA 8-6 - SPETTRO DELL'INTERVALLO DI VARIAZIONE DELLE TENSIONI	98
FIGURA 8-7 - CURVE DI RESISTENZA A FATICA S-N PER TENSIONI NORMALI E TANGENZIALI	98
FIGURA 8-8 - DETERMINAZIONE DEL NUMERO DI CICLI A ROTTURA PER D_s ASSEGNATO	99
FIGURA 8-9 - NUMERO DI CICLI DI CARICO DA RAFFICA PER PER UN EFFETTO DS/Sk	100
FIGURA 8-10 - NUMERO DI CICLI DI CARICO DA RAFFICA (CUMULATA) PER UN EFFETTO DS/Sk	100

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 i portali a cavalletto aventi luce netta dello scavalco di **75.70 m e 74.10 m**.

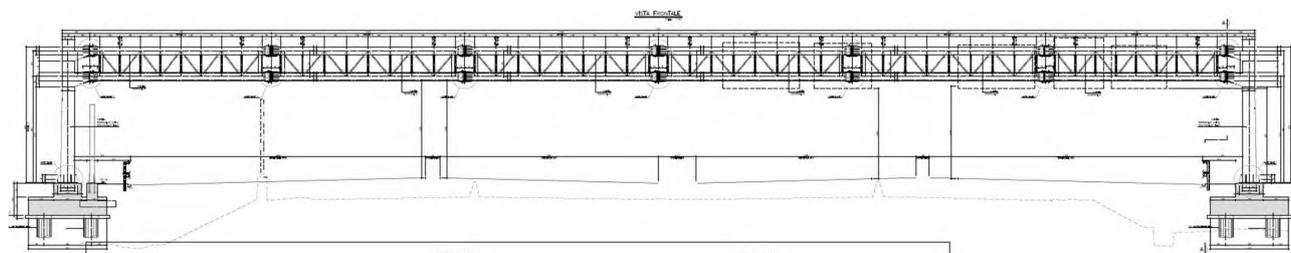


Fig. 1 – Vista frontale del portale – L= 75.70 m

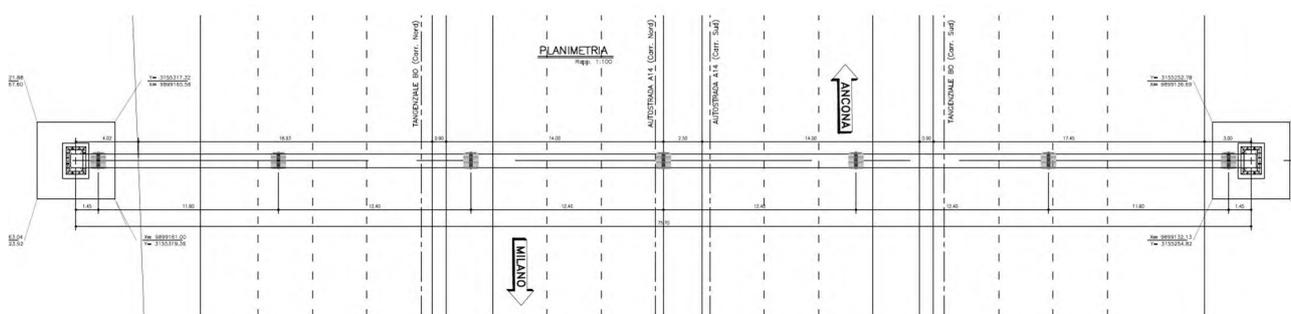


Fig. 2 – Vista frontale del portale – L= 75.70 m

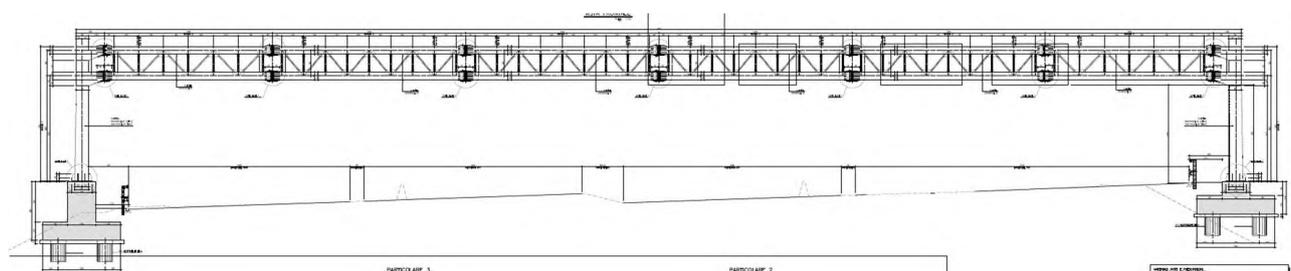


Fig. 3 – Vista frontale del portale – L= 74.10 m

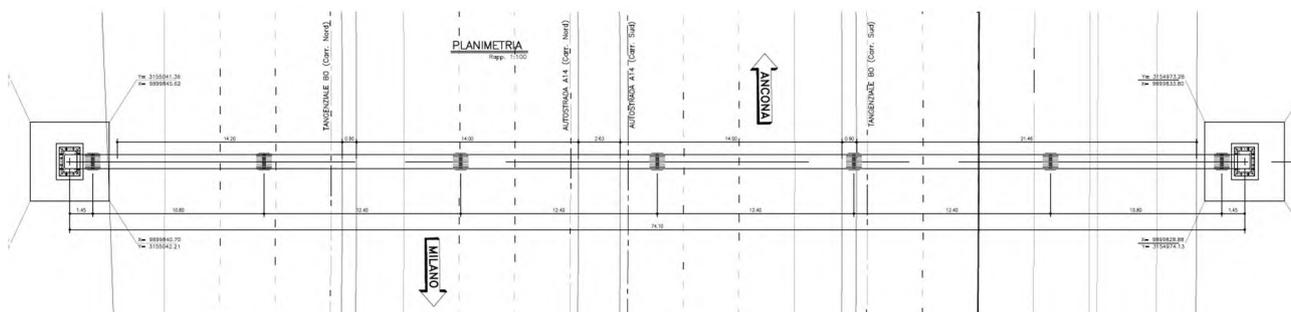


Fig. 4 – Vista frontale del portale – L= 74.10 m

La parte in elevazione è costituita da un montante a sezione scatolare variabile con l'altezza e pari a 1400x900 mm alla base, 900x800 mm in sommità (BxH), vincolato a terra attraverso un sistema di tirafondi solidali col

plinto di fondazione, avente impronta quadrata in pianta e fondato su 4 pali trivellati a elica di diametro $F=1000$ mm e lunghezza $L=18$ m.

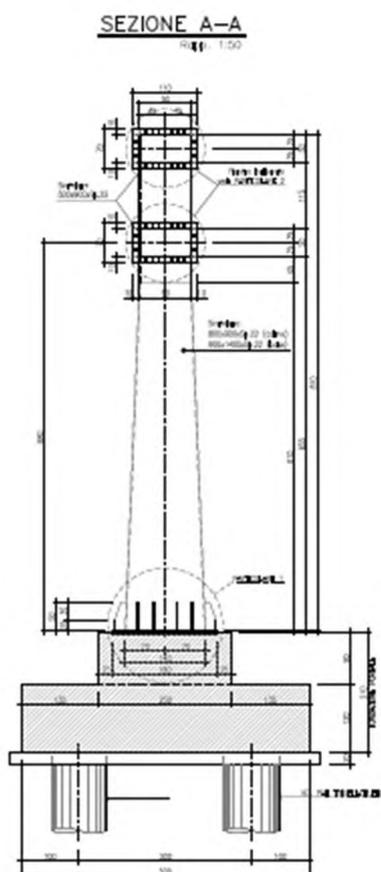


Fig. 5 – Vista laterale del portale

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

La parte orizzontale del manufatto, a scavalco della sede autostradale, è costituita anch'essa da una struttura composta in acciaio avente sezione tralicciata a connettere due scatolari rettangolari di 900×500 mm (BxH), lunghezza massima dello sbraccio pari a 75.70 m (misurata tra gli assi dei montanti).

La struttura, costituita da sette parti principali, si realizza in stabilimento attraverso saldature a piena penetrazione per la parte a costituire i montanti ed i nodi di connessione degli sbracci orizzontali, con saldature a cordone d'angolo per le restanti parti. Una volta mobilitata in prossimità del luogo di montaggio, si assembla attraverso giunzioni bullonate con schema resistente "a taglio".

Le lamiere hanno spessore $s=20$ mm per la parte orizzontale; $s=22$ mm a costituire la colonna montante. La tralicciatura si realizza con profilati $L90 \times 90 \times 9$.

La modellazione numerica vede la reale distribuzione tridimensionale degli elementi strutturali e dei carichi; la controventatura si è semplificata attraverso la simulazione dei profilati ad L giacenti su un unico piano ed aventi le proprietà geometriche relative alla coppia di profilati,

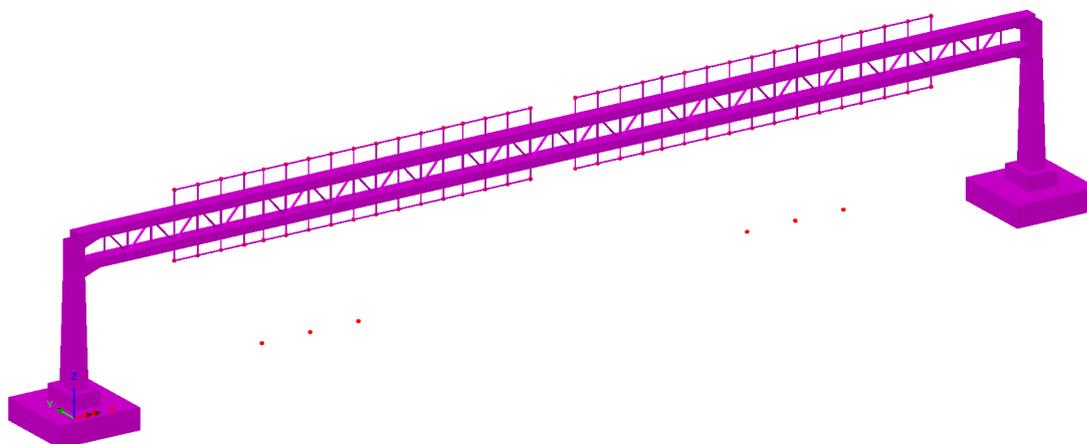
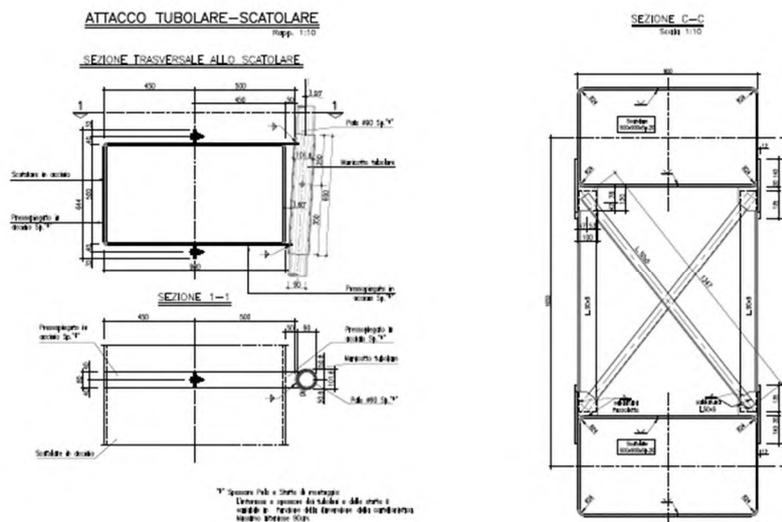


Fig. 6 – Vista 3D del portale

La struttura dei cartelloni è costituita da una lamiera di spessore massimo $s=3$ mm in alluminio. Le analisi sono state effettuate nell'ipotesi in cui il massimo numero di cartelloni posizionabili sia involupato, al di sopra di ciascuna carreggiata, da una sagoma rettangolare avente la geometria dettagliata negli elaborati grafici a corredo e lati pari a 22.00 m (B) e 4.00 m (H). La superficie massima esposta al vento è pari a $22.00 \times 4.00 = 88 \text{ m}^2$ (BxH) su ciascuna carreggiata e, complessivamente, pari a 176 m^2 (BxH).



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 36 tirafondi M34 cl. 10.9 lunghi 1.50 m; piastra di base di spessore $s=40$ mm e contropiastra $s=20$ mm.

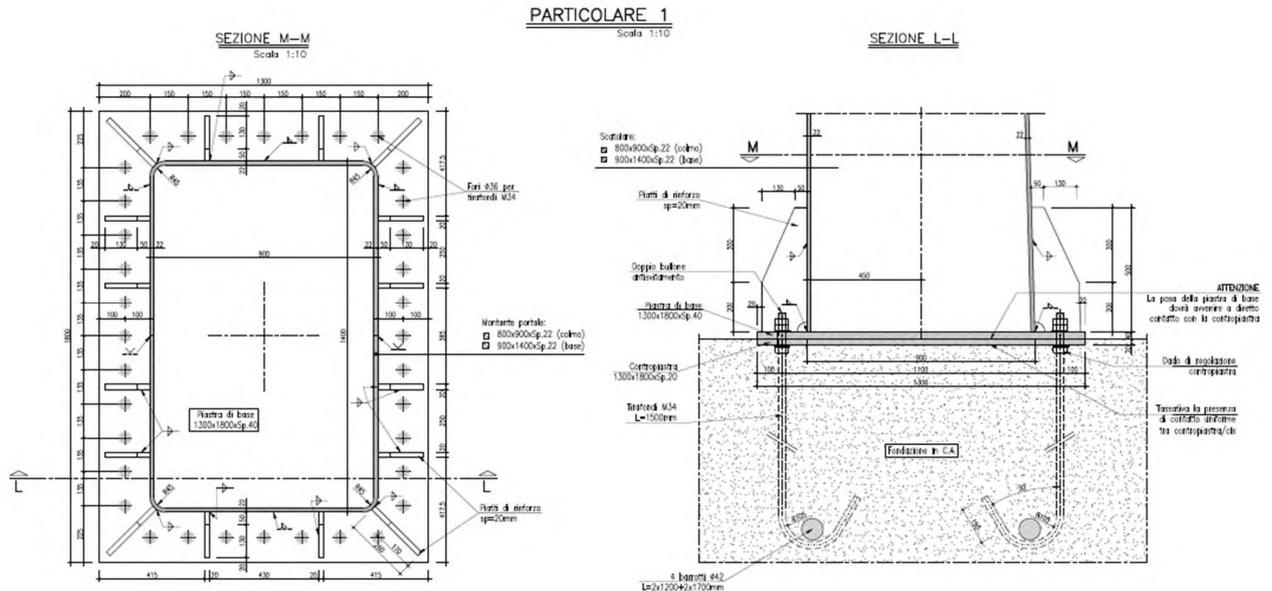


Fig. 7 – Dettaglio della connessione alla base

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 - Josè Maria Minguez and Jeffrey Vogwell

3 MATERIALI

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

3.1 CONGLOMERATI CEMENTIZI

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

· opere non armate (magri):	C12/15 (Rck ³ 15 MPa)
· pali	C25/30 (Rck ³ 30 MPa)
· fondazioni	C28/35 (Rck ³ 35 MPa)

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

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

3.2 ACCIAIO AD ADERENZA MIGLIORATA

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

Per verifiche agli S.L.U.

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 450$	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} = 540$	N/mm ²
Tensione limite di progetto	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = f_{yk}/1.15 = 391.30$	N/mm ²
Modulo elastico o di Young	$E = 206.000$	N/mm ²

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

3.3 ACCIAIO DA CARPENTERIA

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

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

tensione di rottura a trazione f_{tk}^3 430 MPa

tensione di snervamento f_{yk}^3 275 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.

3.4 BULLONI AD ALTA RESISTENZA

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

vite classe 8.8 (UNI EN ISO 898-1: 2001)

tensione di rottura a trazione f_t^3 800 MPa

tensione di snervamento f_y^3 640 MPa

dado classe 8 (UNI 20898-2:1997)

rosette C50 (UNI EN 10083-2:2006)

Tirafondi:

vite classe 10.9 (UNI EN ISO 898-1: 2001)

tensione di rottura a trazione f_t^3 1000 MPa

tensione di snervamento f_y^3 900 MPa

dado classe 10 (UNI 20898-2:1997)

rosette C50 (UNI EN 10083-2:2006)

3.5 SALDATURE

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

4 SOFTWARE DI CALCOLO

4.1 CODICI UTILIZZATI

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.

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

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**.

5 CARICHI DI PROGETTO

5.1 ELENCO DELLE CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

Si calcola l'opera sottoposta alle azioni indotte da:

g_{1k}	peso proprio delle strutture
g_{2k}	carichi permanenti portati: Cartelloni in acciaio, profili metallici di supporto e materiale vario di fissaggio. Terreno portato sui plinti di fondazione
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

5.2 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SULLA STRUTTURA

5.2.1 Carichi permanenti - Pesi propri e permanenti portati (g_1 - g_2)

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

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

Pesi specifici dei materiali

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

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.

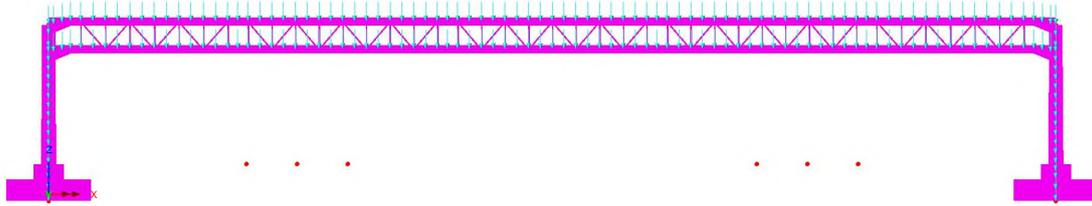


Figura 5-1 - Peso proprio degli elementi strutturali

I carichi permanenti portati sono costituiti dal peso della cartellonistica e degli accessori di supporto - fissaggio in carpenteria metallica.

Si sono assunti cartelloni aventi le dimensioni geometriche massime esplicitate nei paragrafi precedenti, per complessivi $88 + 88 \text{ m}^2$; e di spessore costante pari a 0.003 m .

La cartellonistica è sostenuta attraverso fissaggi puntuali sulla struttura secondaria, costituita da tubolari metallici $F = 90 \text{ mm}$ affiancati ed a loro volta ancorati, tramite collari metallici, agli scatolari longitudinali.

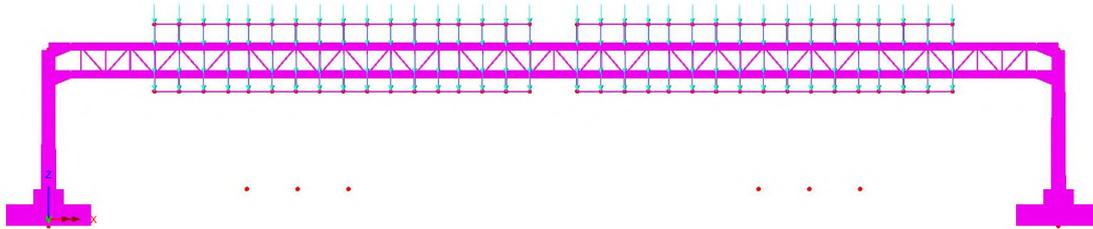
L'interasse dei tubolari, il loro sviluppo longitudinale e lo spessore sono variabili e dipendenti dalle dimensioni geometriche dei cartelloni.

Al solo 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 2.0 kPa , su un tubolare a sostegno di una striscia di cartellone di larghezza pari ad "i", con schema di vincolo a mensola e luce dello sbalzo pari a 1.60 m .

Si considerano quindi tubolari $F = 90 \text{ mm}$ affiancati ad interasse $1.40/1.45 \text{ m}$ e spessore $s = 6 \text{ mm}$.

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

- Cartellone: $27.00 \times 0.003 = 0.081 \text{ kN/m}^2$
- Tubolari metallici: $78.50 \times 0.001583 = 0.1243 \text{ kN/m}$



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 -, su insegne e su strutture reticolari spaziali.

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 contestualizzando le strutture nella loro reale collocazione geografica.

In dettaglio, le aree geografiche interessate dal progetto di potenziamento/rinnovo della struttura autostradale in oggetto (A14), sono individuabili in: Emilia Romagna, in provincia di Bologna. L'azione del vento è quindi stata determinata assumendo le seguenti ipotesi di calcolo:

Zona:	2
Classe di rugosità:	D
Distanza dalla costa:	oltre i 30 km
Categoria del sito:	II
Periodo di ritorno:	50 anni

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

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

EN 1991-1-4; 8.4:	Per il montante a sezione rettangolare e per lo sbraccio scatolare
EN 1991-1-4; 7.4.3:	Per le superfici dei cartelloni di segnaletica
EN 1991-1-4; 7.11:	Per le strutture reticolari - controventature

Si riassumono in forma tabellare i risultati ottenuti:

Montante verticale:

Calcolo parametri di base			
Valore di base - § 4.1	Zona	2 UNI EN 1991-1-4	
	a _s	50 [m] quota sito	
	v _{b0}	25 [m/s] valore base della velocità fondamentale del vento § 4.1.(1) P	
	a ₀	1000 [m] (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)	
	k _a	0.015 [1/s] (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)	
	v _{b0}	25 § 4.1.(1) P	
	c _{dir}	1.00 [-] fattore di direzione § 4.2.(2) P - nota 2	
	c _{season}	1.00 [-] fattore di stagionalità § 4.2.(2) P - nota 3	
	T _r	50 [anni] periodo di ritorno	
	k ₁	0.138	
	n	1.00	
	c _{prob}	1.00 EN 1991-1-4 § 4.2 (Nota 4)	
	v_b	25.0 [m/s] velocità di base del vento - § 4.2 (4.1)	
	Vento medio - § 4.2	C _s C _d	1.00 fattore di struttura
Categoria sito		II H-III-IV-V (categorie secondo NAD EN 1991-1-4)	
c _o		1.00 [-] coeff. orografia § 4.3.1 e Annex A3	
z ₀		0.05 [m] EN 1991-1-4 § 4.3.2	
z _{0II}		0.05 [m] EN 1991-1-4 § 4.3.2 prosp. 4.1	
z _{min}		4.00 [m] EN 1991-1-4 § 4.3.2	
z _{max}		200 [m] EN 1991-1-4 § 4.3.2	
k _r		0.19 [-] fattore di terreno § 4.3.2 (4.5)	
c _r (z)		0.97 [-] coefficiente di rugosità del terreno TESTA PILA §4.3.2	
c _r (0)		0.83 [-] coefficiente di rugosità del terreno BASE PILA §4.3.2	
v_m(z)		24.3 [m/s] velocità media del vento TESTA PILA § 4.3.1 (4.3)	
v_m(0)		20.8 [m/s] velocità media del vento BASE PILA § 4.3.1 (4.3)	
Turbolenza del vento § 4.4		k _t	1.00 fattore di turbolenza (valore raccomandato da N.A.D.)
		s _v	4.75 scarto comp. turbolenta vel. vento EN 1991-1-4 §4.4 (4.6)
	I_v(z)	0.20 [-] Intensità di turbolenza TESTA PILA § 4.4 (4.7)	
	I_v(0)	0.23 [-] Intensità di turbolenza BASE PILA § 4.4 (4.7)	
Valore di picco della pressione - § 4.5	r	1.25 [kg/m³] densità aria (4.5 nota 2 e N.A.D.)	
	q_p(z)	873.12 [N/m²] picco pressione dinamica TESTA PILA § 4.5 (4.9)	
	q_p(0)	703.33 [N/m²] picco pressione dinamica BASE PILA § 4.5 (4.9)	
	c _e (z)	2.2352 [-] fattore di esposizione TESTA PILA § 4.5 (4.9) => per deduzione	
	c _e (0)	1.8005 [-] fattore di esposizione BASE PILA § 4.5 (4.9) => per deduzione	

Caratteristiche pila [EN 1994-1-4 Sezione 8]	
b	0.800 [m] (cfr. figura)
d	0.900 [m] § 8.1. (5) + NAD
r	0.001 [m] raggio smusso
Z _{max}	8.3 [m] quota testa pila
d/b	1.125 [-]
l/b	10.38 [-]
r/b	0.0013 [-]
c _{f,0}	2.04 [-] coefficiente di forza di partenza § 7.6(1) fig. 7.23
ψ _r	1.00 [-] fattore di riduzione spigoli arrotondati § 7.6(1) fig. 7.24
λ	70.00 [-] snellezza effettiva § 7.13(2) prosp. 7.16 (caso 4)
φ	1.00 [-] rapporto di solidità § 7.11(2) (cautelativo = 1.00)
ψ _s	0.91 [-] fattore effetti di estremità § 7.6(1) fig. 7.36
c _f	1.86 [-] coefficiente di forza § 7.6(1) (7.9)
f _w (Z _{max})	1 622.8 [N/m ²] pressione specifica nominale TESTA PILA
f _w (0)	1 307.3 [N/m ²] pressione specifica nominale BASE PILA
F_w (z_{max})	1 298 [N/m] Risultante TESTA PILA
F_w (0)	1 046 [N/m] Risultante BASE PILA
EN 1991-1-4 figura 7.24	

Dove:

- as = 50 m quota ipotizzata del sito
- Z_{MAX} = 8.30 m Altezza massima da terra del fusto del montante (intradosso sbraccio orizzontale)
- b = 0.80 m larghezza significativa della sezione investita dal vento assunta pari alla dimensione di sommità
- d = 0.90 m lunghezza significativa della sezione investita dal vento assunta pari alla dimensione di sommità

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

- f_{wMAX} = 1.623 kN/m²

L'azione del vento si implementa nel modello di calcolo agli elementi finiti quale forza per unità di lunghezza, agente lungo lo sviluppo del montante e di intensità: 1.623*0.80= 1.298 kN/m.

Mensola orizzontale:

Calcolo parametri di base		
Valore di base - § 4.1	Zona	2 UNI EN 1991-1-4
	a_s	50 [m] quota sito
	v_{b0}	25 [m/s] valore base della velocità fondamentale del vento § 4.1.(1) P
	a_0	1000 [m] (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
	k_a	0.015 [1/s] (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
	v_{b0}	25 § 4.1.(1) P
	c_{dir}	1.00 [-] fattore di direzione § 4.2.(2) P - nota 2
	c_{season}	1.00 [-] fattore di stagionalità § 4.2.(2) P - nota 3
	T_r	50 [anni] periodo di ritorno
	k_1	0.138
	n	1.00
	c_{prob}	1.00 EN 1991-1-4 § 4.2 (Nota 4)
	v_b	25.0 [m/s] velocità di base del vento - § 4.2 (4.1)
	Vento medio - § 4.2	$c_s c_d$
Categoria sito		II I-II-III-IV-V (categorie secondo NAD EN 1991-1-4)
c_o		1.00 [-] coeff. orografia § 4.3.1 e Annex A3
z_0		0.05 [m] EN 1991-1-4 § 4.3.2
z_{0II}		0.05 [m] EN 1991-1-4 § 4.3.2 prosp. 4.1
z_{min}		4.00 [m] EN 1991-1-4 § 4.3.2
z_{max}		200 [m] EN 1991-1-4 § 4.3.2
k_r		0.19 [-] fattore di terreno § 4.3.2 (4.5)
$c_r(z)$		0.97 [-] coefficiente di rugosità del terreno TESTA PILA §4.3.2
$c_r(0)$		0.83 [-] coefficiente di rugosità del terreno BASE PILA §4.3.2
$v_m(z)$		24.4 [m/s] velocità media del vento TESTA PILA § 4.3.1 (4.3)
$v_m(0)$	20.8 [m/s] velocità media del vento BASE PILA § 4.3.1 (4.3)	
Turbolenza del vento § 4.4	k_t	1.00 fattore di turbolenza (valore raccomandato da N.A.D.)
	s_v	4.75 scarto comp. turbolenta vel. vento EN 1991-1-4 §4.4 (4.6)
	$I_v(z)$	0.19 [-] Intensità di turbolenza TESTA PILA § 4.4 (4.7)
	$I_v(0)$	0.23 [-] Intensità di turbolenza BASE PILA § 4.4 (4.7)
Valore di picco della pressione - § 4.5	r	1.25 [kg/m³] densità aria (4.5 nota 2 e N.A.D.)
	$q_p(z)$	877.47 [N/m²] picco pressione dinamica TESTA PILA § 4.5 (4.9)
	$q_p(0)$	703.33 [N/m²] picco pressione dinamica BASE PILA § 4.5 (4.9)
	$c_p(z)$	2.2463 [-] fattore di esposizione TESTA PILA § 4.5 (4.9) => per deduzione
	$c_p(0)$	1.8005 [-] fattore di esposizione BASE PILA § 4.5 (4.9) => per deduzione

Cartellone 1 e 2 - 22.00 x 4.00 m (BxH):

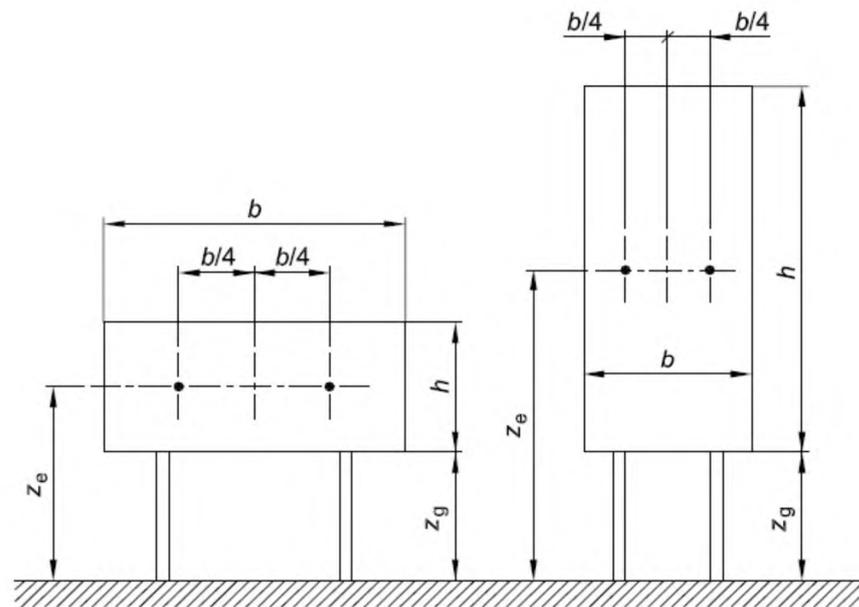
Calcolo parametri di base		
Categoria sito	II	I-II-III-IV-V (categorie secondo NAD EN 1991-1-4)
Zona	2	1-2-3-4-5-6-7-8-9
a_s	50	m - quota sito
v_{b0}	25	4.1.(1) P
a_0	1000	m (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
k_a	0.015	1/s (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
v_{b0}	25	4.1.(1) P
v_b	25.0	velocità di base del vento
c_{dir}	1.00	4.2.(2) P - nota 2
c_{season}	1.00	4.2.(2) P - nota 3
$c_r(z)$	0.96	Coeff. Rugosità terreno (EN 1991-1-4 §4.3.2)
k_l	1.00	fattore di turbolenza (valore raccomandato da N.A.D.)
c_o	1.00	coeff. orografia EN 1991-1-4 §4.3.1 e Annex A3
T_r	50	periodo di ritorno
k_1	0.2	
n	1	
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)
$v_m(z)$	24.0	Velocità media del vento
s_v	4.75	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.)
$l_v(z)$	0.20	
$c_e(z)$	2.1927	
$q_p(z)$	856.53	

Caratteristiche cartellone		
b	22 Larghezza complessiva pannello	
h	4 Altezza complessiva pannello	
z_e	7.75 (m) Quota baricentro pannello	
A _{ref}	88 Area di riferimento	
C_f	1.8 coefficiente di forza (EN 1991-1-4 - 7.4.3(1) - (7.7))	
parametri per calcolo dettagliato di cs cd; altrimenti inserire valore tabellare manualmente (cella f34)	η_{1x}	1.1 Frequenza struttura
	m_e	651 kg/m massa generalizzata
	δ_s	0.03 decr. Logaritmico dello smorzamento strutturale (app. F5)
	δ _a	0.04 decr. Logaritmico dello smorzamento aerodin. (app. F5)
	δ_d	0 decr. Log. Dovuto a dispositivi aggiuntivi (app. F5)
	δ	0.07 Lunghezza di scala di rif. (EN 1991-1-4 annex B.1)
	L _t	300 Altezza di riferimento
	z _t	200 EN 1991-1-4 Annex B (1)
	α	0.52
	L(z _s)	55.30
	B ²	0.64 Frequenza adimensionale EN 1991-1-4 B.2 (B2)
	f _L (z,n)	2.54
	SL(zn)	7.15E-02
	η _h	0.84
	η _b	4.65
	R _h	0.61
	R _b	0.19
	R ²	0.61
	v	0.77 EN 1991-1-4 (B.5)
	T	600 (s) intervallo misurazione vm
	k _p	3.00
	c _s	0.82
	c _d	1.10
C_sC_d	0.98	
c _s c _d man.	0 c _s c _d da tabella (immettere 0 se da calcolo diretto)	
q_w	1506.05	

Ottenendo una pressione sul cartellone pari a $q_w = 1.506 \text{ kN/m}^2$.

In relazione alla variabilità geometrica della dimensione e disposizione spaziale dei due cartelloni, si è operato, cautelativamente, alla determinazione dei coefficienti $c_s c_d$ considerando indipendenti i due cartelloni.

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



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

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

- $a_s = 50$ m quota ipotizzata del sito
- $z_e = 7.75$ m altezza del baricentro della superficie del cartellone investita dal vento
- $b = 22.00$ m larghezza della superficie del singolo cartellone investita dal vento
- $h = 4.00$ m altezza della superficie del cartellone investita dal vento
- $b/4 = 5.50$ m eccentricità del punto di applicazione della risultante del vento dal baricentro geometrico della superficie del cartellone
- $m_e = 651$ kg/m massa equivalente, determinata considerando la massa dello sbraccio della mensola e quella del cartellone (con tubolari di ancoraggio), mediata su un metro di lunghezza
- $h_{1x} = 1.10$ 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: 1.506 kN/m². Si considera l'effetto di eccentricità del punto di applicazione richiesto in normativa, assumendo, cautelativamente, quali variabili libere le eccentricità sui due cartelloni.

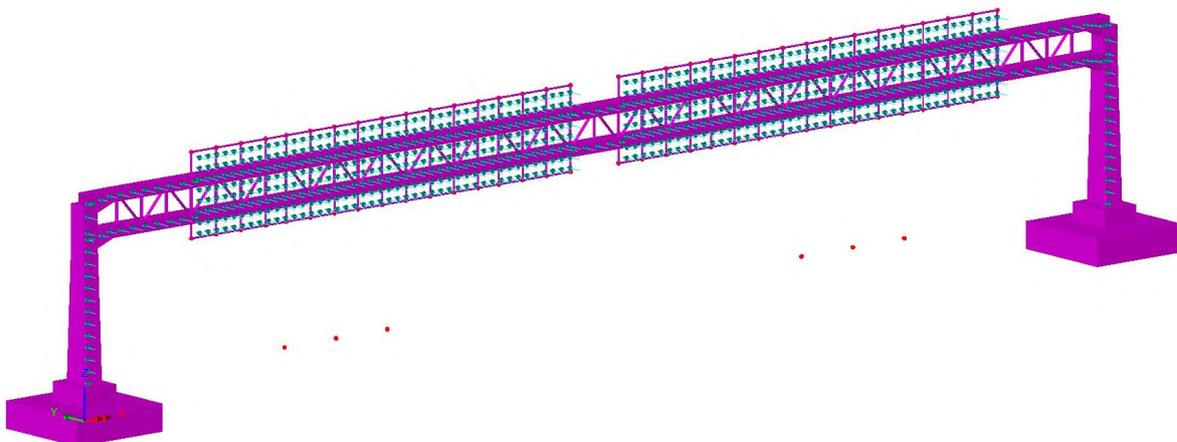


Fig. 8 – Azioni del vento sulla struttura

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:

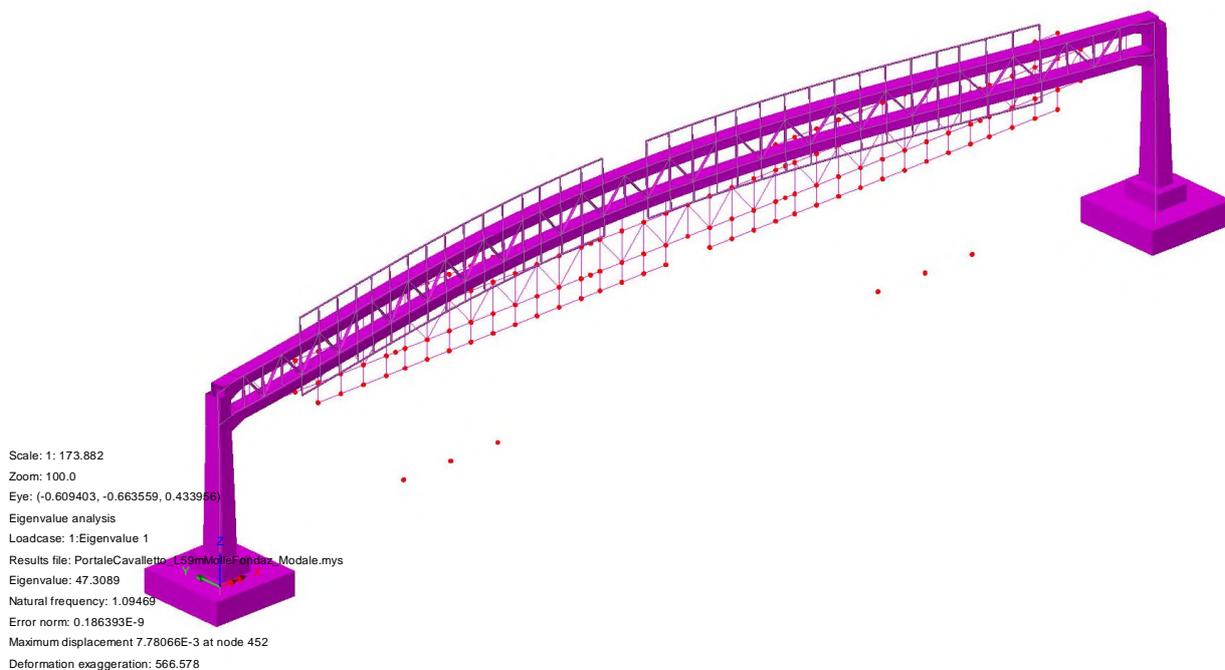


Fig. 9 – Analisi modale della struttura

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 4.20 m in altezza e 2.50 m in larghezza.

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

Dove:

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

Nota:

Con riferimento alla dimensione delle cartellonistiche ed alla conseguente variabilità spaziale della pressione indotta dal transito veicolare, si è operato, nel seguito, determinando una "larghezza di riferimento Bi". Lo scopo perseguito è quello di individuare una porzione di struttura, avente appunto larghezza "Bi", 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 "Pd" suggerita in normativa, assumendo quale larghezza significativa quella in corrispondenza ad un decadimento pari al 50% della massima pressione registrata alla quota "H_{MIN}", corrispondente al filo inferiore del cartellone ed immediatamente al di sopra della sagoma del veicolo.

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

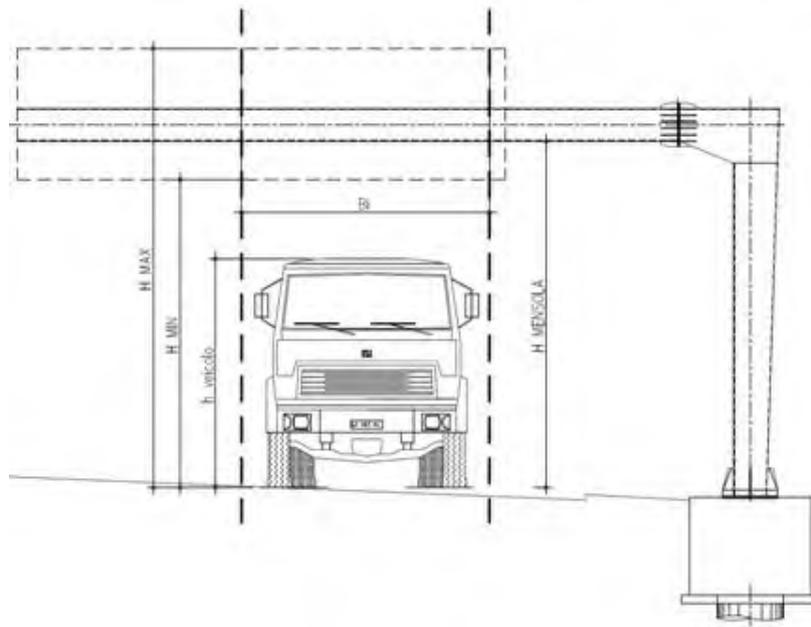


Fig. 10 – Azione di Buffeting sulla struttura

Di seguito si riassumono i risultati ottenuti nelle analisi.

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

.

Azione di fatica da Buffeting (Hight Vehicle Buffeting):
 (British Standards - Part 1 - BD 94/07 - Annex B)

Geometria della struttura di sostegno della segnaletica:

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

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

Pressione verticale di buffeting sulla mensola:

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

Pressione di buffeting sulla segnaletica:

	H_i (m)	h_i (m)	P_{di} (N/m^2)	B_i (m)
H_{MIN}	5.80	1.60	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_{MAX_D}	9.26	5.06	0	
H_{MAX_BUFF}	9.26	5.06	0.00	

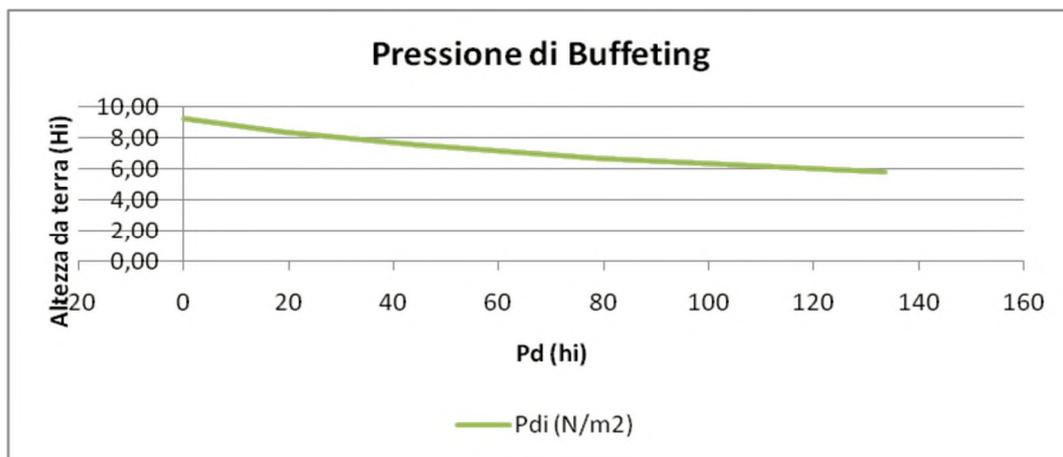


Fig. 1.11 – Variazione della pressione di buffeting con la quota

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, F_i			
	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

Si considera l'azione da buffeting agente, indipendentemente, sulle cartellonistiche afferenti alle due differenti carreggiate.

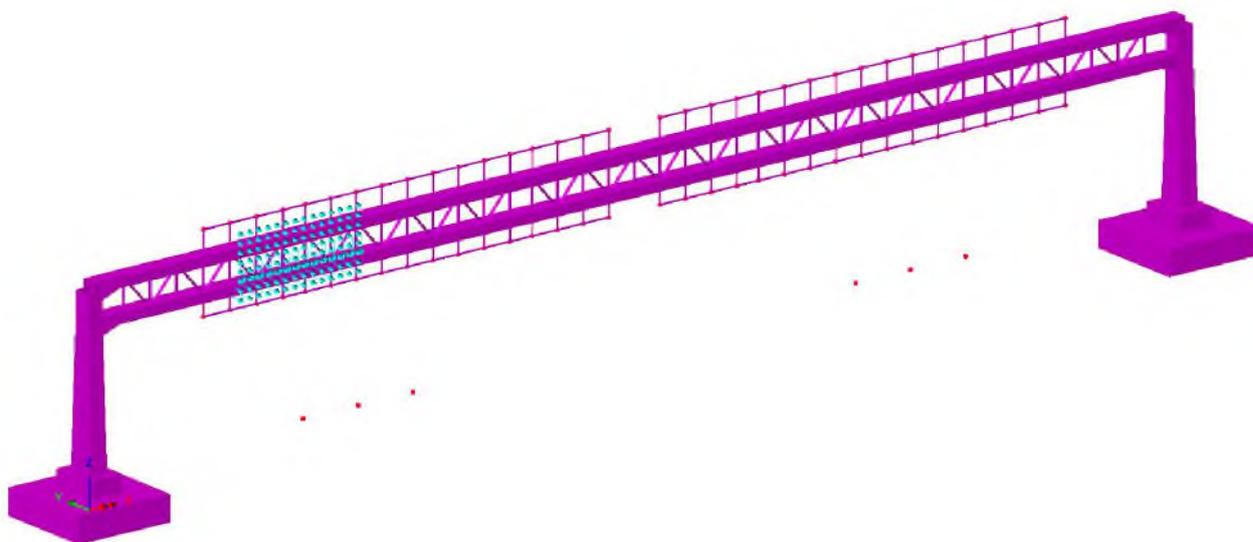


Fig. 12 – Azione di Buffeting - Corsia 1 - SX

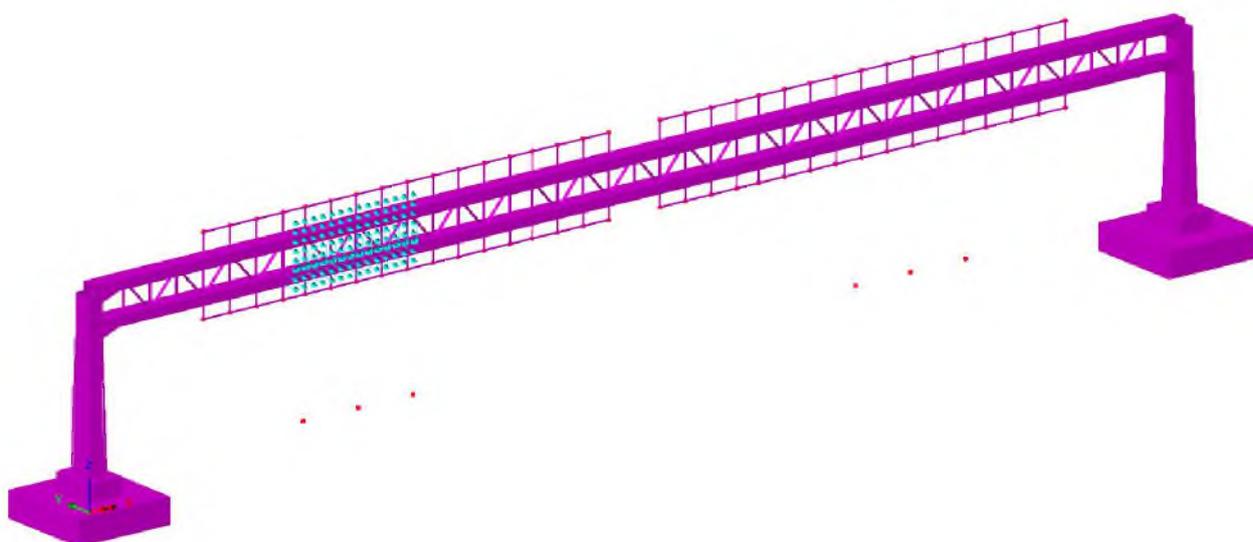


Fig. 13 – Azione di Buffeting - Corsia 2 - SX

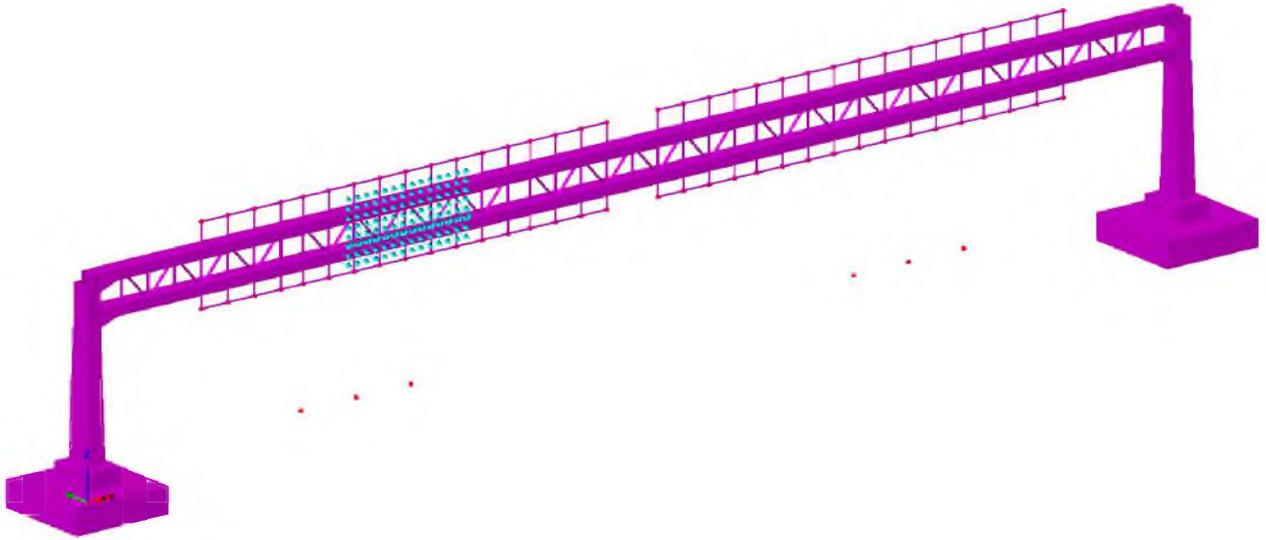


Fig. 14 – Azione di Buffeting - Corsia 3 - SX

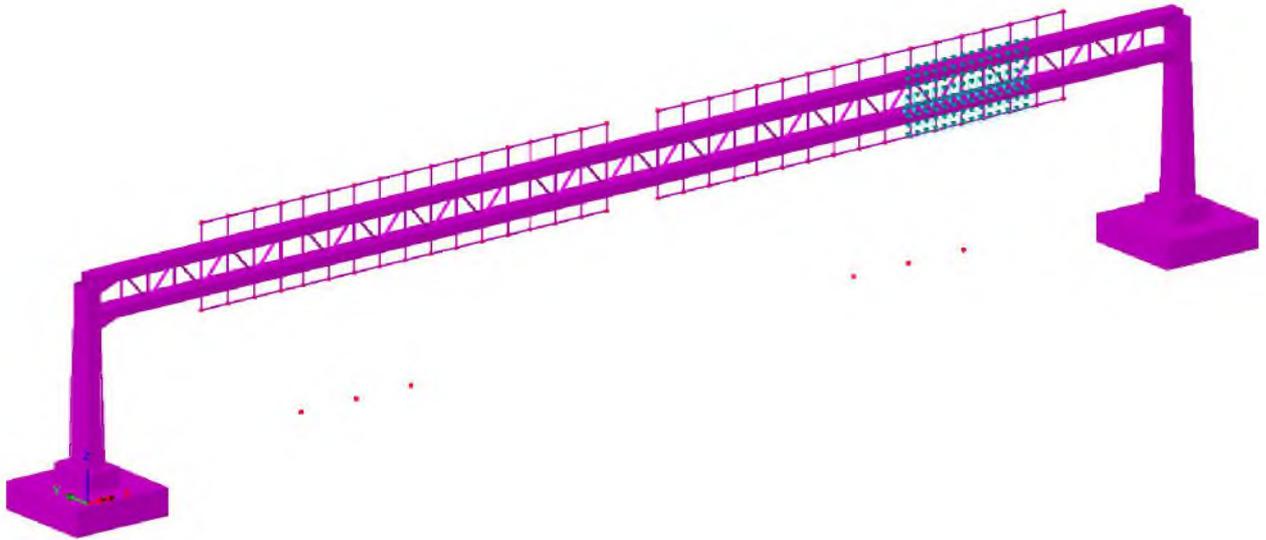


Fig. 15 – Azione di Buffeting - Corsia 1 - DX

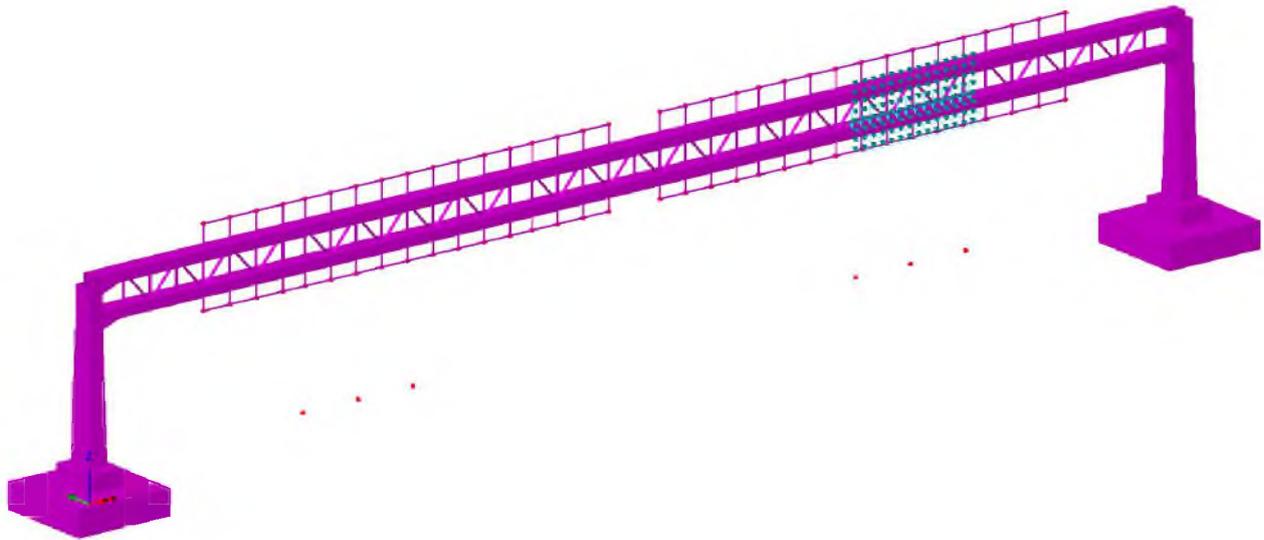


Fig. 16 – Azione di Buffeting - Corsia 2 - DX

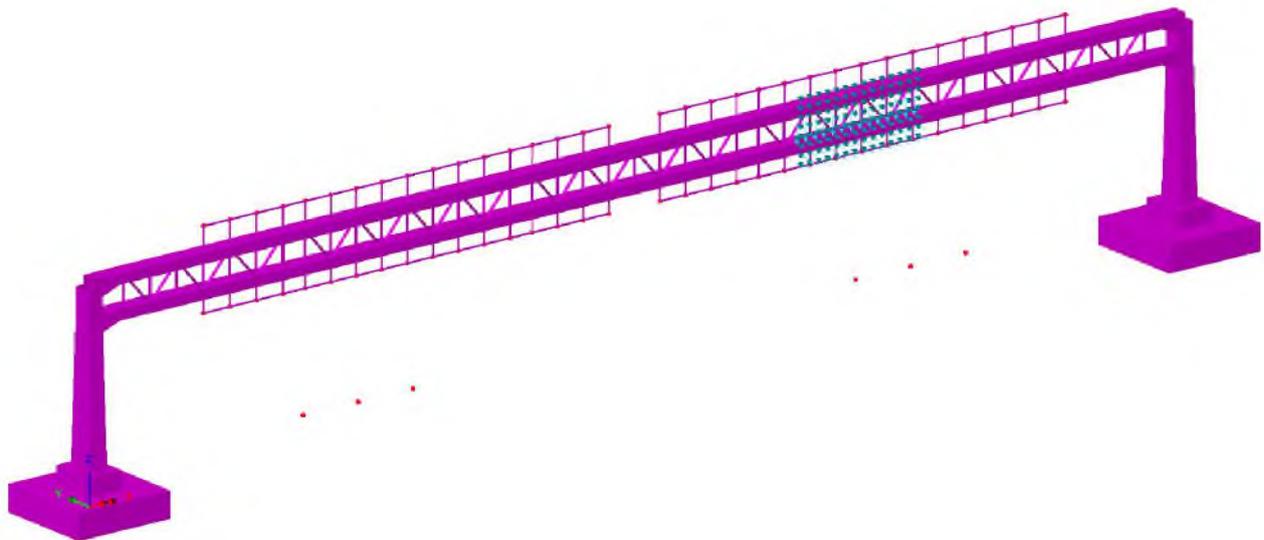


Fig. 17 – Azione di Buffeting - Corsia 3 - DX

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
- $q_{sk}=1.50$ kPa valore caratteristico di riferimento del carico da neve al suolo
- $C_E=1.00$ coefficiente di esposizione
- $C_t=1.00$ coefficiente termico

Si ottiene:

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

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

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

La larghezza di applicazione del carico coincide con la larghezza della sezione metallica, pari a 0.90m. Si applica quindi alla struttura un carico da neve di intensità:

$$q_s = 1.20 \times 0.90 = 1.08 \text{ kN} / \text{m}$$

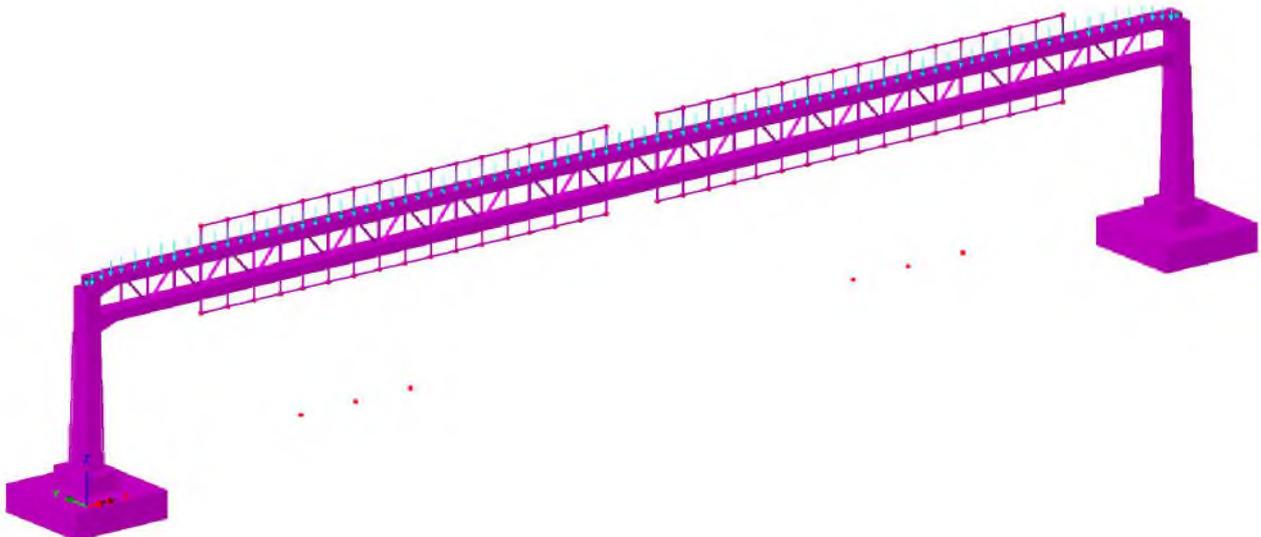


Figura 5-2 - Carico da neve

5.2.6 Temperatura

All'intera travatura è stato applicata una variazione termica di $\pm 25 [^{\circ}]$, come indicato al paragrafo 3.5.5 delle NTC18; di seguito la tabella di riferimento:

3.5.5. AZIONI TERMICHE SUGLI EDIFICI

Nel caso in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura è consentito tener conto, per gli edifici, della sola componente ΔT_u , ricavandola direttamente dalla Tab. 3.5.II.

Nel caso in cui la temperatura costituisca, invece, azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura, l'andamento della temperatura T nelle sezioni degli elementi strutturali deve essere valutato più approfonditamente studiando il problema della trasmissione del calore.

Tab. 3.5.II – Valori di ΔT_u per gli edifici

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	$\pm 15 \text{ }^{\circ}\text{C}$
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	$\pm 10 \text{ }^{\circ}\text{C}$
Strutture in acciaio esposte	$\pm 25 \text{ }^{\circ}\text{C}$
Strutture in acciaio protette	$\pm 15 \text{ }^{\circ}\text{C}$

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: VN = 50 anni

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

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

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

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

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

La probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} per lo stato limite ultimo considerato è attinta 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

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g S h F_o \frac{e^{-\frac{T}{T_B}}}{e^{-\frac{T}{T_B}}} + \frac{1}{h F_o} \frac{e^{-\frac{T}{T_B}}}{e^{-\frac{T}{T_B}}} - \frac{T}{T_B} \frac{e^{-\frac{T}{T_B}}}{e^{-\frac{T}{T_B}}}$$

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

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g S h F_o \frac{C_C}{C_T} \frac{\ddot{u}}{\phi}$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g S h F_o \frac{C_C T_D}{C_T T^2} \frac{\ddot{u}}{\phi}$$

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 ξ differenti da 5% $h = [10/(5+\xi)]^{0.5} \geq 0.55$

F_o è il fattore di amplificazione spettrale

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

$$T_C = C_C T^*_C$$

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

$$T_B = T_C / 3$$

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

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

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

$$0 \leq T < T_B \quad S_{ev}(T) = a_g S h F_v \left[\frac{e^{-T/T_B}}{h F_v} + \frac{1}{h F_v} \frac{T}{T_B} \right] \frac{\ddot{u}}{\phi}$$

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

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g S h F_v \frac{C_C}{C_T} \frac{\ddot{u}}{\phi}$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g S h F_v \frac{C_C T_D}{C_T T^2} \frac{\ddot{u}}{\phi}$$

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

$$F_v = 1.35 F_o \frac{C_g}{g} \frac{\ddot{u}}{\phi}^{0.5}$$

Mentre, i valori di a_g , F_o , 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:

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

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

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

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

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

Componente orizzontale:

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

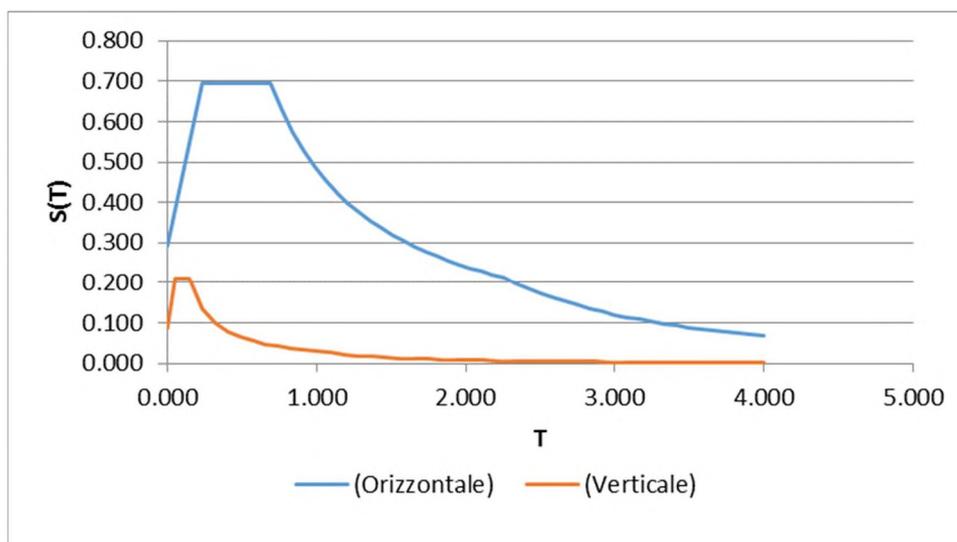


Figura 5-3 - Spettro di progetto della componente orizzontale e verticale

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.

Il modello di calcolo agli elementi finiti vede l'assunzione di un vincolo a terra di tipo elastico, agente nel baricentro della fondazione alla quota di testa dei pali, a simularne la rigidezza di insieme.

5.2.8 Sistema di vincolo in fondazione

Si implementano molle traslazionali agenti nella direzione della congiungente i due montanti, oltre a molle rotazionali attorno all'asse parallelo all'asse autostradale.

La determinazione dei parametri di tali molle è stata effettuata attraverso la modellazione del sistema di pali, contestualizzati nel terreno presente in situ, e l'analisi dei parametri di spostamento/Azione agente.

Di seguito si riassumono le risultanze delle analisi:

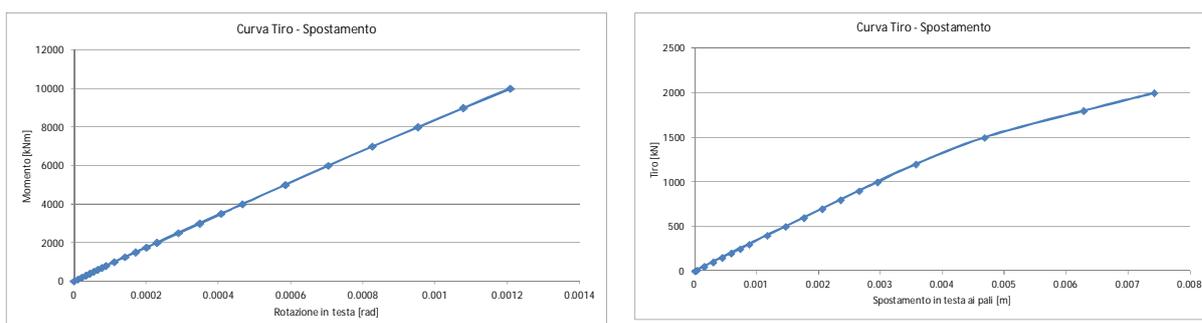


Fig. 18 – Grafici Azioni esterne - spostamento

6 COMBINAZIONI DI CARICO

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

6.1 COMBINAZIONI PER GLI S.L.U.

Combinazione fondamentale utilizzata per gli stati limite ultimi (SLU)

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

Combinazione sismica impiegata per gli stati limite (SLV)

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

dove:

G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti;

E è l'azione del sisma per lo stato limite considerato;

Q_k è il valore caratteristico delle azioni variabili;

g_G e g_Q sono i coefficienti parziali delle azioni per gli SLU;

γ_0, γ_2 sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili.

I valori, considerati per i coefficienti parziali di sicurezza, sono riportati nella tabella 6-1, mentre, i valori dei coefficienti di combinazione per le azioni variabili sono riportati nella tabella 6-2

Tabella 6-1 - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

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

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

⁽¹⁾ 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.

Tabella 6-2 - Coefficienti y_0 , y_1 e y_2 per le azioni variabili

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – 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 ≤ 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 ≤ 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

6.2 COMBINAZIONI PER GLI S.L.E.

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

Combinazione caratteristica rara

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

Combinazione frequente

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

Combinazione quasi permanente

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

I coefficienti Ψ_{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

7.1 GENERALITÀ

Come anticipato nei capitoli precedenti, l'analisi strutturale riportata di seguito riguarda il portale a cavalletto, avente lunghezza dello sbraccio metallico $L_B = 59.90$ m, misurata a partire dalla linea d'asse dei montanti. I medesimi risultati sono validi per il portale di luce minore.

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 0.9 x 0.5 x 0.015 m (BxHxs)
- Sezione di testa del montante 0.9 x 0.8 x 0.018 m (BxHxs)
- Sezione di base del montante 1.4 x 0.9 x 0.018 m (BxHxs)

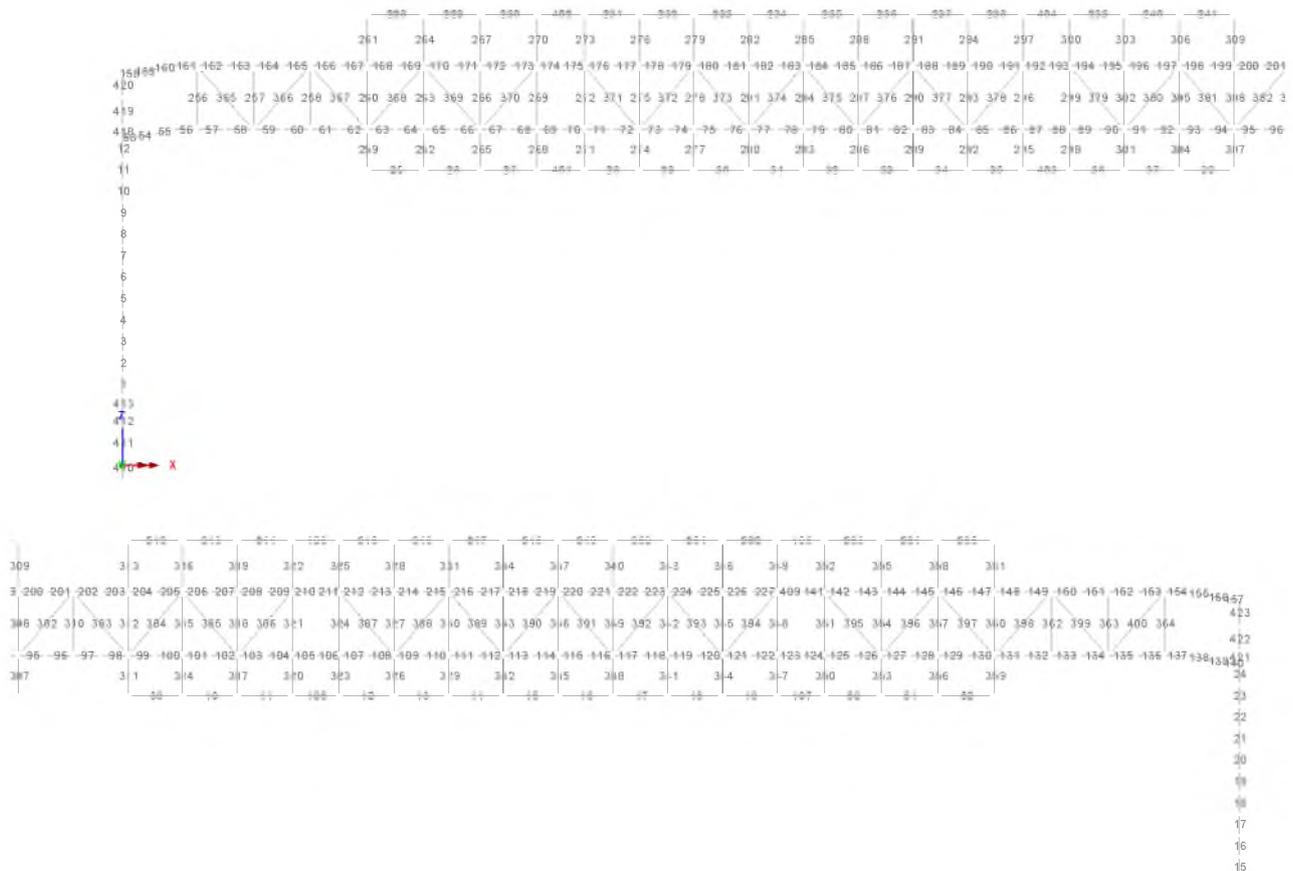
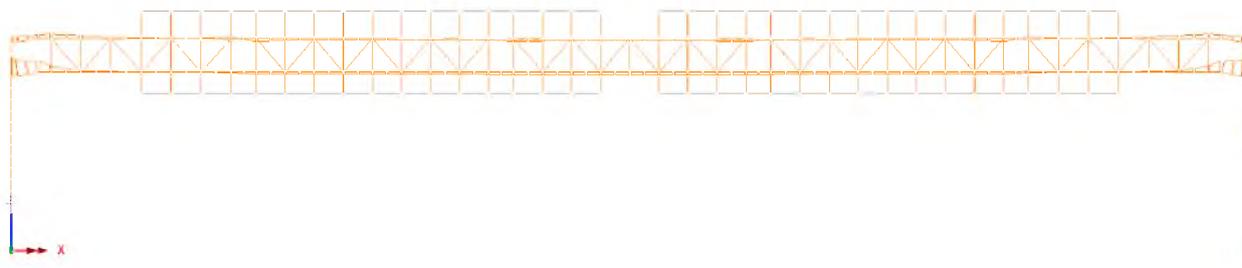


Fig. 19 – Modello di calcolo FEM - numerazione degli elementi

7.2 CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE ELEMENTARI

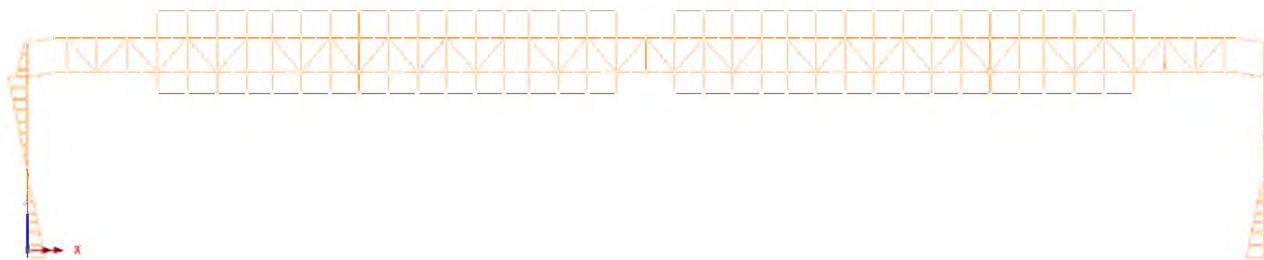
Di seguito si esplicitano le caratteristiche di sollecitazione flettente indotte dalle singole azioni esterne:

Peso proprio degli elementi strutturali:



Scale: 1: 203.357
 Zoom: 114.024
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)
 Linear/dynamic analysis
 Loadcase: 2:PortaleCavalletto_L59mMolleFondaz.mys
 Results file: PortaleCavalletto_L59mMolleFondaz.mys
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
 Diagram component: My
 Diagram maximum 450.143E3 at Gauss point 1 of element 53
 Diagram minimum -79.6894E3 at Gauss point 11 of element 175
 Diagram scale: 1: 13.3291E-6

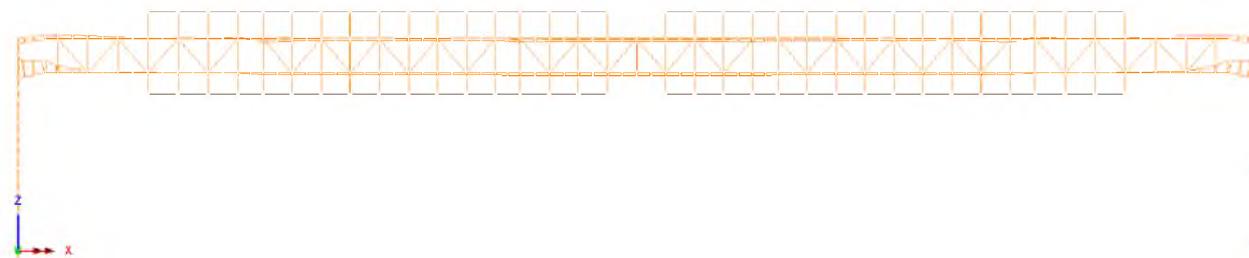
Fig. 20 – My (Local) - Pesi propri



Scale: 1: 203.357
 Zoom: 114.024
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)
 Linear/dynamic analysis
 Loadcase: 2:PortaleCavalletto_L59mMolleFondaz.mys
 Results file: PortaleCavalletto_L59mMolleFondaz.mys
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
 Diagram component: Mz
 Diagram maximum 1.08954E6 at Gauss point 11 of element 24
 Diagram minimum -1.08954E6 at Gauss point 11 of element 12
 Diagram scale: 1: 5.50691E-6

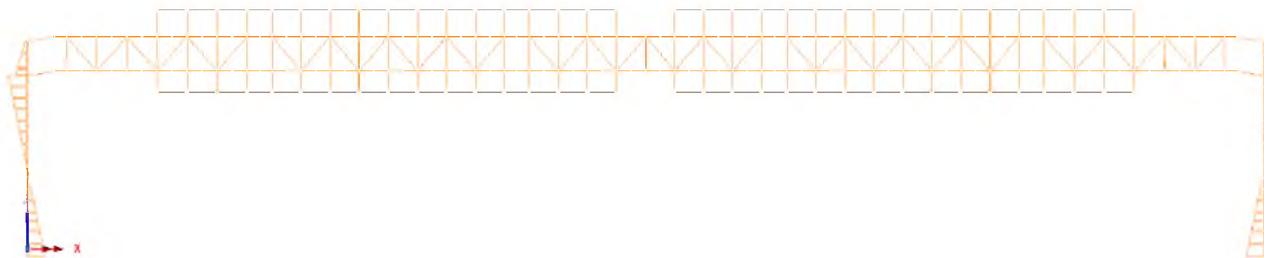
Fig. 21 – Mz (Local) - Pesi propri

Peso permanenti portati:



Scale: 1: 203.357
 Zoom: 114.024
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)
 Linear/dynamic analysis
 Loadcase: 3:PortaleCavalletto_L59mMolleFondaz.mys
 Results file: PortaleCavalletto_L59mMolleFondaz.mys
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
 Diagram component: My
 Diagram maximum 38.6207E3 at Gauss point 1 of element 53
 Diagram minimum -7.40153E3 at Gauss point 11 of element 175
 Diagram scale: 1: 0.155357E-3

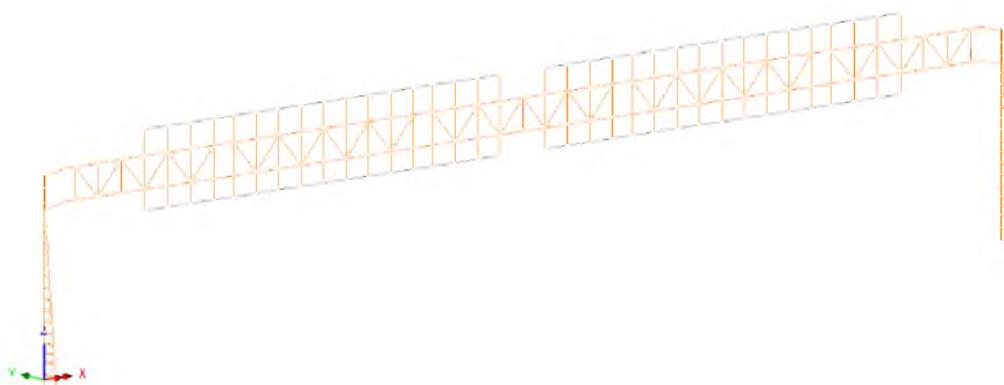
Fig. 22 – My (Local) - Permanenti portati



Scale: 1: 203.357
 Zoom: 114.024
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)
 Linear/dynamic analysis
 Loadcase: 3:PortaleCavalletto_L59mMolleFondaz.mys
 Results file: PortaleCavalletto_L59mMolleFondaz.mys
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
 Diagram component: Mz
 Diagram maximum 97.8758E3 at Gauss point 11 of element 24
 Diagram minimum -97.8758E3 at Gauss point 11 of element 12
 Diagram scale: 1: 61.3022E-6

Fig. 23 – Mz (Local) - Permanenti portati

Vento:



Scale: 1: 203.357
 Zoom: 114.024
 Eye: (-0.622211, -0.759763, 0.188717)
 Linear/dynamic analysis
 Loadcase: 4:PortaleCavalletto_L59mMolleFondaz.mys
 Results file: PortaleCavalletto_L59mMolleFondaz.mys
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
 Diagram component: My
 Diagram maximum 2.54651E3 at Gauss point 11 of element 363
 Diagram minimum -1.36792E6 at Gauss point 1 of element 414
 Diagram scale: 1: 4.38623E-6

Fig. 24 – My (Local) - Vento

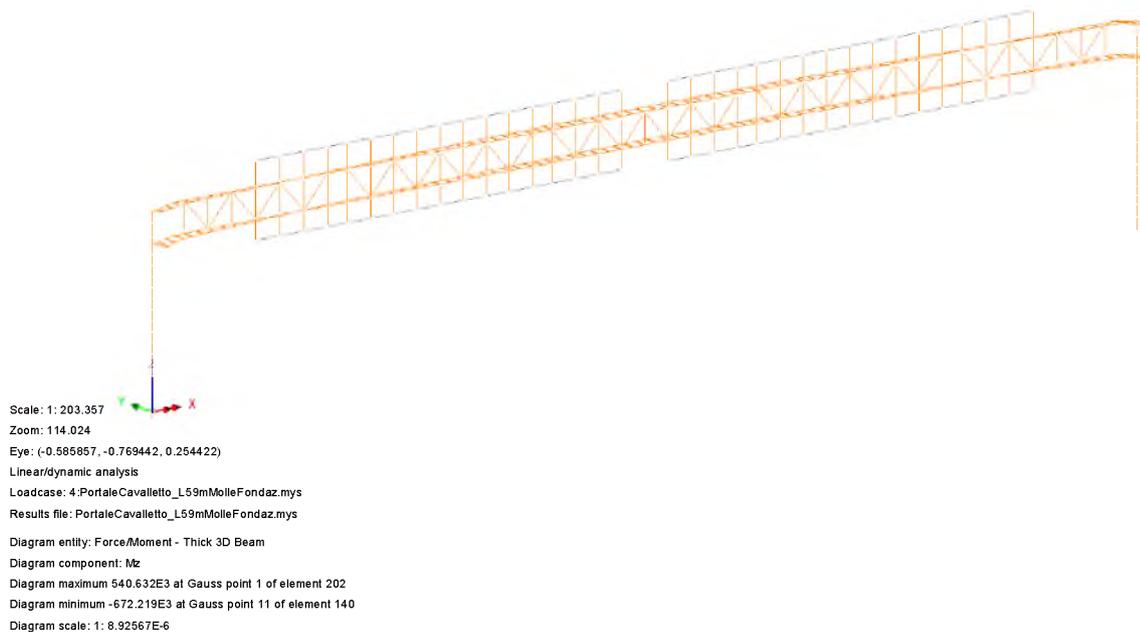


Fig. 25 – Mz (Local) - Vento

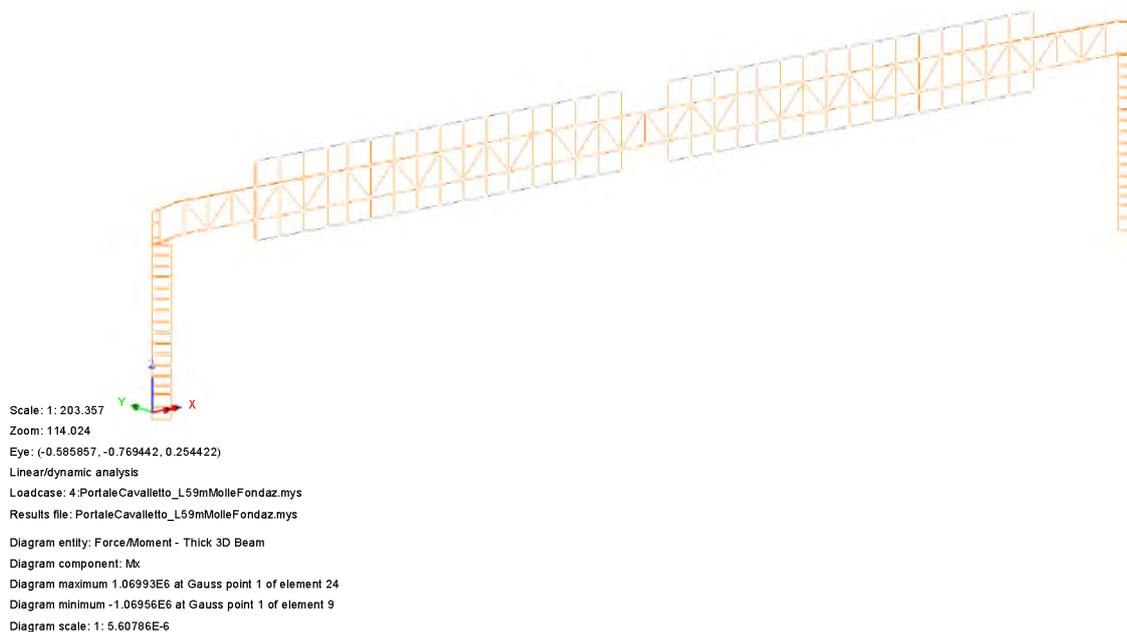


Fig. 26 – Mx - Torcente (Local) - Vento

Neve:

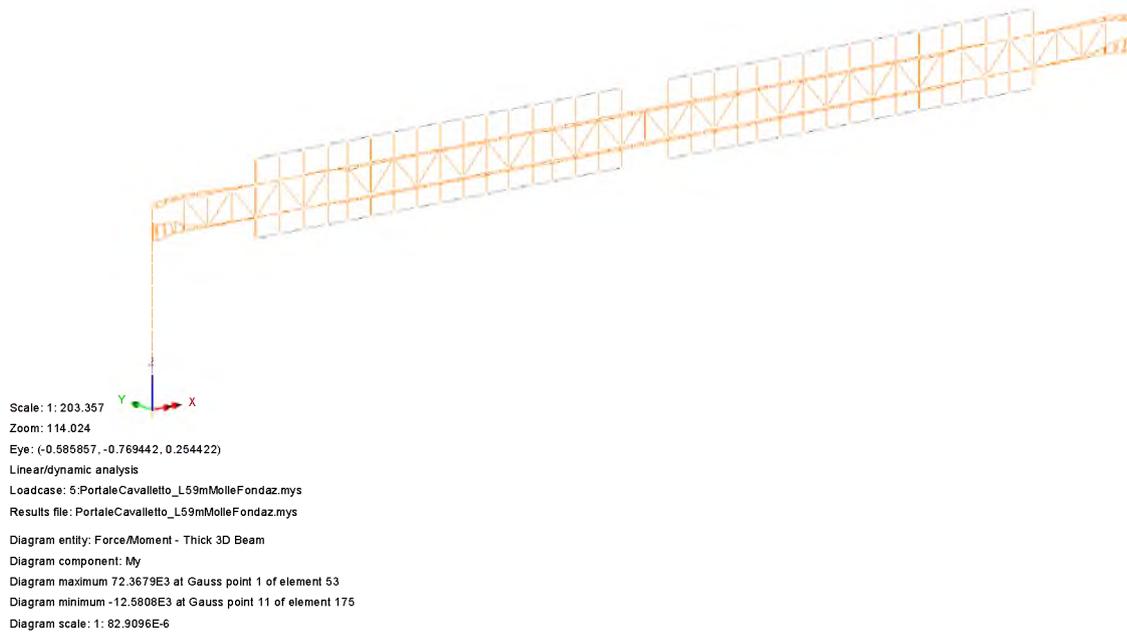


Fig. 27 – My (Local) - Neve

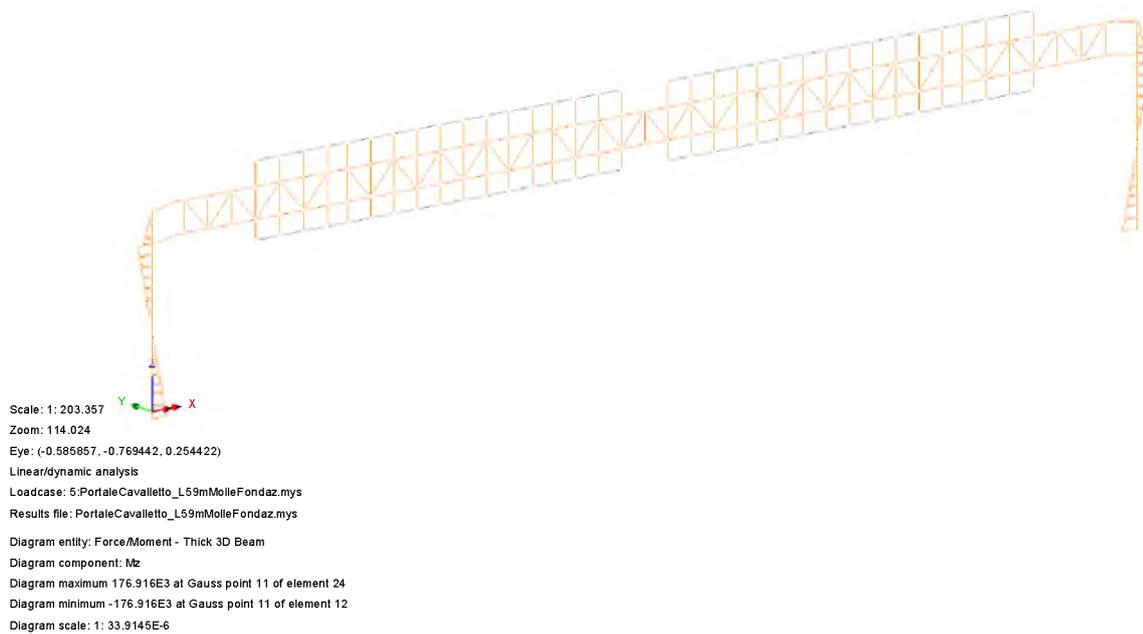


Fig. 28 – Mz (Local) - Neve

Delta termico:

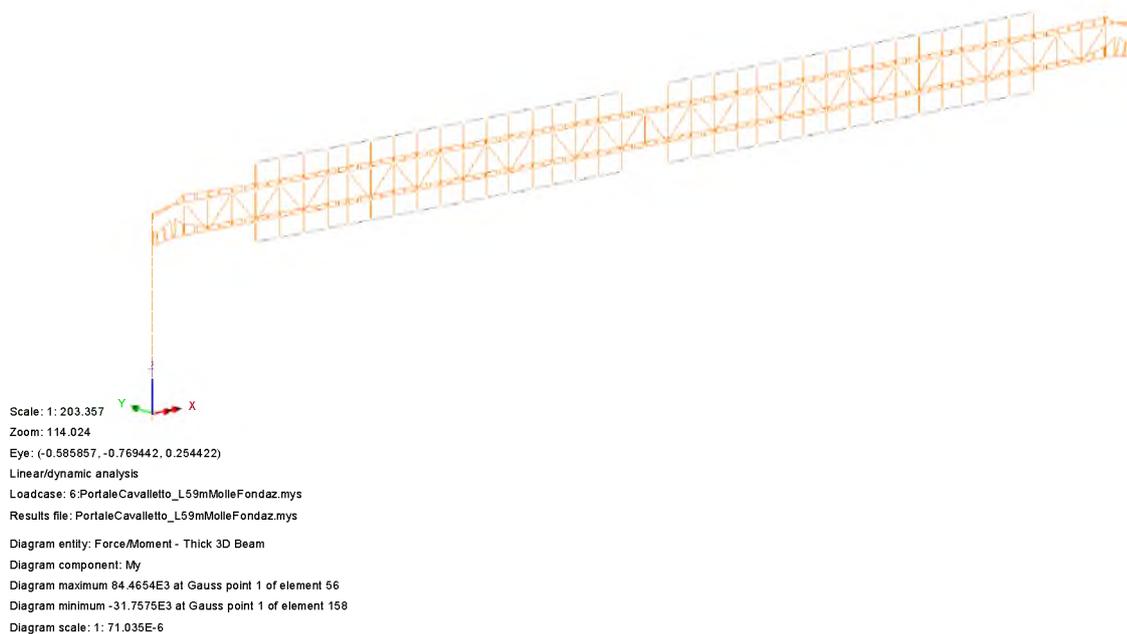


Fig. 29 – My (Local) - Termico

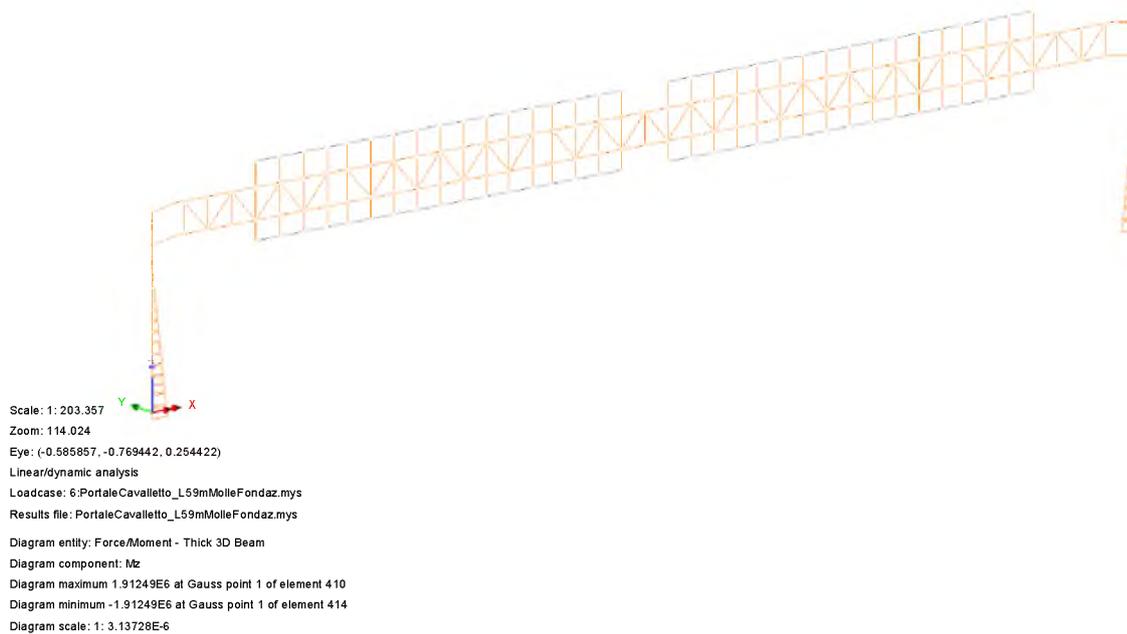


Fig. 30 – Mz (Local) - Termico

Buffeting L1:

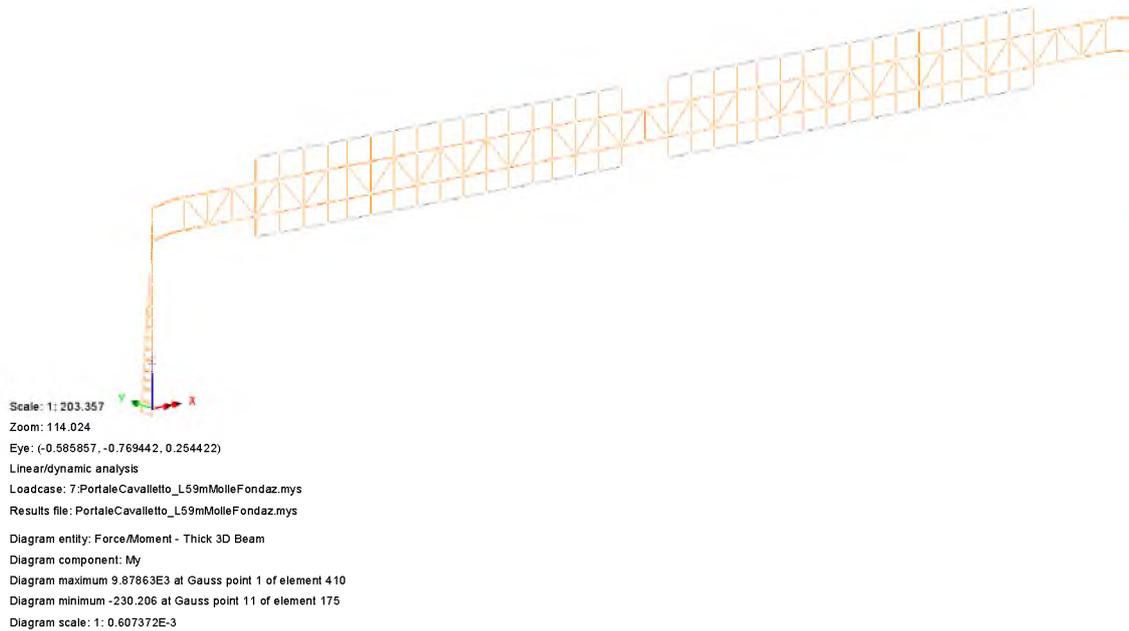


Fig. 31 – My (Local) - Buffeting L1

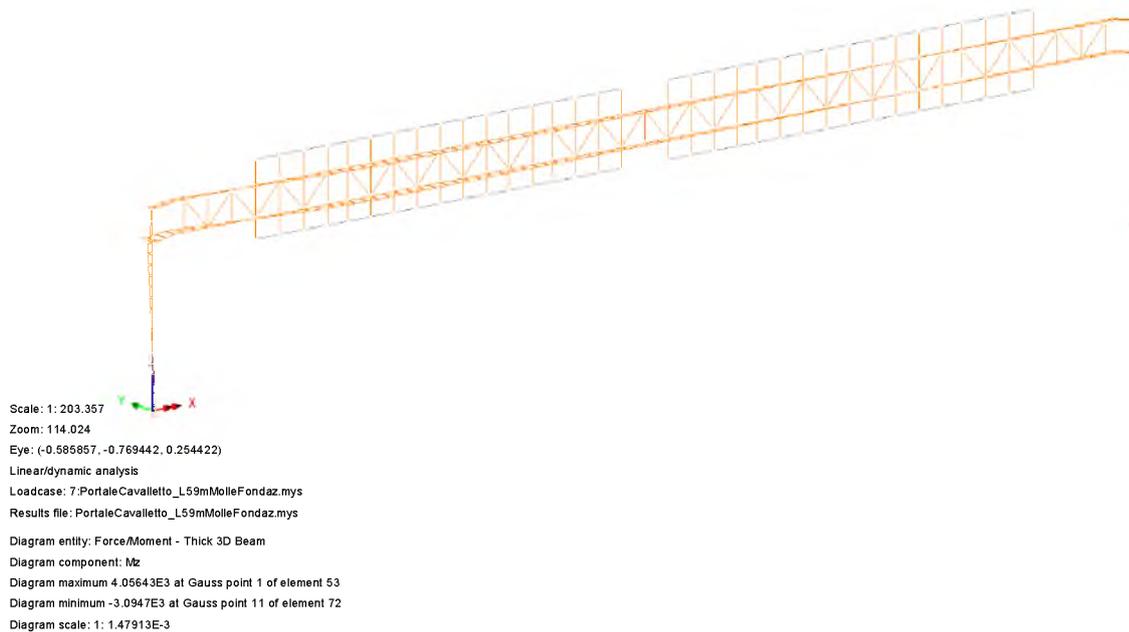


Fig. 32 – Mz (Local) - Buffeting L1

Buffeting L2:

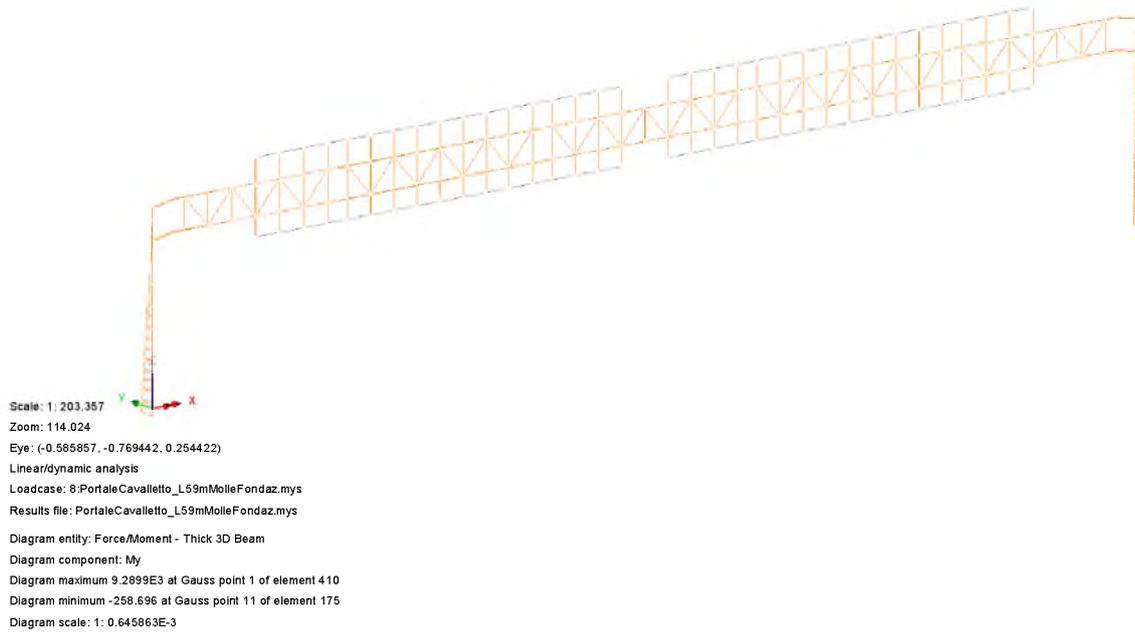


Fig. 33 – My (Local) - Buffeting L2

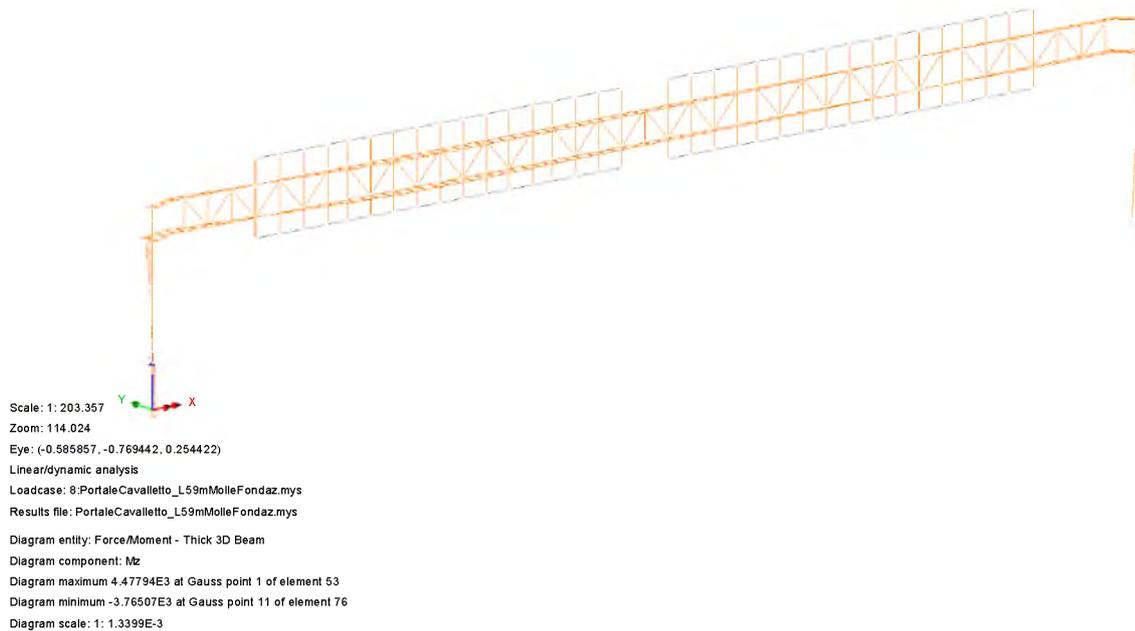


Fig. 34 – Mz (Local) - Buffeting L2

Buffeting L3:

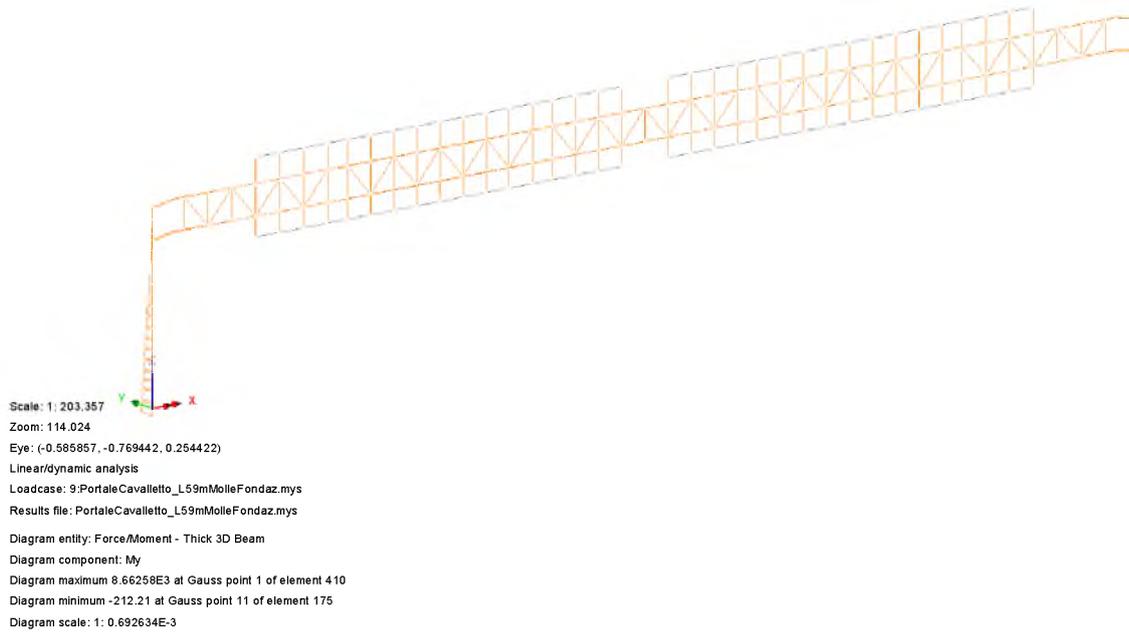


Fig. 35 – My (Local) - Buffeting L3

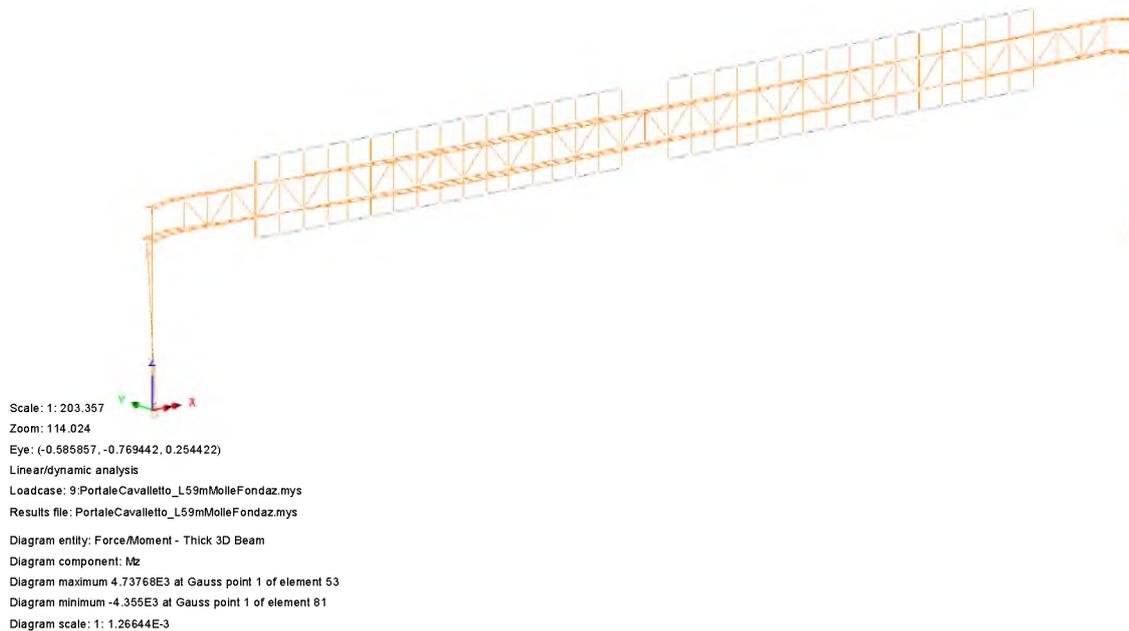


Fig. 36 – Mz (Local) - Buffeting L3

7.3 INVILUPPO DELLE CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

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

7.3.1 Enve SLU - A1

Inviluppo agli SLU - A1 (STR):

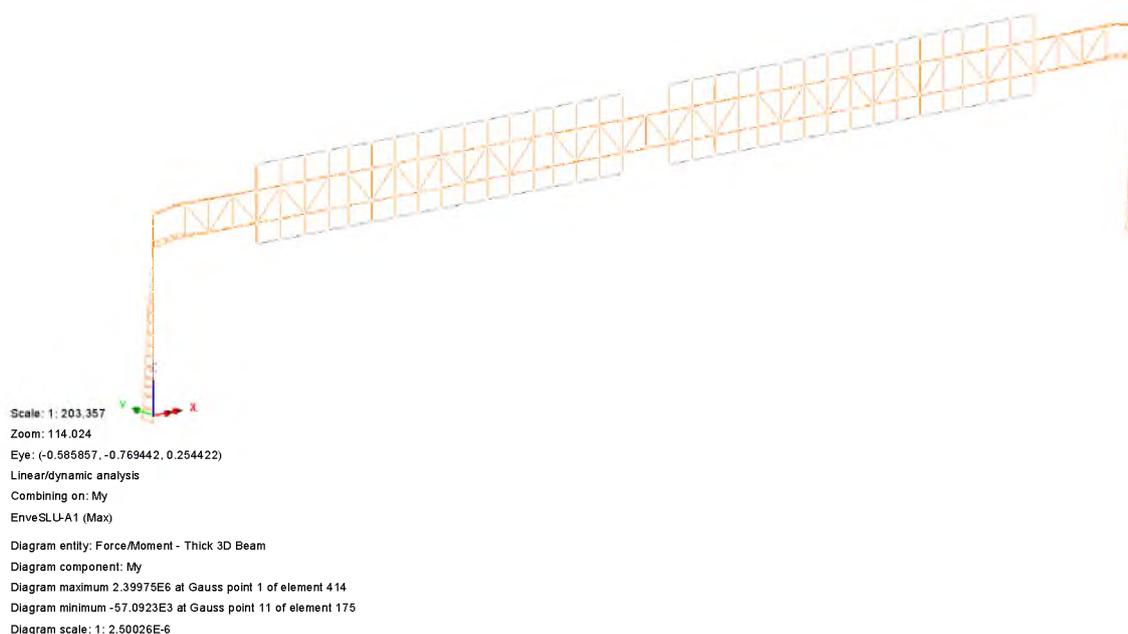


Fig. 37 – My (Local)

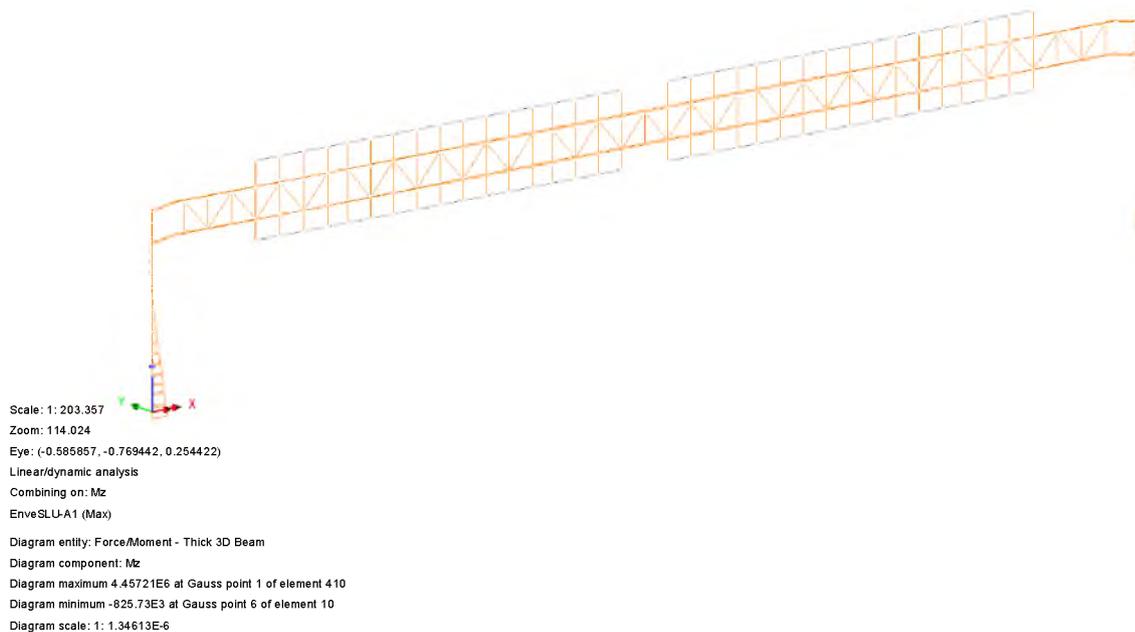


Fig. 38 – Mz (Local)

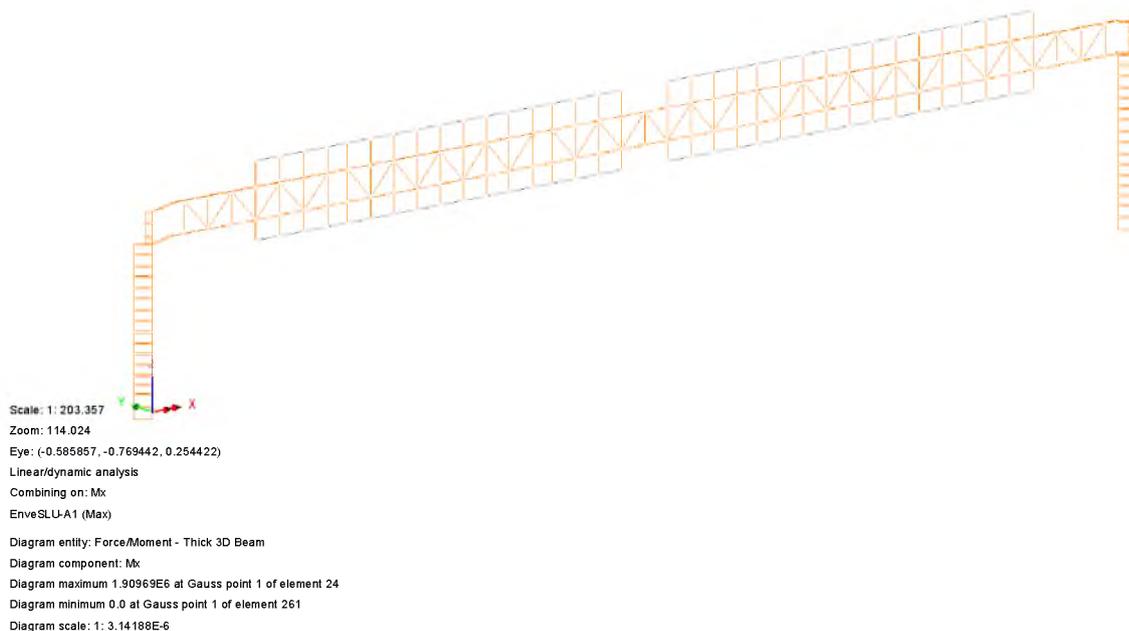


Fig. 39 – Mx - Torcente (Local)

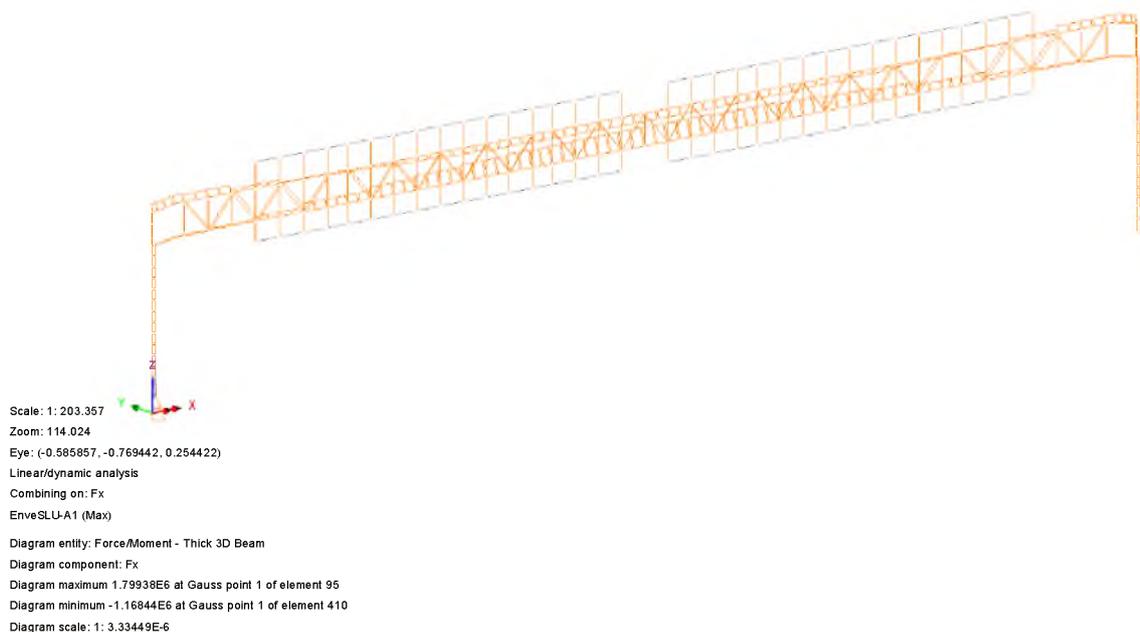


Fig. 40 – Fx max - Assiale (Local)

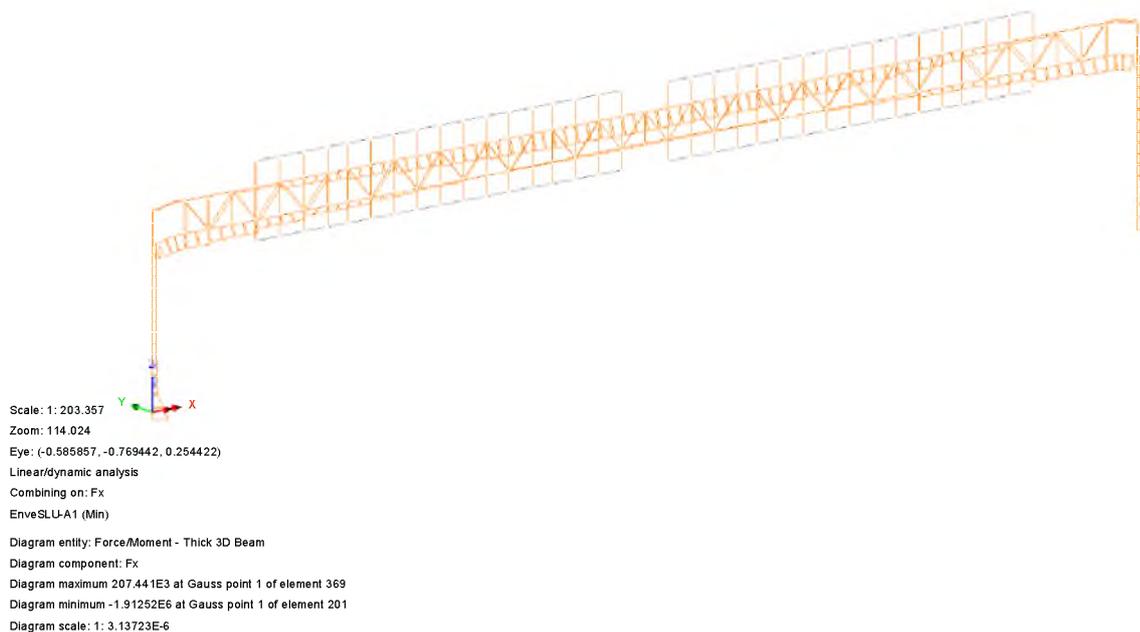


Fig. 41 – Fx min - Assiale (Local)

7.3.2 Enve SLE - Caratteristica

Inviluppo agli SLE - Caratteristica:

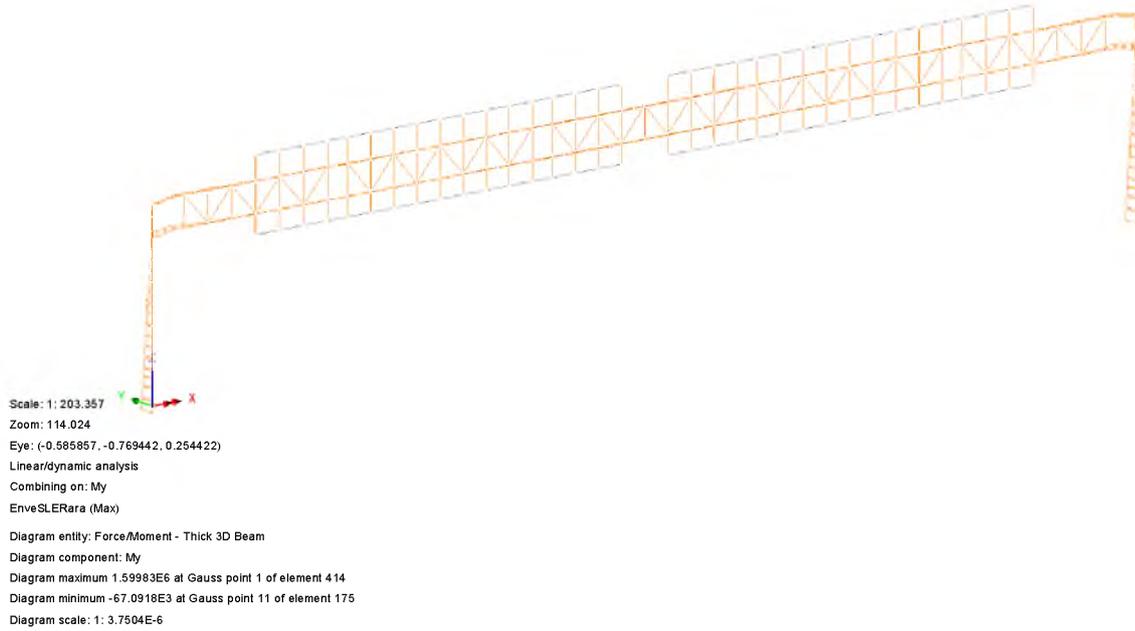


Fig. 42 – My (Local)

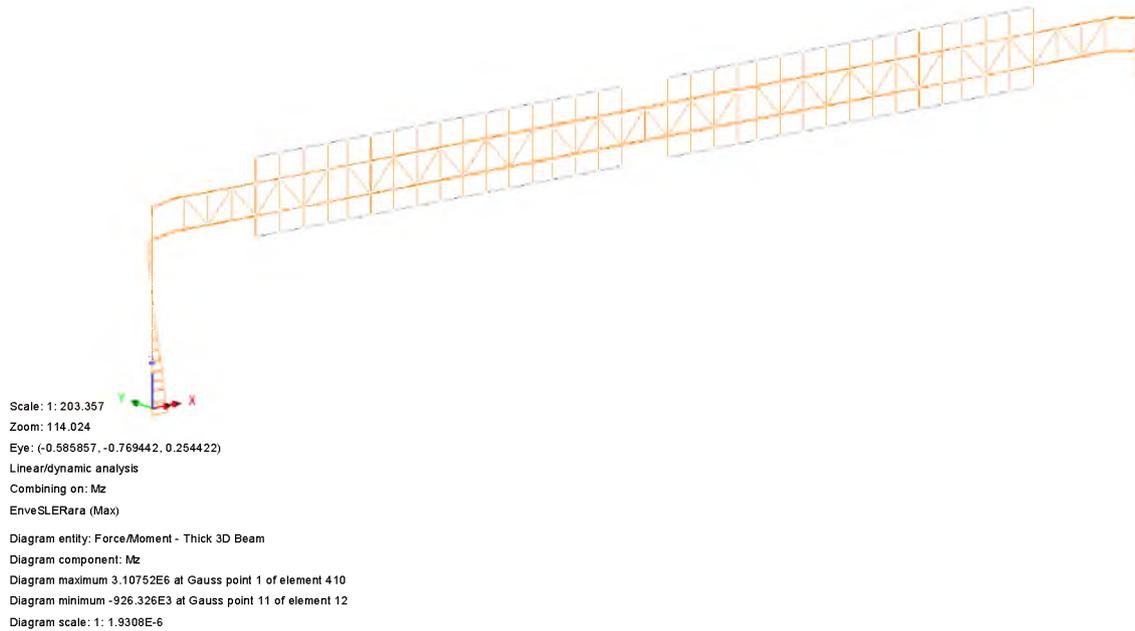


Fig. 43 – Mz (Local)

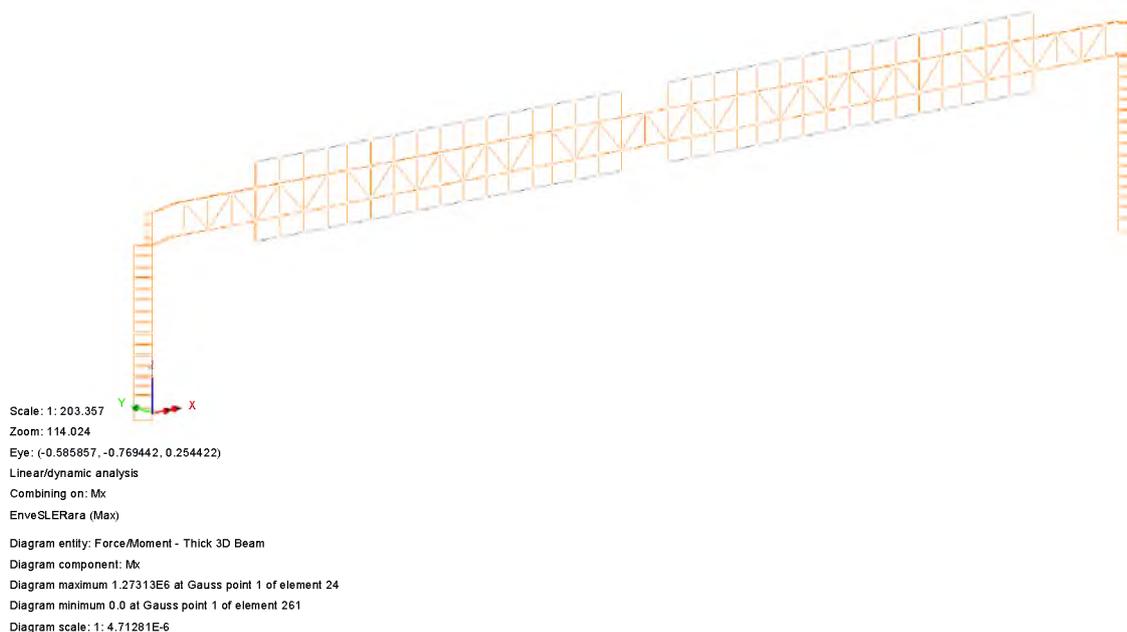


Fig. 44 – Mx - Torcente (Local)

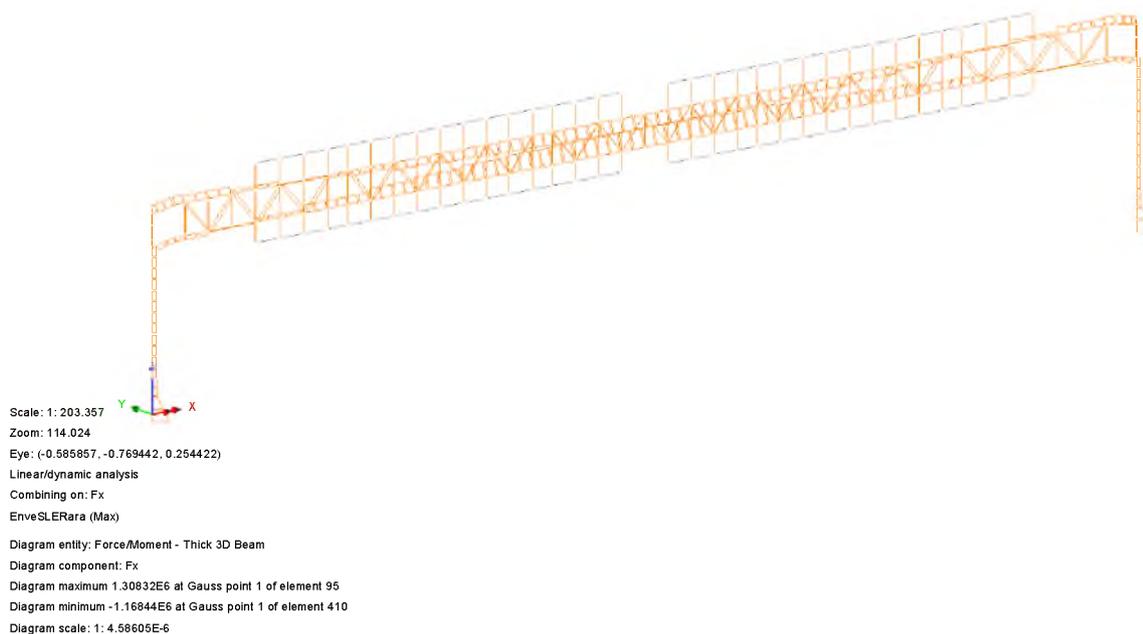


Fig. 45 – Fx max - Assiale (Local)

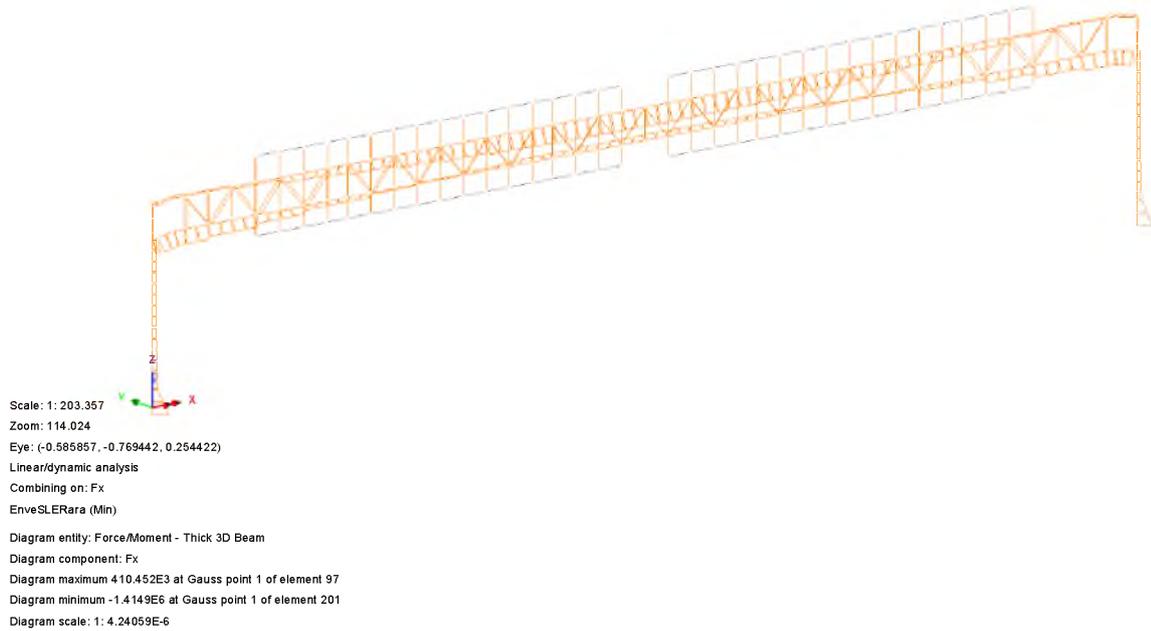


Fig. 46 – Fx min - Assiale (Local)

7.4 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 in grado di sostenere una superficie di cartellonistica variabile e crescente fino ad un massimo di 88+88 mq, tipologia quale quella in progetto, si verifica la compatibilità delle deformazioni ottenute coi limiti di normativa assumendo quale "punto di campionamento" la mezzeria della mensola metallica superiore.

Si ottiene quanto segue:

Spostamenti verticale (dZ) - Pesi propri

Scale: 1: 123.075
 Zoom: 54.9278
 Eye: (-0.61091, -0.74923, 0.25562)
 Linear/dynamic analysis
 Analysis: A Statica
 Loadcase: 2:PP
 Results file: SS001~A_Statica.mys
 Maximum displacement 0.119762 at node 124
 Deformation exaggeration: 20.5532
 Peak/value entity: Displacement
 Peak/value component: DZ (Units: m)
 Peak range(%): 10.0
 Peak/value maximum 0.0 at node 33
 Peak/value minimum -0.119762 at node 124

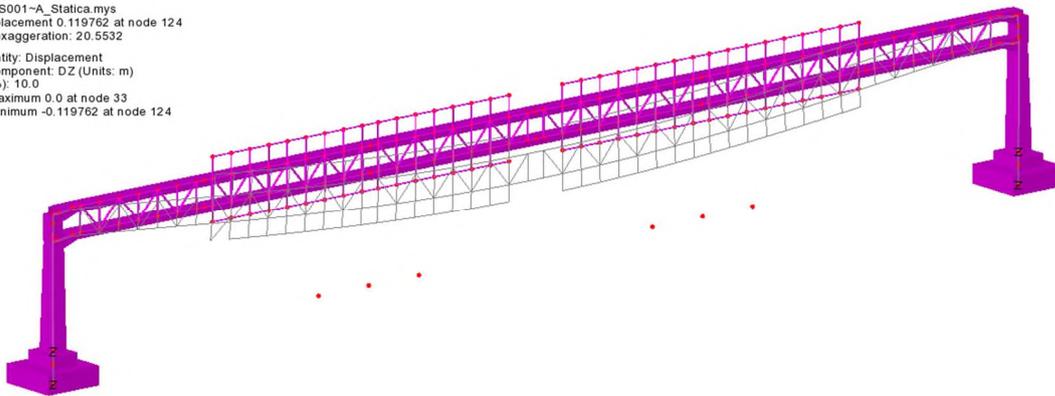


Fig. 47 – Spostamenti verticali massimi

Spostamenti verticale (dZ) - Carichi permanenti

Scale: 1: 123,075
 Zoom: 54,9278
 Eye: (-0,61091, -0,74923, 0,25582)
 Linear/dynamic analysis
 Analysis: A_Statika
 Loadcase: 4.Perm
 Results file: SS001~A_Statika.mys
 Maximum displacement 8,86377E-3 at node 124
 Deformation exaggeration: 277,704
 Peak/value entity: Displacement
 Peak/value component: DZ (Units: m)
 Peak range(%): 10,0
 Peak/value maximum 0,0 at node 33
 Peak/value minimum -8,86377E-3 at node 124

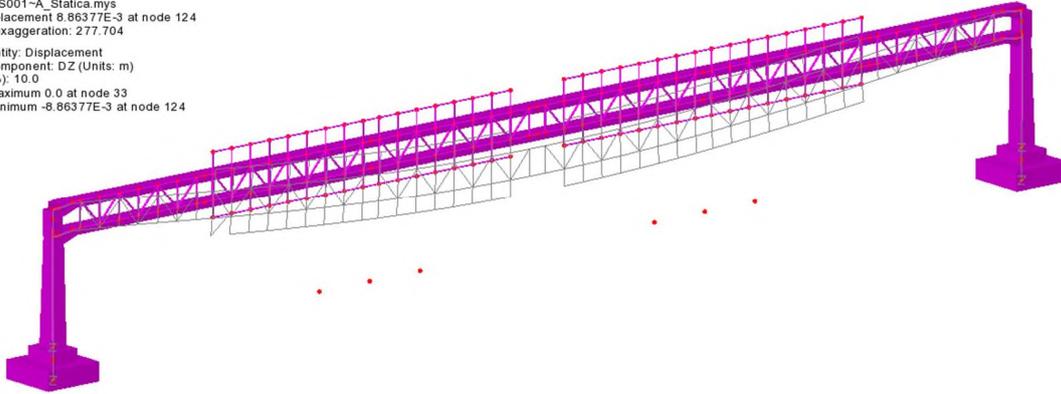


Fig. 48 – Spostamenti verticali massimi

Il massimo spostamento verticale ad effetto dei pesi propri è stimabile in 0.1197 m, per carichi permanenti portati è stimabile in 0.008 m. Si prescrive quindi una contromonta costruttiva, da misurarsi in direzione verticale ed in corrispondenza alla mezzeria della luce, pari a 0.130 m circa.

Spostamenti orizzontali (dY) - Azioni variabili

Scale: 1: 123.075
 Zoom: 54.9278
 Eye: (-0.01091, -0.74923, 0.25502)
 Linear/dynamic analysis
 Combining on: DY
 EnveSLEDef (Min)
 Maximum displacement 0.386461 at node 303
 Deformation exaggeration: 6.36934
 Peak/value entity: Displacement
 Peak/value component: DY (Units: m)
 Peak range(%): 10.0
 Peak/value maximum 0.0 at node 2
 Peak/value minimum -0.386094 at node 303

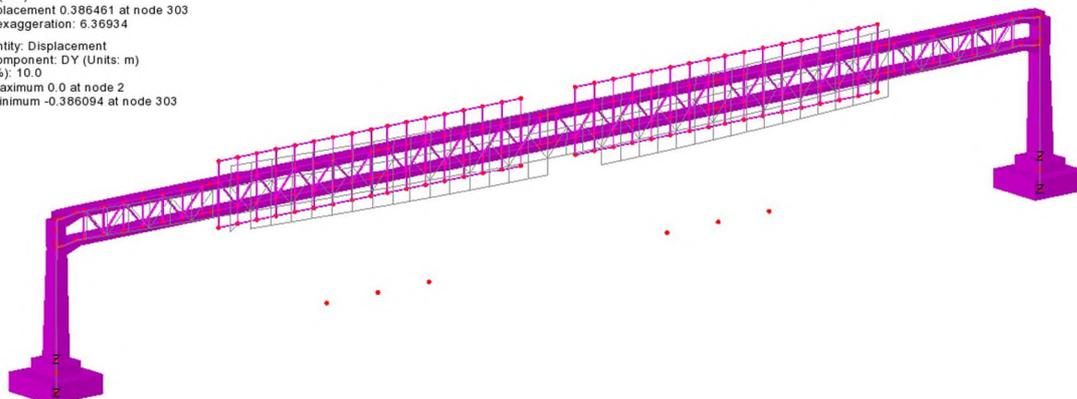


Fig. 49 – Spostamenti orizzontali massimi

Il massimo spostamento orizzontale in direzione Y, indotto dai carichi variabili, è pari a 0.386 m. Si assume cautelativamente questo spostamento nella verifica, senza depurarlo della componente dovuta alla deformata traslazionale delle colonne al nodo.

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

Si ha quindi che:

$$\delta_{Yamm} = 75.70/150 = 0.504m$$

la verifica risulta soddisfatta.

Si evidenzia che, con riferimento alle norme britanniche (BD 51/98, Capitolo 4), in cui, per strutture metalliche si forniscono limiti di spostamento orizzontale sotto l'azione dei carichi variabili pari a

$$\delta_{Yamm} = (75.70 + 8.45)/200 = 0.421m$$

Dove:

- $h_M = 8.45$ m altezza del montante
- $L_B = 75.70$ m lunghezza della mensola metallica

il valore sopra determinato risulta perfettamente allineato.

7.5 AZIONI IN FONDAZIONE

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

Il plinto ha forma quadrata in pianta, con impronta 5.00×5.00 m² in corrispondenza alla quota del piano di spiccato e 2.30×1.80 m² alla quota di base della colonna.

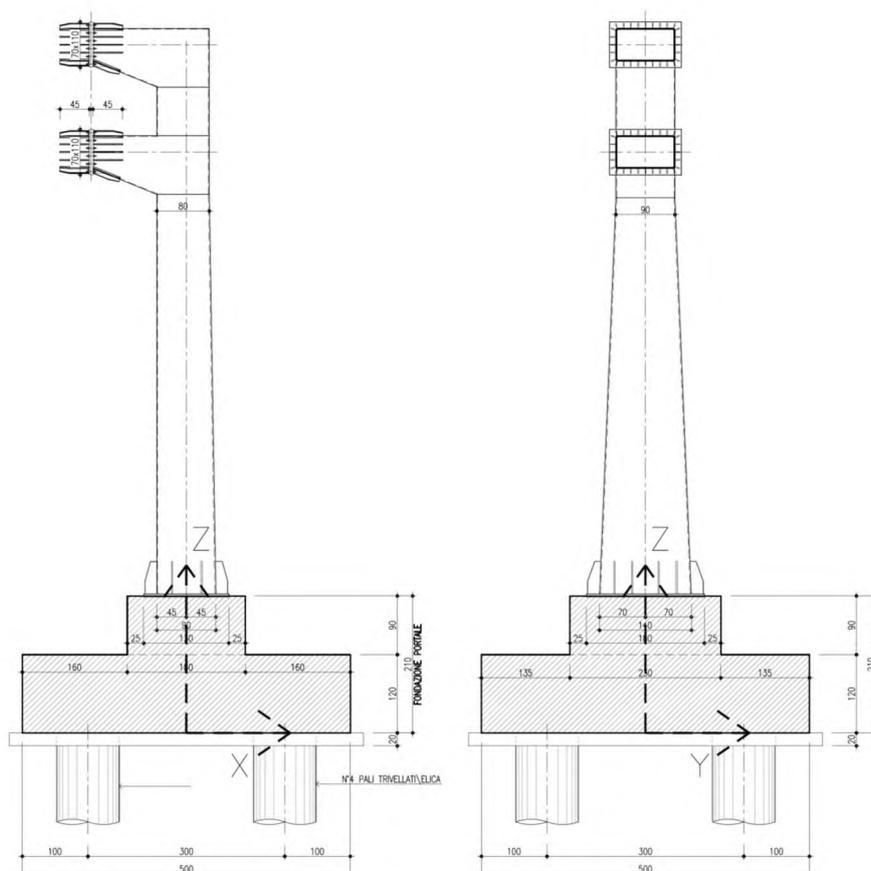


Fig. 50 – Sistema di riferimento locale - Plinti di fondazione

La fondazione è sostenuta da un sistema pali per i dettagli dei quali si rimanda al paragrafo geotecnico.

La geometria del plinto si diversifica in quanto all'elevazione ed al posizionamento planimetrico del torrino superiore nelle due strutture a cavalletto, a causa di esigenze di compatibilità con i muri di linea. Si rimanda agli elaborati grafici progettuali per dettagli.

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 e per ciascuna delle due tipologie di plinto. Per semplicità ed a favore di sicurezza, si è assunta la medesima geometria della sovrastruttura metallica, avente dimensione massima.

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

			Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
			[N]	[N]	[N]	[Nm]	[Nm]	[Nm]
EnveSLU-A1	Fx	MAX	-446 726	-154 214	-177 208	1 543 740	-255 620	-1 464 690
EnveSLU-A1	Fx	min	-1 205 630	149 563	-546 355	-1 521 830	1 690 630	1 420 330
EnveSLU-A1	Fy	MAX	-475 861	257 023	-347 465	-2 572 900	852 088	2 441 150
EnveSLU-A1	Fy	min	-584 478	-257 023	-829 334	2 572 900	4 053 060	-2 441 150
EnveSLU-A1	Fz	MAX	-879 715	-149 563	-177 208	1 521 830	-248 629	-1 420 330
EnveSLU-A1	Fz	min	-1 176 500	149 563	-999 591	-1 521 830	5 169 860	1 420 330
EnveSLU-A1	Mx	MAX	-613 612	-257 023	-874 893	2 572 900	4 243 390	-2 441 150
EnveSLU-A1	Mx	min	-446 726	257 023	-301 906	-2 572 900	661 768	2 441 150
EnveSLU-A1	My	MAX	-1 176 500	149 563	-999 591	-1 521 830	5 169 860	1 420 330
EnveSLU-A1	My	min	-446 726	154 214	-177 208	-1 543 740	-255 620	1 464 690
EnveSLU-A1	Mz	MAX	-475 861	257 023	-347 465	-2 572 900	852 088	2 441 150
EnveSLU-A1	Mz	min	-584 478	-257 023	-829 334	2 572 900	4 053 060	-2 441 150
EnveSLU-A2	Fx	MAX	-446 726	-133 652	-218 774	1 337 910	50 176	-1 269 400
EnveSLU-A2	Fx	min	-935 816	129 621	-415 782	-1 318 920	1 223 790	1 230 950
EnveSLU-A2	Fy	MAX	-471 976	222 753	-366 330	-2 229 840	1 010 190	2 115 660
EnveSLU-A2	Fy	min	-452 327	-222 753	-661 031	2 229 840	3 272 120	-2 115 660
EnveSLU-A2	Fz	MAX	-879 715	-129 621	-218 774	1 318 920	57 167	-1 230 950
EnveSLU-A2	Fz	min	-910 566	129 621	-808 587	-1 318 920	4 239 130	1 230 950
EnveSLU-A2	Mx	MAX	-477 577	-222 753	-700 515	2 229 840	3 437 060	-2 115 660
EnveSLU-A2	Mx	min	-446 726	222 753	-326 846	-2 229 840	845 246	2 115 660
EnveSLU-A2	My	MAX	-910 566	129 621	-808 587	-1 318 920	4 239 130	1 230 950
EnveSLU-A2	My	min	-446 726	133 652	-218 774	-1 337 910	50 176	1 269 400
EnveSLU-A2	Mz	MAX	-471 976	222 753	-366 330	-2 229 840	1 010 190	2 115 660
EnveSLU-A2	Mz	min	-452 327	-222 753	-661 031	2 229 840	3 272 120	-2 115 660
ENVESLErara	Fx	MAX	-446 726	-102 809	-281 123	1 029 160	508 870	-976 461
ENVESLErara	Fx	min	-918 562	99 709	-425 001	-1 014 550	1 381 210	946 884
ENVESLErara	Fy	MAX	-466 149	171 349	-394 628	-1 715 260	1 247 340	1 627 430
ENVESLErara	Fy	min	-446 726	-171 349	-613 653	1 715 260	2 955 240	-1 627 430
ENVESLErara	Fz	MAX	-879 715	-99 709	-281 123	1 014 550	515 862	-946 884
ENVESLErara	Fz	min	-899 138	99 709	-727 158	-1 014 550	3 700 700	946 884
ENVESLErara	Mx	MAX	-466 149	-171 349	-644 025	1 715 260	3 082 120	-1 627 430
ENVESLErara	Mx	min	-446 726	171 349	-364 256	-1 715 260	1 120 460	1 627 430
ENVESLErara	My	MAX	-899 138	99 709	-727 158	-1 014 550	3 700 700	946 884
ENVESLErara	My	min	-446 726	102 809	-281 123	-1 029 160	508 870	976 461
ENVESLErara	Mz	MAX	-466 149	171 349	-394 628	-1 715 260	1 247 340	1 627 430
ENVESLErara	Mz	min	-446 726	-171 349	-613 653	1 715 260	2 955 240	-1 627 430

Fig. 51 – Involuppo delle azioni agenti in fondazione

8 VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITÀ

8.1 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:

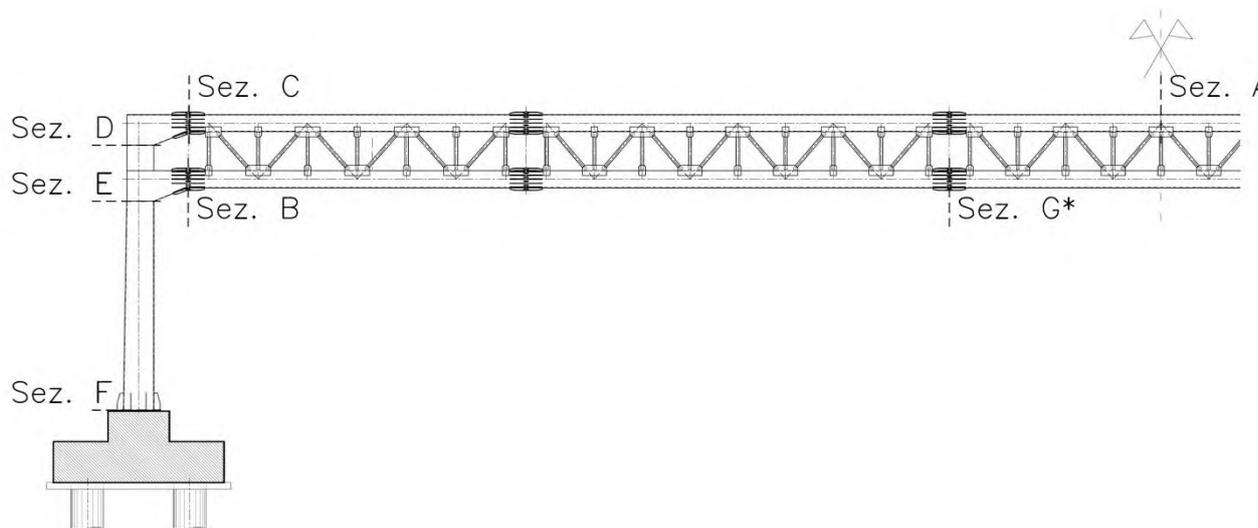


Fig. 52 – Sezioni di verifica

Le sezioni significative corrispondono alle seguenti diciture richiamate in verifica:

- Sez A OrizzSupGiuntoCentr
- Sez B OrizzInfNodo
- Sez C OrizzSupNodo
- Sez D MontNodoSup
- Sez E TopMontInf
- Sez F BaseMont
- Sez G* OrizzInfGiuntoCentr

Per tutte le sezioni sopra citate si sono effettuate le verifiche di resistenza agli SLU dello scatolare metallico e per i giunti, ove coincidenti.

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

- $N_{E,d}$ Azione normale negativo se di compressione
- $V_{y,Ed}$, $V_{z,Ed}$ Azione di taglio nelle due direzioni ortogonali

- $M_{z,Ed}$; $M_{y,Ed}$ Momento flettente nelle due direzioni principali
- T_{Ed} Momento torcente

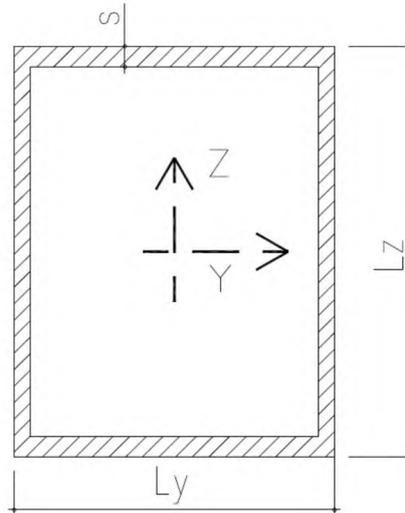


Figura 8-1 - Geometria delle sezioni di verifica

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 - Sez A - OrizzSupMezz						EnveSLU-A1 - Sez A - OrizzSupMezz					
Assiale	VY	VZ	Torcente	MY	MZ	Assiale	VY	VZ	Torcente	MY	MZ
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
-2280	0	-5	0	-126	493	-3059	0	-7	0	-170	739
-1959	0	-5	0	-102	821	-2578	1	-7	1	-133	1232
-2280	0	-3	0	-129	493	-3059	0	-4	0	-173	739
-2039	0	-3	0	-116	821	-2698	1	-4	1	-154	1232
EnveSLERara - Sez B - OrizzInfNodo						EnveSLU-A1 - Sez B - OrizzInfNodo					
Assiale	VY	VZ	Torcente	MY	MZ	Assiale	VY	VZ	Torcente	MY	MZ
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
-1566	-69	-442	-17	608	539	-2125	-104	-594	-26	817	808
-1491	115	-419	28	576	-898	-2013	173	-559	43	769	-1346
-1566	-69	-442	-17	608	539	-2125	-104	-594	-26	817	808
-1491	115	-419	28	576	-898	-2013	173	-559	43	769	-1346
EnveSLERara - Sez C - OrizzSupNodo						EnveSLU-A1 - Sez C - OrizzSupNodo					
Assiale	VY	VZ	Torcente	MY	MZ	Assiale	VY	VZ	Torcente	MY	MZ
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
906	-23	123	-28	216	328	1226	-34	170	-42	291	491
847	38	105	47	142	-569	1138	57	144	70	188	-853
892	-23	112	-28	216	328	1205	-34	153	-42	292	491
847	38	105	47	142	-569	1138	57	144	70	188	-853
EnveSLERara - Sez D - MontNodoSup						EnveSLU-A1 - Sez D - MontNodoSup					
Assiale	VY	VZ	Torcente	MY	MZ	Assiale	VY	VZ	Torcente	MY	MZ
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
108	24	906	375	-162	-33	150	36	1226	563	-210	-49
38	39	627	625	-568	-78	26	59	583	938	-549	-118
93	24	892	375	-719	-47	129	36	1205	563	-965	-71
38	39	627	625	-568	-78	26	59	583	938	-549	-118
EnveSLERara - Sez E - MontNodoInf						EnveSLU-A1 - Sez E - MontNodoInf					
Assiale	VY	VZ	Torcente	MY	MZ	Assiale	VY	VZ	Torcente	MY	MZ
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
-349	95	-727	1010	-2155	-156	-461	142	-1000	1515	-2881	-234
-330	158	-364	1683	-1798	-260	-330	237	-302	2525	-1753	-390
-366	95	-674	1010	-2586	-104	-487	142	-920	1515	-3476	-155
-330	158	-364	1683	-1798	-260	-330	237	-302	2525	-1753	-390
EnveSLERara - Sez F - BaseMont						EnveSLU-A1 - Sez F - BaseMont					
Assiale	VY	VZ	Torcente	MY	MZ	Assiale	VY	VZ	Torcente	MY	MZ
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
-383	99	-727	1014	2247	-747	-506	149	-1000	1522	3172	-1121
-364	166	-364	1691	400	-1246	-364	249	-302	2536	66	-1869
-383	99	-727	1014	2247	-747	-506	149	-1000	1522	3172	-1121
-364	166	-364	1691	400	-1246	-364	249	-302	2536	66	-1869
EnveSLERara - Sez G - OrizzInfGiunto						EnveSLU-A1 - Sez G - OrizzInfGiunto					
Assiale	VY	VZ	Torcente	MY	MZ	Assiale	VY	VZ	Torcente	MY	MZ
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
1315	0	-5	0	-104	820	1703	1	-6	0	-136	1230
1315	0	-5	0	-104	820	1703	1	-6	0	-136	1230
1855	0	-3	0	-131	492	2513	0	-4	0	-176	738
1225	0	-3	0	-100	820	1568	1	-4	0	-129	1230

Figura 8-2 - 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:

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

Con $\bar{h}_1 = h_1$ è lo stato tensionale prodotto dalla pressoflessione, normalizzato alla tensione $f_y/g_{M0} = 275/1.05 = 262$ MPa come definito al punto 4.6 dell'EC3-1-5

$$h_1 = \frac{N_{Ed}}{f_y \times A_{eff}} + \frac{M_{yEd} + N_{Ed} \times e_{x,N}}{f_y \times W_{y,eff}} + \frac{M_{xEd} + N_{Ed} \times e_{y,N}}{f_y \times W_{x,eff}} \quad \text{(formula 4.15 di EC3-1-5)}$$

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

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

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:

$$h_1 < 1$$

Di seguito si riporta la verifica di dettaglio della sezione di Sbraccio1. Analoga procedura è stata implementata per le altre sezioni resistenti. Per brevità si riassumono i coefficienti di sfruttamento a pressoflessione deviata e taglio in una tabella sintetica.

Per maggiori dettagli riguardo 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^2)	I_y (m^4)	I_z (m^4)	A_{V-Y} (m^2)	A_{V-Z} (m^2)	W_y (m^3)	W_z (m^3)	$2 \cdot W^* t$ (m^3)
A	Sez A - OrizzSupMezz	0.9	0.5	0.020	0.0544	0.0024	0.0060	0.0360	0.0200	0.0096	0.0133	0.0169
B	Sez B - OrizzInfNodo	0.9	0.5	0.020	0.0544	0.0024	0.0060	0.0360	0.0200	0.0096	0.0133	0.0169
C	Sez C - OrizzSupNodo	0.9	0.5	0.020	0.0544	0.0024	0.0060	0.0360	0.0200	0.0096	0.0133	0.0169
D	Sez D - MontNodoSup	0.8	0.9	0.022	0.0729	0.0091	0.0076	0.0352	0.0396	0.0202	0.0189	0.0301
E	Sez E - MontNodoInf	0.8	0.9	0.022	0.0729	0.0091	0.0076	0.0352	0.0396	0.0202	0.0189	0.0301
F	Sez F - BaseMont	0.9	1.4	0.022	0.0993	0.0279	0.0142	0.0396	0.0616	0.0399	0.0315	0.0532
G	Sez G - OrizzInfGiunto	0.9	0.5	0.020	0.0544	0.0024	0.0060	0.0360	0.0200	0.0096	0.0133	0.0169

Figura 8-3 - Caratteristiche delle sezioni di verifica

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

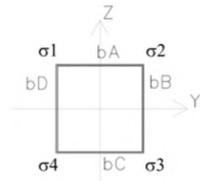
Verifica Tensionale (Sez. di classe 4)

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

Azioni di verifica agli SLU:

Sez Verifica	1	Sez A - OrizzSupMezz	Geometria del profilo in acciaio:						Coord. G _{SEZ_LORDA}						
			L_y (m)	L_z (m)	s (m)	A (m^2)	I_y (m^4)	I_z (m^4)	A_{V-Y} (m^2)	A_{V-Z} (m^2)	W_y (m^3)	W_z (m^3)	$2 \cdot \Omega \cdot t$ (m^3)	Y_G (m)	Z_G (m)
A	1	Sez A - OrizzSupMezz	0.90	0.50	0.02	0.0411	0.0018	0.0046	0.0270	0.0150	0.0074	0.0102	0.0129	0	0
EnveSLU-A1 - Sez A - OrizzSupMezz															
Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)										
-3058.74	0.37	-6.81	0.33	-169.85	739.10										

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



Acciaio		
f_{yk} (kN/m^2)	γ_{M0} (-)	γ_{M1} (-)
355000	1.05	1.05

Le verifiche si conducono determinando le tensioni nei quattro vertici della sezione, numerati progressivamente da 1 a 4 con riferimento all'immagine sovrastante ed utilizzando le caratteristiche efficaci.

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

ITERAZIONE N. 03

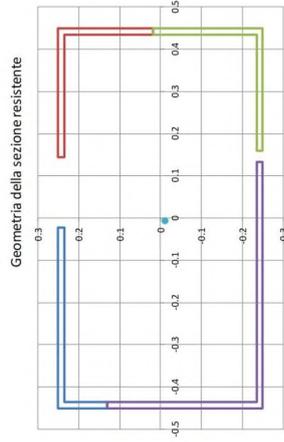
Azioni			Momento flettente (MZ)			Momento flettente (MY)			Tensioni risultanti:					
σ ₁	σ ₂	σ ₃	σ ₁	σ ₂	σ ₃	σ ₁	σ ₂	σ ₃	σ ₁	σ ₂	σ ₃	σ ₁	σ ₂	σ ₃
(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)
39	479	0	80215	80215	80215	33041	-29787	-29787	-75482	77432	-77432	150688	127860	-25054
0.198930705	6.570085309	1.013	0.816	0.73	0.67052003	4.765001	0.661	1.000	0.50	0.19595116	9.418054	0.846	0.966	0.73

ITERAZIONE N. 03

Azioni taglianti e torcenti			Momento flettente (MZ)			Momento flettente (MY)			Tensioni risultanti:					
VY	VZ	Torcente	σ ₁	σ ₂	σ ₃	σ ₁	σ ₂	σ ₃	σ ₁	σ ₂	σ ₃	σ ₁	σ ₂	σ ₃
(KN)	(KN)	(kNm)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)
0	-7	0	80215	80215	80215	33041	-29787	-29787	-75482	77432	-77432	150688	127860	-25054

Caratteristiche della sezione EFFICACE - Effetto del Local Buckling:

Geometria della sezione resistente																															
Caratteristiche della sezione EFFICACE - Effetto del Local Buckling:																															
bA - EFF1																															
ψ	kg	λ _a	λ _b	ρ	b _{eff}	ψ	kg	λ _a	λ _b	ρ	b _{eff}	ψ	kg	λ _a	λ _b	ρ	b _{eff}	ψ	kg	λ _a	λ _b	ρ	b _{eff}	ψ	kg	λ _a	λ _b	ρ	b _{eff}		
(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	
0.198930705	6.570085309	1.013	0.816	0.73	0.67052003	4.765001	0.661	1.000	0.50	0.19595116	9.418054	0.846	0.966	0.73	0.66327793	16.28460797	0.357	1.000	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30



Lunghezza dei lati EFFICACI:															
Azioni assiale - Momento flettente (MZ) - Momento flettente (MY) - Efficace															
(m) - Efficace	(m) - Efficace	(m) - Efficace	(m) - Efficace	(m) - Efficace	(m) - Efficace	(m) - Efficace	(m) - Efficace	(m) - Efficace	(m) - Efficace	(m) - Efficace	(m) - Efficace	(m) - Efficace	(m) - Efficace	(m) - Efficace	(m) - Efficace
0.428	0.306	0.231	0.269	0.291	0.384	0.380	0.170	0.500	0.500	0.875	0.875	0.500	0.500	0.500	0.500

Azioni Sollecitanti Agenti sulla sezione Efficace:

$$I_1 = \frac{M_{y,z} + N_{y,z} e_{y,z}}{I_y W_{y,eff}} + \frac{M_{x,z} + N_{x,z} e_{x,z}}{I_x W_{x,eff}} \leq 1,0$$

(EN 1993-1-5:4.6)

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

η₁ = A + B + C

EneS1U-A1 - Sez A - OrizzSupMezz														
Assiale	VY	VZ	Torcente	MY - Eff	MZ - Eff	A	B	C	η ₁ = A + B + C	Verifica				
(KN)	(KN)	(KN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)				
-3059	0	-7	0	-211	756	0.237	0.098	0.223	0.558	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)

η	ε	$72\varepsilon/\eta$	h_w/t (-)	
(-)	(-)	(-)	L_y	L_z
1	0.814	59	60	33

La resistenza a taglio si determina come:

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

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

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

	σ_E (MPa)	a (m)	kt (-)	τ_{cr} (kN/m ²)	λ_w (-)	$\chi(\lambda)$ (-)	$V_{bw,Rd}$ (kN)	(EN 1993-1-5; 5.3 - EN 1993-1-5; Annesso A)
L_y	53	100	5.34	281850	0.853	0.973	2564	
L_z	171	100	5.34	913157	0.474	1.000	1464	

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)	IZ - Torcente (kN)	VY - Torcente η^3 (-)	VZ - Torcente η^3 (-)	Verifica (-)	Interaz. V-M (-)
Sez A - OrizzSupMezz Comb1	1	4	0.00	0.00	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_1 (-)	h_3 (-)
Sez A - OrizzSupMezz	Comb_1	0.5581	0.0025
	Comb_2	0.6052	0.0025
	Comb_3	0.5598	0.0016
	Comb_4	0.6274	0.0015
Sez B - OrizzInfNodo	Comb_1	0.8299	0.2129
	Comb_2	0.9144	0.2077
	Comb_3	0.8299	0.2129
	Comb_4	0.9144	0.2077
Sez C - OrizzSupNodo	Comb_1	0.3474	0.0748
	Comb_2	0.4049	0.0770
	Comb_3	0.3461	0.0691
	Comb_4	0.4049	0.0770
Sez D - MontNodoSup	Comb_1	0.0559	0.3099
	Comb_2	0.1280	0.2857
	Comb_3	0.2095	0.3066
	Comb_4	0.1280	0.2857
Sez E - MontNodoInf	Comb_1	0.6368	0.4706
	Comb_2	0.4253	0.5687
	Comb_3	0.7467	0.4581
	Comb_4	0.4253	0.5687
Sez F - BaseMont	Comb_1	0.4822	0.3720
	Comb_2	0.3505	0.4352
	Comb_3	0.4822	0.3720
	Comb_4	0.3505	0.4352
Sez G - OrizzInfGiunto	Comb_1	0.5340	0.0023
	Comb_2	0.5340	0.0023
	Comb_3	0.4657	0.0014
	Comb_4	0.5217	0.0014

8.1.3 Verifica dei giunti di connessione

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

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

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

Con particolare riferimento ai problemi indotti da carichi di origine ciclica (fatica), si richiama l'attenzione sulla necessità di serrare i bulloni utilizzando le corrette coppie prescritte. - Vedi EN 1993-1-8, EN 1090-2 par 8.5 ($F_{p,C} = 0.70 \times F_u \times A_s$) per tutte le sezioni, ad eccezione di quella di base (Sez. F) per la quale si utilizza un pretiro pari al 50% di quello sopra richiamato.

Nella struttura in progetto si hanno tre giunzioni bullonate significative di verifica per la parte in elevazione, corrispondenti alle sezioni "Sez B", "Sez C" e "Sez G*", oltre alla base connessa alla fondazione con un sistema di tirafondi - "Sez".

Per tutte le giunzioni interne alla struttura metallica si prescrivono bulloni ad alta resistenza di classe 8.8; per la connessione alla base tirafondi di lunghezza $L=1.50$ m e con caratteristiche minime equivalenti ai bulloni di classe 10.9.

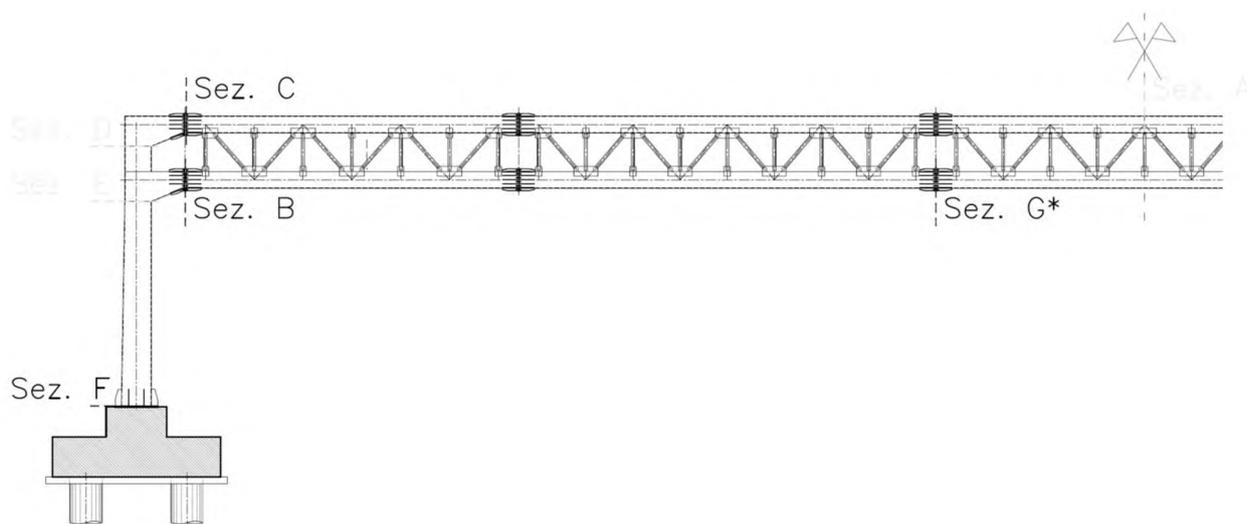


Fig. 53 – Sezioni di verifica - giunzioni bullonate

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

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

8.1.4 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.

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

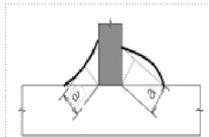
Sezione di base della colonna montante

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)
C	BaseMont	0.60	1.00	0.015



	S235	S275 - S355	S420 - S460
β_1	0,85	0,70	0,62
β_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.

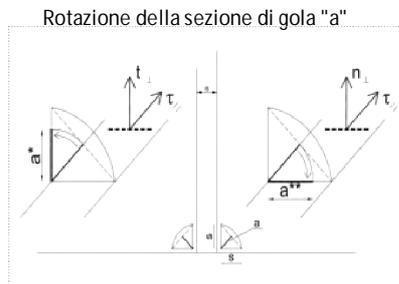
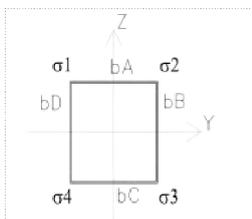
n.CORDONI	a/s	$S_{MIN-SALDAT}$	$a_{RES-TOT}$
(-)	(-)	(m)	(m)
1	1.00	0.021	0.015

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

Grandezze caratteristiche della saldatura lungo il perimetro della sezione scatolare

A_{SALDAT}	I_y	I_z	W_y	W_z	S^*_{VY}	S^*_{VZ}	$2 \cdot W \cdot t$
(m ²)	(m ⁴)	(m ⁴)	(m ³)	(m ³)	(m ²)	(m ²)	(m ³)
0.0471	0.0066	0.0030	0.0133	0.0101	0.0023	0.0023	0.0173

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



Determinazione dei s negli spigoli della sezione:

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

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

Tensioni sulla sezione resistente ruotata "a**":

	Tensioni parallele				Tensioni perpendicolari			
	t ₁	t ₂	t ₃	t ₄	t ₁	t ₂	t ₃	t ₄
	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)				
(1)	64928	-70863	-70863	64928	-118610	-25802	122138	29330
(2)	64928	-70863	-70863	64928	-118610	-25802	122138	29330
(3)	64928	-70863	-70863	64928	-118610	-25802	122138	29330
(4)	-38957	42518	42518	-38957	-31117	125488	36724	-119881

Verifica di resistenza della saldatura:

	Formula (A)				Formula (B)			
	Spigolo 1	Spigolo 2	Spigolo 3	Spigolo 4	Spigolo 1	Spigolo 2	Spigolo 3	Spigolo 4
	(kN/m ²)							
(1)	135218	75414	141206	71245	118610	25802	122138	29330
(2)	135218	75414	141206	71245	118610	25802	122138	29330
(3)	135218	75414	141206	71245	118610	25802	122138	29330
(4)	49859	132495	56182	126052	31117	125488	36724	119881
h_{MAX}	0.734				0.537			

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

	Tensioni parallele				Tensioni perpendicolari			
	t ₁	t ₂	t ₃	t ₄	n ₁	n ₂	n ₃	n ₄
	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)				
(1)	64928	-70863	-70863	64928	-118610	-25802	122138	29330
(2)	64928	-70863	-70863	64928	-118610	-25802	122138	29330
(3)	64928	-70863	-70863	64928	-118610	-25802	122138	29330
(4)	-38957	42518	42518	-38957	-31117	125488	36724	-119881

Verifica di resistenza della saldatura:

	Formula (A)				Formula (B)			
	Spigolo 1	Spigolo 2	Spigolo 3	Spigolo 4	Spigolo 1	Spigolo 2	Spigolo 3	Spigolo 4
	(kN/m ²)							
(1)	135218	75414	141206	71245	118610	25802	122138	29330
(2)	135218	75414	141206	71245	118610	25802	122138	29330
(3)	135218	75414	141206	71245	118610	25802	122138	29330
(4)	49859	132495	56182	126052	31117	125488	36724	119881
h_{MAX}	0.734				0.537			

Le verifiche sono soddisfatte.

8.1.5 Verifica dei giunti di connessione

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

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

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

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

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

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

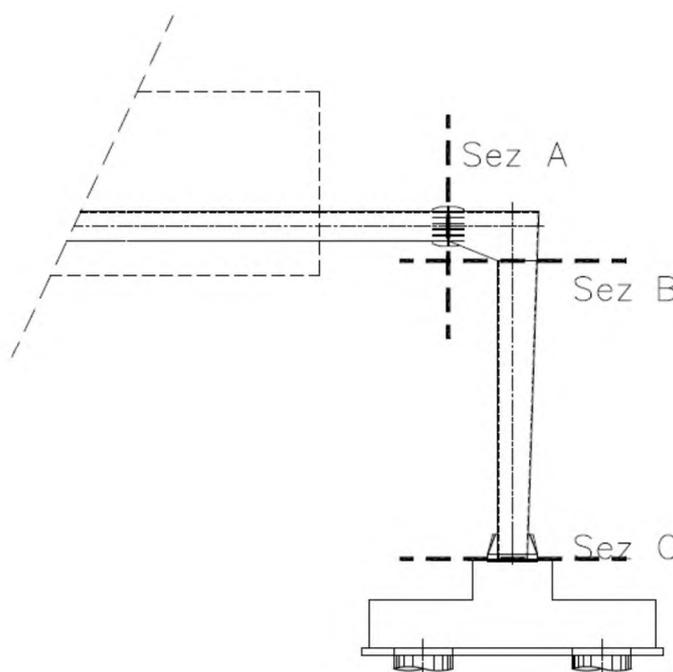


Figura 8-4 - Sezioni di verifica - giunzioni bullonate

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.

8.1.5.1 Verifica del giunto "Sez B"

Il giunto è realizzato per accoppiamento di due piastre di dimensioni 1100x700x40 mm (BxHxs) sia lato sbraccio, sia lato montante. Si utilizzano 28 bulloni M27, disposti simmetricamente su un unico allineamento a cerchiare il perimetro della sezione scatolare della mensola. La connessione è irrigidita con piatti di spessore $s=15$ mm e lunghezza $L=450$ mm, disposti come dettagliato nell'immagine seguente.

Le saldature di collegamento tra lo scatolare e la piastra bullonate e tra scatolare e irrigidimenti sono da realizzarsi a cordone d'angolo, rispettando le dimensioni dei cordoni d'angolo prescritte negli elaborati grafici.

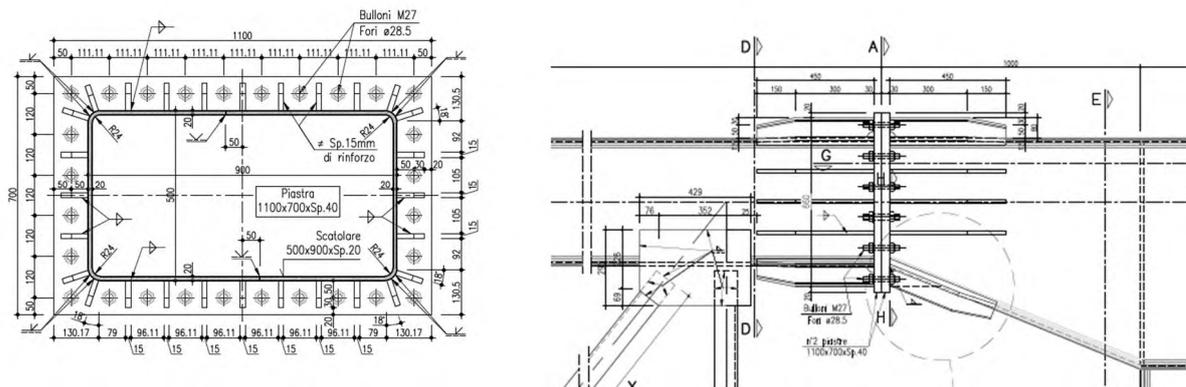


Fig. 54 – Giunto bullonato - Sez B

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

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

Verifica Giunzioni bullonate:

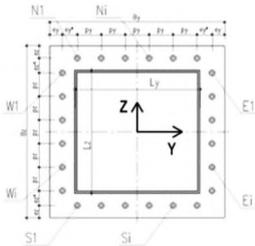
(NTC 2008; 4.2.8 - Giunzioni a taglio; EN 1993-1-8 - 3.6)

Classe Bulloni	f_b	$f_{b,ACDAIO}$	γ_{M2}
(-)	(MPa)	(MPa)	(-)
8.8	800	510	1.25

Azioni di verifica agli S.U.U.:

Sez Verifica	Combinazione	Geometria del profilo in acciaio:		
		L_y (m)	L_z (m)	S (m)
B	1	0.900	0.500	0.015

EnveSLU-A1 - Sez B - OrizzInfNodo						
Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)	
(1)	-2125.21	-103.86	-593.53	602.55	-25.53	817.13 807.81



Geometria del giunto bullonato (piastra):

Numero dei bulloni		$\Phi_{BULLONE}$	$A_{NDM_BULLONE}$	$\Phi_{BULL-FILETTO}$	$A_{RES_BULLONE}$			
n_{RES}	n_{E-W}	(mm)	(mm ²)	(mm)	(mm ²)			
(-)	(-)	27	573	24.2	459			
10	4							
B_y	B_z	SPIASTRA	e_y	e_y^*	e_z	e_z^*	p_y	p_z
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1.1	0.7	0.04	0.05	0	0.05	0.12	0.1111	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.)

$A_{RES_BULLONATURA}$	I_{G_TOTALE}	I_{Z_TOTALE}
(m ²)	(m ⁴)	(m ⁴)
0.01285	0.000892	0.001853

N_{MIN} (Compres)	N_{MAX} (Traz)
(kN)	(kN)
-302.05	150.25

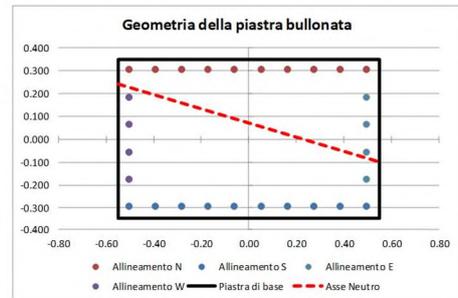
Procedura B) **Azioni sui bulloni - Bulloni sollecitati solo a trazione:**
 (Sollecitazione determinata in presso-flessione deviata)

Analisi B) significativa	σ_C	σ_S
(-)	(MPa)	(MPa)
S	15.79	220

N_{MAX} (Traz)
(kN)
100.98

Sollecitazioni indotte dal taglio e dalla torsione sul singolo bullone:

Taglio		Torsione		V_{L_MAX}
V_{YI}	V_{ZI}	V_{YI_MAX}	V_{ZI_MAX}	(kN)
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
-3.71	-21.20	-0.77	-2.13	23.76



Sollecitazioni di verifica:

Taglio	Trazione	Compressione
$F_{V,Ed}$	$F_{T,Ed}$	$F_{C,Ed}$
(kN)	(kN)	(kN)
23.76	150.25	-302.05

Resistenza dei bulloni:

(NTC 2008, 4.2.8.1.1)

Geometria del giunto:

	(mm)
e_1	50
e_2	50
d_0	28
p_1	111
p_2	111
d_m	44

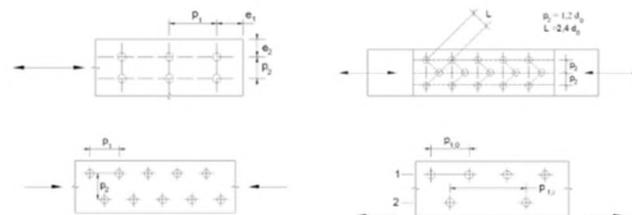


Figura 4.2.3 - Disposizione dei fori per la realizzazione di unioni bullonate o chiodate

α	k	Taglio su filettatura
(-)	(-)	(-)
0.595	2.5	S

Resistenze elementari:		(kN)
Taglio del bullone	$F_{v,Rd}$	176.26
Rifollamento	$F_{b,Rd}$	655.71
Trazione	$F_{t,Rd}$	264.38
Punzonamento	$B_{p,Rd}$	1353.55

Resistenza a taglio	176.26	Verificato
Resistenza a trazione	264.38	Verificato
$F_{t,Ed}/F_{t,Rd}$	0.57	Verificato
Verifica combinata	0.54	Verificato

Le verifiche risultano soddisfatte.

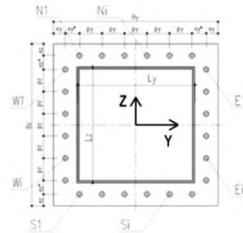
Verifica Giunzioni bullonate:

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

Classe Bulloni	f_u	f_u ACCIAIO	7M2
(-)	(MPa)	(MPa)	(-)
8.8	800	510	1.25

Azioni di verifica agli SLU:

Sez Verifica	Combinazione	Geometria del profilo in acciaio:				
		L_y (m)	L_z (m)	s (m)		
B	2	0.900	0.500	0.015		
EnveSLU-A1 - Sez B - OrizzInfNodo						
Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	VYZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
(2)	-2012.93	173.10	-558.58	584.79	42.55	769.39
						-1346.35



Geometria del giunto bullonato (piastra):

Numero dei bulloni		$\Phi_{BULLONE}$	$A_{NOM_BULLONE}$	$\Phi_{BULL-FIETTO}$	$A_{RES_BULLONE}$
n_{B-S}	n_{E-W}	(mm)	(mm ²)	(mm)	(mm ²)
(-)	(-)	27	573	24.2	459
10	4				
B_y (m)	B_z (m)	$S_{PIASTRA}$ (m)	e_y (m)	e_{y^*} (m)	e_z (m)
1.1	0.7	0.04	0.05	0	0.05
					e_{z^*} (m)
					p_y (m)
					p_z (m)
					0.1111
					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 controdado senza contatto col c.a.)

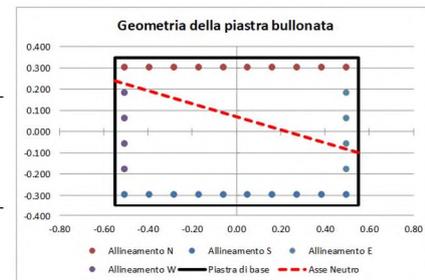
$A_{RES_BULLONATURA}$ (m ²)	I_{F-Q_TOTALE} (m ⁴)	I_{Z-Q_TOTALE} (m ⁴)
0.01285	0.000892	0.001853

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

Analisi B) significativa	σ_c (Mpa)	σ_s (Mpa)
S	21.49	384

N_{MAX} (Compres) (kN)	N_{MAX} (Traz) (kN)
-357.37	213.59

N_{MAX} (Traz) (kN)
176.03



Sollecitazioni indotte dal taglio e dalla torsione sul singolo bullone:

Taglio		Torsione		V_{MAX} (kN)
V_{Y1} (kN)	V_{Z1} (kN)	$V_{Y1,MAX}$ (kN)	$V_{Z1,MAX}$ (kN)	
6.18	-19.95	2.13	3.56	24.93

Sollecitazioni di verifica:

Taglio	Trazione	Compressione
$F_{t,Ed}$ (kN)	$F_{t,Ed}$ (kN)	$F_{c,Ed}$ (kN)
24.93	213.59	-357.37

Resistenza dei bulloni:

(NTC 2008, 4.2.8.1.1)

Geometria del giunto:

	(mm)
e_1	50
e_2	50
d_0	28
p_1	111
p_2	111
d_m	44

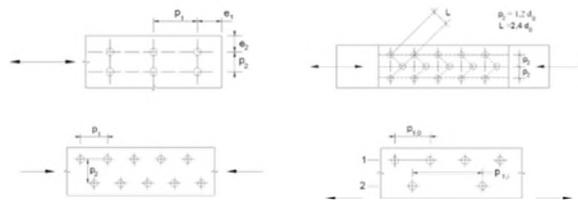


Figura 4.2.3 - Disposizione dei fori per la realizzazione di giunzioni bullonate o chiodate

α	k	Taglio su filettatura
(-)	(-)	(-)
0.595	2.5	S

Resistenze elementari:		(kN)
Taglio del bullone	$F_{v,Rd}$	176.26
Rifollamento	$F_{b,Rd}$	655.71
Trazione	$F_{t,Rd}$	264.38
Punzonamento	$B_{p,Rd}$	1353.55

(kN) - c.u.		
Resistenza a taglio	176.26	Verificato
Resistenza a trazione	264.38	Verificato
$F_{t,Ed}/F_{t,Rd}$	0.81	Verificato
Verifica combinata	0.72	Verificato

Le verifiche risultano soddisfatte.

8.1.5.2 Verifica del giunto "Sez C"

Il giunto è realizzato per accoppiamento di due piastre di dimensioni 1100x700x40 mm (BxHxs) sia lato sbraccio, sia lato montante. Si utilizzano 28 bulloni M27, disposti simmetricamente su un unico allineamento a cerchiare il perimetro della sezione scatolare della mensola. La connessione è irrigidita con piatti di spessore $s=15$ mm e lunghezza $L=450$ mm, disposti come dettagliato nell'immagine seguente.

Le saldature di collegamento tra lo scatolare e la piastra bullonate e tra scatolare e irrigidimenti sono da realizzarsi a cordone d'angolo, rispettando le dimensioni dei cordoni d'angolo prescritte negli elaborati grafici.

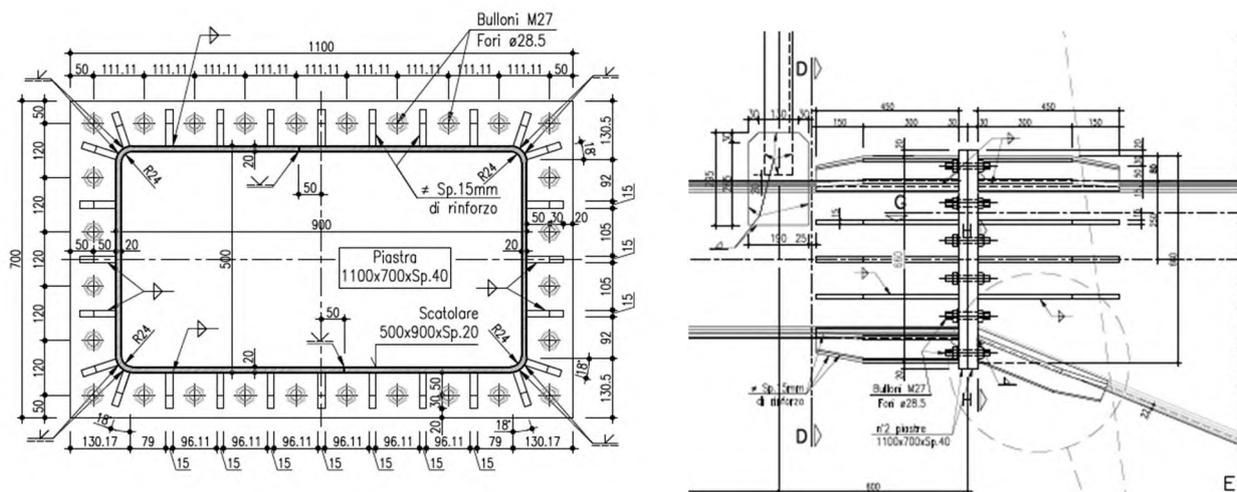


Fig. 55 – Giunto bullonato - Sez C

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

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

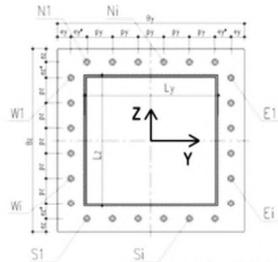
Verifica Giunzioni bullonate:
 (NTC 2008; 4.2.8 - Giunzioni a taglio; EN 1993-1-8 - 3.6)

Classe Bulloni	f_{yb} (MPa)	$f_{tk_ACCIAIO}$ (MPa)	γ_{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)
C	1	0.800	0.900	0.018

EnveSLU-A1 - Sez C - OrizzSupNodo					
Assiale	VY	VZ	Torcente	MY	MZ
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
(1)	1226	-34	170	-42	491



Geometria del giunto bullonato (piastra):

Numero dei bulloni		Geometria del giunto bullonato (piastra)												
n_{NE-W} (-)	n_{E-W} (-)	$\Phi_{BULLONE}$ (mm)	$A_{NDM_BULLONE}$ (mm ²)	$\Phi_{BULL-FILETTO}$ (mm)	$A_{RES_BULLONE}$ (mm ²)	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)
10	4	27	573	24	459	1.1	0.7	0.04	0.05	0	0.05	0.12	0.1111	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 controsoffitto senza contatto col c.a.)

$A_{RES_BULLONATURA}$ (m ²)	I_{Y_TOTALE} (m ⁴)	I_{Z_TOTALE} (m ⁴)	N_{MIN} (compres) (kN)	N_{MAX} (traq) (kN)
0.01285	0.000892	0.001853	-32.03	119.59

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

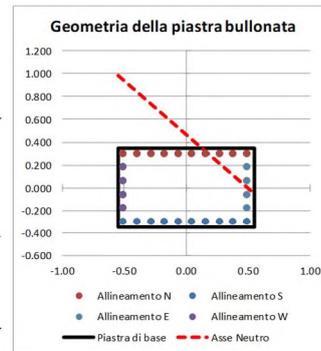
Analisi B) significativa (-)	σ_c (Mpa)	σ_t (Mpa)	N_{MAX} (traq) (kN)
S	6.60	307	140.91

Sollecitazioni indotte dal taglio e dalla torsione sul singolo bullone:

Taglio		Torsione		V_{1_MAX} (kN)
V_{Y1} (kN)	V_{Z1} (kN)	V_{Y1_MAX} (kN)	V_{Z1_MAX} (kN)	34.29
-1.23	6.07	14.61	24.34	

Sollecitazioni di verifica:

Taglio	Trazione	Compressione
$F_{V,Ed}$ (kN)	$F_{T,Ed}$ (kN)	$F_{C,Ed}$ (kN)
34.29	140.91	-32.03



Resistenza dei bulloni:

(NTC 2008, 4.2.8.1.1)

Geometria del giunto:

	(mm)
e_1	50
e_2	50
d_0	28
p_1	111
p_2	111
d_m	44

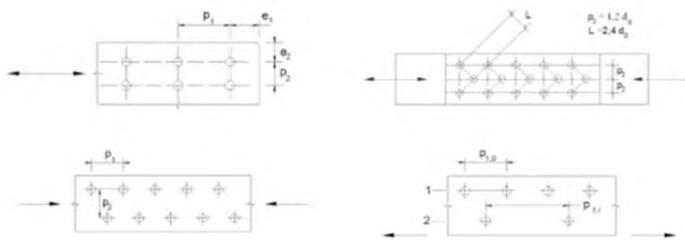


Figura 4.2.3 - Disposizione dei fori per le realizzazioni di unioni bullonate o chiodate

α (-)	k (-)	Taglio su filettatura (-)
0.595	2.5	S

Resistenze elementari:		(kN)
Taglio del bullone	$F_{v,Rd}$	176.26
Rifollamento	$F_{b,Rd}$	353.57
Trazione	$F_{t,Rd}$	264.38
Punzonamento	$B_{p,Rd}$	729.85

		(kN) - c.u.	
Resistenza a taglio		176.26	Verificato
Resistenza a trazione		264.38	Verificato
$F_{t,Ed}/F_{t,Rd}$		0.53	Verificato
Verifica combinata		0.58	Verificato

Le verifiche risultano soddisfatte.

Verifica Giunzioni bullonate:

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

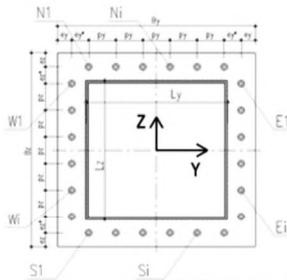
Classe Bulloni	f_b (MPa)	$f_{b,ACCAIO}$ (MPa)	γ_{M2} (-)
8.8	800	275	1.25

Azioni di verifica agli SLU:

Sez Verifica	Combinazione	Geometria del profilo in acciaio:		
		L_y (m)	L_z (m)	s (m)
C	2	0.800	0.900	0.018

EnveSLU-A1 - Sez C - OrizzSupNodo

Assiale	VY (kN)	VZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
(2)	1138	57	144	70	-853



Geometria del giunto bullonato (piastra):

Numero dei bulloni		Geometria del giunto bullonato (piastra):				Geometria del giunto bullonato (piastra):								
n_{NES} (-)	n_{E-W} (-)	$\Phi_{BULLONE}$ (mm)	$A_{NOM_BULLONE}$ (mm ²)	$\Phi_{BULL-FILETTO}$ (mm)	$A_{RES_BULLONE}$ (mm ²)	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)
10	4	27	573	24	459	1.1	0.7	0.04	0.05	0	0.05	0.12	0.1111	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 ²)	I_{y-g_TOTALE} (m ⁴)	I_{z-g_TOTALE} (m ⁴)
0.01285	0.000892	0.001853

N_{MIN} (compres) (kN)	N_{MAX} (traz) (kN)
-91.00	172.30

Procedura B)

Azioni sui bulloni - Bulloni sollecitati solo a trazione:

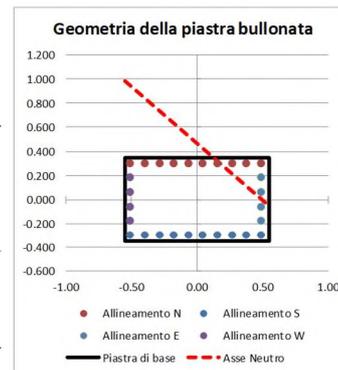
(Sollecitazione determinata in presso-flessione deviata)

Analisi B) significativa (-)	σ_c (Mpa)	σ_s (Mpa)
S	11.00	210

N_{MAX} (traz) (kN)
96.39

Sollecitazioni indotte dal taglio e dalla torsione sul singolo bullone:

Taglio		Torsione		V_{i_MAX} (kN)
V_{y1} (kN)	V_{z1} (kN)	V_{y1_MAX} (kN)	V_{z1_MAX} (kN)	
2.05	5.13	9.43	15.72	23.79



Sollecitazioni di verifica:

Taglio	Trazione	Compressione
$F_{V,Ed}$ (kN)	$F_{T,Ed}$ (kN)	$F_{C,Ed}$ (kN)
23.79	172.30	-91.00

Resistenza dei bulloni:
 (NTC 2008, 4.2.8.1.1)

Geometria del giunto:

	(mm)
e ₁	50
e ₂	50
d ₀	28
p ₁	111
p ₂	111
d _m	44

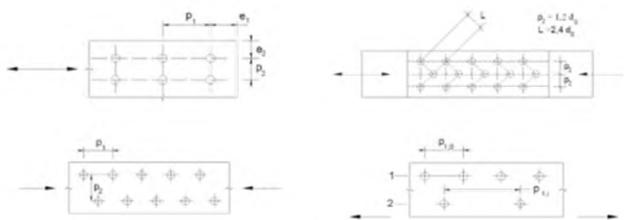


Figura 4.2.3 - Disposizione dei fori per la realizzazione di unioni bullonate o chiodate

α	k	Taglio su filettatura
(-)	(-)	(-)
0.595	2.5	S

Resistenze elementari:		(kN)
Taglio del bullone	F _{v,Rd}	176.26
Rifollamento	F _{b,Rd}	353.57
Trazione	F _{t,Rd}	264.38
Punzonamento	B _{p,Rd}	729.85

	(kN) - c.u.	
Resistenza a taglio	176.26	Verificato
Resistenza a trazione	264.38	Verificato
F _{t,Ed} /F _{t,Rd}	0.65	Verificato
Verifica combinata	0.60	Verificato

Le verifiche risultano soddisfatte.

8.1.5.3 Verifica del giunto "Sez G"

Il giunto è realizzato per accoppiamento di due piastre di dimensioni 1100x700x40 mm (BxHxs) sia lato sbraccio, sia lato montante. Si utilizzano 28 bulloni M27, disposti simmetricamente su un unico allineamento a cerchiare il perimetro della sezione scatolare. La connessione è irrigidita con piatti di spessore s=15mm e lunghezza L=450 mm, disposti come dettagliato nell'immagine seguente.

Le saldature di collegamento tra lo scatolare e la piastra bullonata e tra scatolare e irrigidimenti sono da realizzarsi a cordone d'angolo, rispettando le dimensioni dei cordoni d'angolo prescritte negli elaborati grafici.

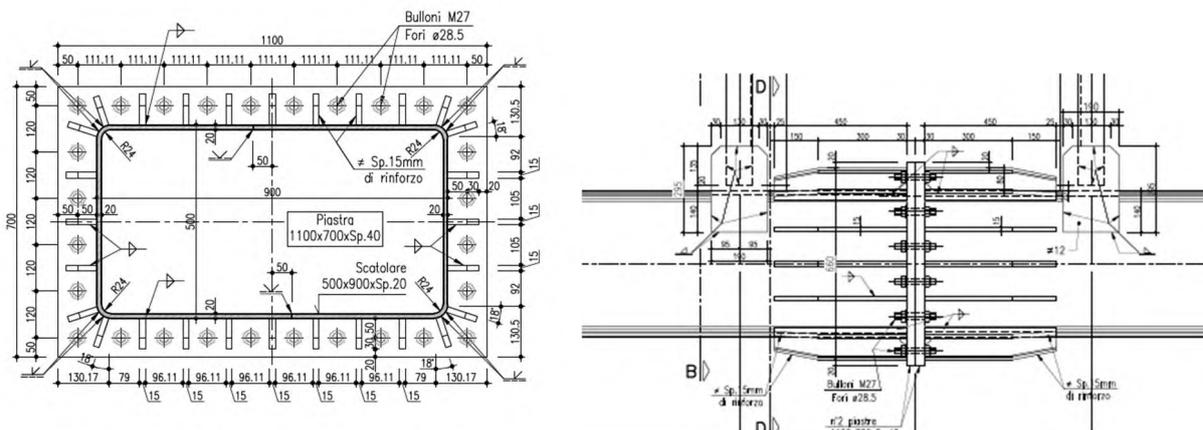


Fig. 56 – Giunto bullonato - Sez G

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

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

Si sono condotte le verifiche sotto i carichi relativi alle combinazioni 1 e 2; si aspicitano le analisi relative alla combinazione 2 che è risultata la più severa.

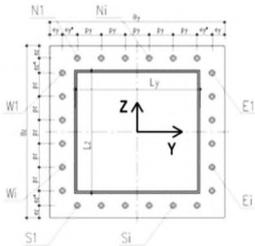
Verifica Giunzioni bullonate:

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

Classe Bulloni (-)	f_b (MPa)	$f_{b,ACDAIO}$ (MPa)	γ_{M2} (-)
8.8	800	510	1.25

Azioni di verifica agli SLU:

Sez Verifica	Combinazione	Sez G - OrizzInfGiunto	Geometria del profilo in acciaio:		
			L_y (m)	L_z (m)	S (m)
G	1		0.900	0.500	0.015
EnveSLU-A1 - Sez G - OrizzInfGiunto					
Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
(1) 1703	1	-6	0	-136	1230



Geometria del giunto bullonato (piastra):

Numero dei bulloni		$\Phi_{BULLONE}$	$A_{NDM_BULLONE}$	$\Phi_{BULL-FILETTO}$	$A_{RES_BULLONE}$
n_{RES} (-)	n_{E-W} (-)	(mm)	(mm ²)	(mm)	(mm ²)
10	4	27	573	24.2	459
B_y (m)	B_z (m)	SPIASTRA (m)	e_y (m)	e_y^* (m)	e_z (m)
1.1	0.7	0.04	0.05	0	0.05
					e_z^* (m)
					p_y (m)
					p_z (m)
					0.1111
					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 ²)	I_{G_TOTALE} (m ⁴)	I_{Z_TOTALE} (m ⁴)
0.01285	0.000892	0.001853

N_{MIN} (Compres) (kN)	N_{MAX} (Traz) (kN)
-128.97	250.61

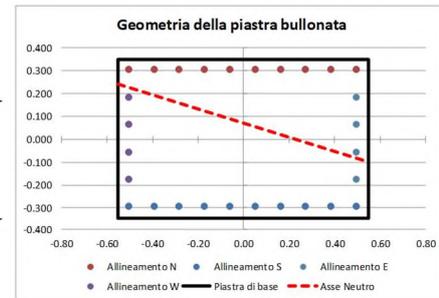
Procedura B) **Azioni sui bulloni - Bulloni sollecitati solo a trazione:**
 (Sollecitazione determinata in presso-flessione deviata)

Analisi B) significativa (-)	σ_c (MPa)	σ_s (MPa)
S	15.79	542

N_{MAX} (Traz) (kN)
248.78

Sollecitazioni indotte dal taglio e dalla torsione sul singolo bullone:

Taglio		Torsione		
V_{Y1} (kN)	V_{Z1} (kN)	V_{Y1_MAX} (kN)	V_{Z1_MAX} (kN)	V_{L_MAX} (kN)
0.02	-0.23	-4.08	-11.35	12.28



Sollecitazioni di verifica:

Taglio	Trazione	Compressione
$F_{v,Ed}$ (kN)	$F_{t,Rd}$ (kN)	$F_{c,Ed}$ (kN)
12.28	250.61	-128.97

Resistenza dei bulloni:

(NTC 2008, 4.2.8.1.1)

Geometria del giunto:

	(mm)
e_1	50
e_2	50
d_0	28
p_1	111
p_2	111
d_m	44

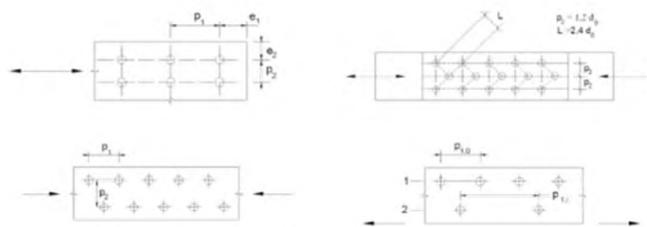


Figura 4.2.3 - Disposizione dei fori per le realizzazioni di unioni bullonate o chiodate

α (-)	k (-)	Taglio su filettatura (-)
0.595	2.5	S

Resistenze elementari:		(kN)
Taglio del bullone	$F_{v,Rd}$	176.26
Rifollamento	$F_{b,Rd}$	655.71
Trazione	$F_{t,Rd}$	264.38
Punzonamento	$B_{p,Rd}$	1353.55

(kN) - c.u.		
Resistenza a taglio	176.26	Verificato
Resistenza a trazione	264.38	Verificato
$F_{t,Ed}/F_{t,Rd}$	0.95	Verificato
Verifica combinata	0.75	Verificato

Le verifiche risultano soddisfatte.

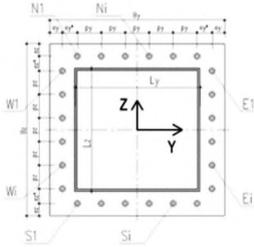
Verifica Giunzioni bullonate:

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

Classe Bulloni (-)	f_b (MPa)	$f_{b,ACCAIO}$ (MPa)	γ_{M2} (-)
8.8	800	510	1.25

Azioni di verifica agli SLU:

Sez Verifica	Combinazione	Sez G - OrizzInfGiunto	Geometria del profilo in acciaio:		
			L_y (m)	L_z (m)	S (m)
G	3		0.900	0.500	0.015
EnveSLU-A1 - Sez G - OrizzInfGiunto					
Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
(3)	2513	0	-4	0	-176
				738	



Geometria del giunto bullonato (piastra):

Numero dei bulloni							
n_{N1S} (-)	n_{N1W} (-)	$\Phi_{BULLONE}$ (mm)	$A_{NOM_BULLONE}$ (mm ²)	$\Phi_{BULL-FILETTO}$ (mm)	$A_{RES_BULLONE}$ (mm ²)		
10	4	27	573	24.2	459		
B_y (m)	B_z (m)	PIASTRA (m)	e_y (m)	e_y^* (m)	e_z (m)	e_z^* (m)	p_y (m)
1.1	0.7	0.04	0.05	0	0.05	0.12	p_z (m)
							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 controtrada senza contatto col c.a.)

$A_{RES_BULLONATURA}$ (m ²)	I_{G_TOTALE} (m ⁴)	I_{Z_TOTALE} (m ⁴)
0.01285	0.000892	0.001853

N_{MIN} (Compres) (kN)	N_{MAX} (Traz) (kN)
-24.17	203.65

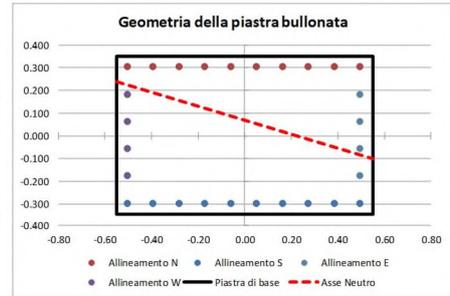
Procedura B) **Azioni sui bulloni - Bulloni sollecitati solo a trazione:**
 (Sollecitazione determinata in presso-flessione deviata)

Analisi B) significativa (-)	σ_c (MPa)	σ_s (MPa)
S	15.79	469

N_{MAX} (Traz) (kN)
215.27

Sollecitazioni indotte dal taglio e dalla torsione sul singolo bullone:

Taglio		Torsione		
V_{V1} (kN)	V_{Z1} (kN)	V_{V1_MAX} (kN)	V_{Z1_MAX} (kN)	V_{L_MAX} (kN)
0.01	-0.14	-5.30	-14.73	15.79



Sollecitazioni di verifica:

Taglio	Trazione	Compressione
$F_{V,Ed}$ (kN)	$F_{T,Ed}$ (kN)	$F_{c,Ed}$ (kN)
15.79	215.27	-24.17

Resistenza dei bulloni:

(NTC 2008, 4.2.8.1.1)

Geometria del giunto:

	(mm)
e_1	50
e_2	50
d_0	28
p_1	111
p_2	111
d_m	44

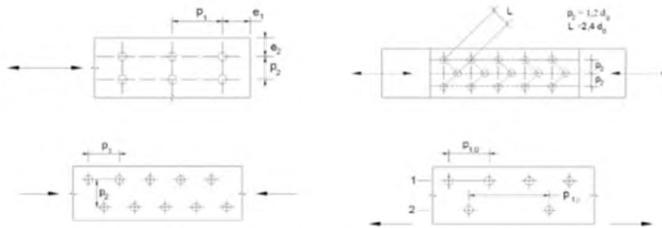


Figura 4.2.3 - Disposizione dei fori per le realizzazioni di unioni bullonate o chiodate

α (-)	k (-)	Taglio su filettatura (-)
0.595	2.5	S

Resistenze elementari:		(kN)
Taglio del bullone	$F_{v,Rd}$	176.26
Rifollamento	$F_{b,Rd}$	655.71
Trazione	$F_{t,Rd}$	264.38
Punzonamento	$B_{p,Rd}$	1353.55

(kN) - c.u.		
Resistenza a taglio	176.26	Verificato
Resistenza a trazione	264.38	Verificato
$F_{T,Ed}/F_{t,Rd}$	0.81	Verificato
Verifica combinata	0.67	Verificato

Le verifiche risultano soddisfatte.

8.1.5.4 Verifica del giunto "Sez F" - Connessione di base

La connessione di base con la fondazione in c.a. è realizzata tramite un sistema tirafondi-piastra di dimensioni 1800x1300x30 mm (BxHxs). Si utilizzano 36 tirafondi di classe 10.9 e lunghezza L=1.50 m, disposti simmetricamente su un unico allineamento a cerchiare il perimetro della sezione scatolare del montante. La connessione è irrigidita con piatti di spessore s=20 mm e lunghezza L=500 mm, disposti come dettagliato nell'immagine seguente.

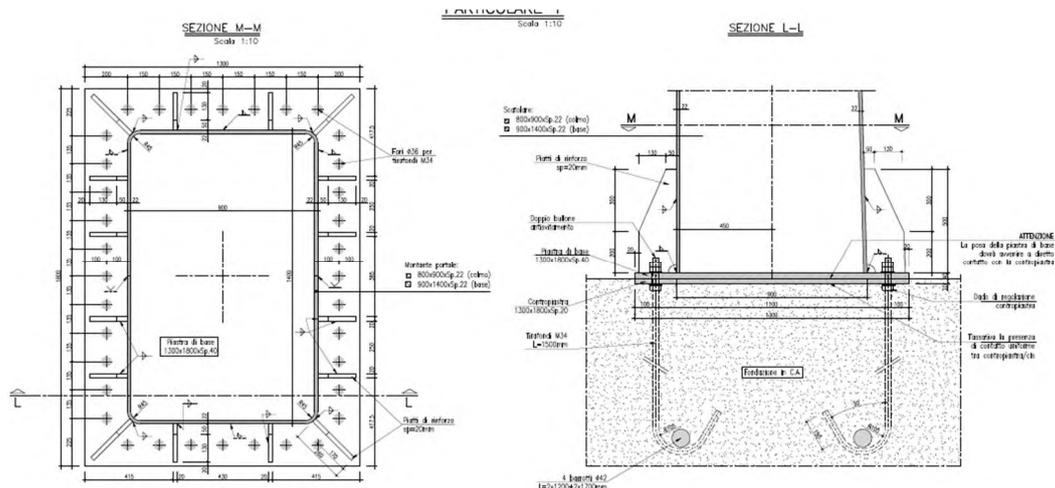


Fig. 57 – Giunto di base - Sez F

Si sono condotte le verifiche di resistenza agli SLU per le combinazioni di verifica n. 2, 3, 4. Nel seguito i dettagli della verifica condotta per la combinazione significativa agli SLU, ovvero, quella relativa alle massime sollecitazioni di trazione sui bulloni (Combinazione C4) e di massimo taglio (Combinazione C2).

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

Combinazione C1:

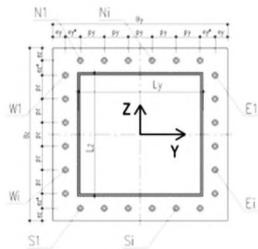
Verifica Giunzioni bullonate:

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

Classe Bulloni	f_b	$f_{b,ACDAIO}$	γ_{M2}
(-)	(MPa)	(MPa)	(-)
10.9	1000	510	1.25

Azioni di verifica agli SLU:

Sez Verifica	Combinazione	Geometria del profilo in acciaio:				
		L_y	L_z	S		
F	I	Sez F - BaseMont	0.900	1.400	0.018	
EnveSLU-A1 - Sez F - BaseMont						
Assiale	VY	VZ	Torcente	MY	MZ	
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	
(1)	-506	149	-1000	1522	3172	-1121



Geometria del giunto bullonato (piastra):

Numero dei bulloni		$\Phi_{BULLONE}$		$A_{NDM_BULLONE}$		$\Phi_{BULL-FILETTO}$		$A_{RES_BULLONE}$	
n_{NS}	n_{EW}	(mm)	(mm ²)	(mm)	(mm ²)	(mm)	(mm ²)	p_y	p_z
(-)	(-)	34	908	30.5	731			(m)	(m)
7	11								
B_y	B_z	$S_{PIASTRA}$	e_y	e_y^*	e_z	e_z^*			
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)			
1.3	1.8	0.04	0.1	0.1	0.1	0.125			

Sollecitazioni indotte dalla presso-flessione deviata:

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

$A_{RES_BULLONATURA}$	I_{y-G_TOTALE}	I_{z-G_TOTALE}
(m ²)	(m ⁴)	(m ⁴)
0.02632	0.009481	0.005786

N_{MIN} (Compres)	N_{MAX} (Traz)
(kN)	(kN)
-83.21	55.11

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

Analisi B) significativa	σ_c	σ_s
(-)	(Mpa)	(Mpa)
S	15.79	310

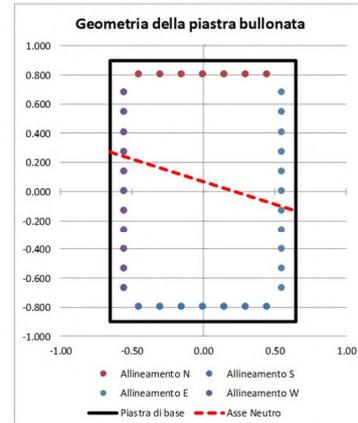
N_{MAX} (Traz)
(kN)
226.61

Sollecitazioni indotte dal taglio e dalla torsione sul singolo bullone:

Taglio		Torsione		V_{L_MAX}
V_{V1}	V_{Z1}	V_{V1_MAX}	V_{Z1_MAX}	(kN)
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
4.15	-27.77	121.50	68.34	158.19

Sollecitazioni di verifica:

Taglio	Trazione	Compressione
$F_{V,Ed}$	$F_{T,Ed}$	$F_{C,Ed}$
(kN)	(kN)	(kN)
158.19	226.61	-83.21



Resistenza dei bulloni:

(NTC 2008, 4.2.8.1.1)

Geometria del giunto:

	(mm)
e_1	100
e_2	100
d_0	35
p_1	135
p_2	135
d_m	44

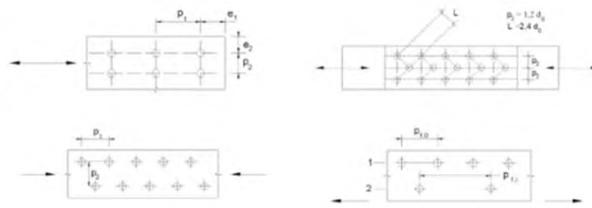


Figura 4.2.3 - Disposizione dei fori per la realizzazione di unioni bullonate o chiodate

α	k	Taglio su filettatura
(-)	(-)	(-)
0.952	2.5	S

Resistenze elementari:		(kN)
Taglio del bullone	$F_{V,Rd}$	292.40
Rifollamento	$F_{b,Rd}$	1321.14
Trazione	$F_{t,Rd}$	526.32
Punzonamento	$B_{p,Rd}$	1353.55

(kN) - c. u.		
Resistenza a taglio	292.40	Verificato
Resistenza a trazione	526.32	Verificato
$F_{t,Ed}/F_{t,Rd}$	0.43	Verificato
Verifica combinata	0.85	Verificato

Le verifiche risultano soddisfatte.

Combinazione C2:

Verifica Giunzioni bullonate:

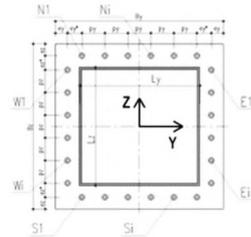
(NTC 2008, 4.2.8 - Giunzioni a taglio; EN 1993-1-8 - 3.6)

Classe Bulloni	f_b	$f_{b,acciaio}$	γ_{M2}
(-)	(MPa)	(MPa)	(-)
10.9	1000	510	1.25

Azioni di verifica agli SLU:

Sez Verifica	Combinazione	Geometria del profilo in acciaio:			
		L_y	L_z	s	
F	2	Sez F - BaseMont	0.900	1.400	0.018

EnveSLU-A1 - Sez F - BaseMont						
Assiale	VY	VZ	Torcente	MY	MZ	
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	
(2)	-364	249	-302	2536	66	-1869



Geometria del giunto bullonato (piastra):

Numero dei bulloni		$\Phi_{BULLONE}$	$A_{NOM_BULLONE}$	$\Phi_{BULL-FLETTO}$	$A_{RES_BULLONE}$	P_y	P_z
n_{FW}	n_{EW}	(mm)	(mm ²)	(mm)	(mm ²)	(m)	(m)
(-)	(-)	34	908	30.5	731	0.1500	0.1350
B_y	B_z	$S_{PIASTRA}$	e_y	e_y^*	e_z	e_z^*	
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	
1.3	1.8	0.04	0.1	0.1	0.1	0.125	

Sollecitazioni indotte dalla presso-flessione deviata:

Procedura A)

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

$A_{RES_BULLONATURA}$	I_{c,d_TOTALE}	I_{c,d_TOTALE}	N_{MIN} (Compres)	N_{MAX} (Traz)
(m ²)	(m ⁴)	(m ⁴)	(kN)	(kN)
0.02632	0.009481	0.005786	-125.37	105.16

Procedura B)

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

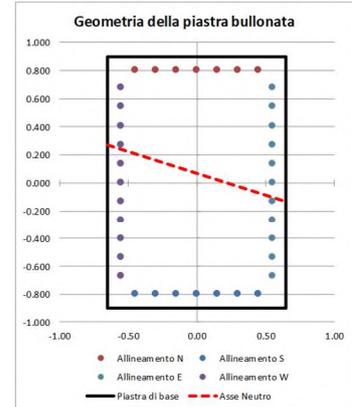
Analisi B) significativa	σ_c	σ_s	N_{MAX} (Traz)
(-)	(MPa)	(MPa)	(kN)
5	15.79	310	226.61

Sollecitazioni indotte dal taglio e dalla torsione sul singolo bullone:

Taglio		Torsione		V_{I_MAX}
V_{YI}	V_{ZI}	V_{YI_MAX}	V_{ZI_MAX}	(kN)
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	
6.91	-8.39	2.52	1.42	13.60

Sollecitazioni di verifica:

Taglio	Trazione	Compressione
$F_{V,Ed}$	$F_{T,Ed}$	$F_{C,Ed}$
(kN)	(kN)	(kN)
13.60	226.61	-125.37



Resistenza dei bulloni:

(NTC 2008, 4.2.8.1.1)

Geometria del giunto:

	(mm)
e_1	100
e_2	100
d_0	35
p_1	135
p_2	135
d_m	44

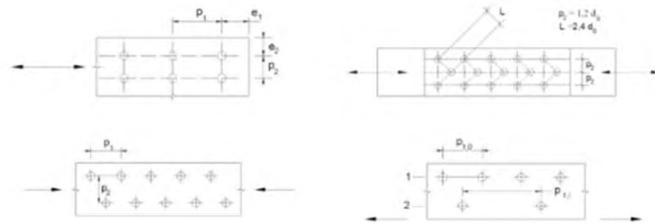


Figura 4.2.3 - Disposizione dei fori per le realizzazioni di unioni bullonate o chiodate

α	k	Taglio su filettatura
(-)	(-)	(-)
0.952	2.5	S

Resistenze elementari:		(kN) - c.u.	
Taglio del bullone	$F_{v,Rd}$	292.40	Verificato
Rifollamento	$F_{b,Rd}$	1321.14	Verificato
Trazione	$F_{t,Rd}$	526.32	Verificato
Punzonamento	$B_{p,Rd}$	1353.55	Verificato
		$F_{t,Ed}/F_{t,Rd}$	0.43 Verificato
		Verifica combinata	0.35 Verificato

Le verifiche risultano soddisfatte.

8.1.5.5 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 1800x1300x40 mm (BxHxs), posata su contropiastra avente la medesima impronta e spessore s=20mm. Si utilizzano 36 tirafondi di classe 10.9 e lunghezza L=1.50 m, disposti simmetricamente su un unico allineamento a cerchiare il perimetro della sezione scatolare del montante.

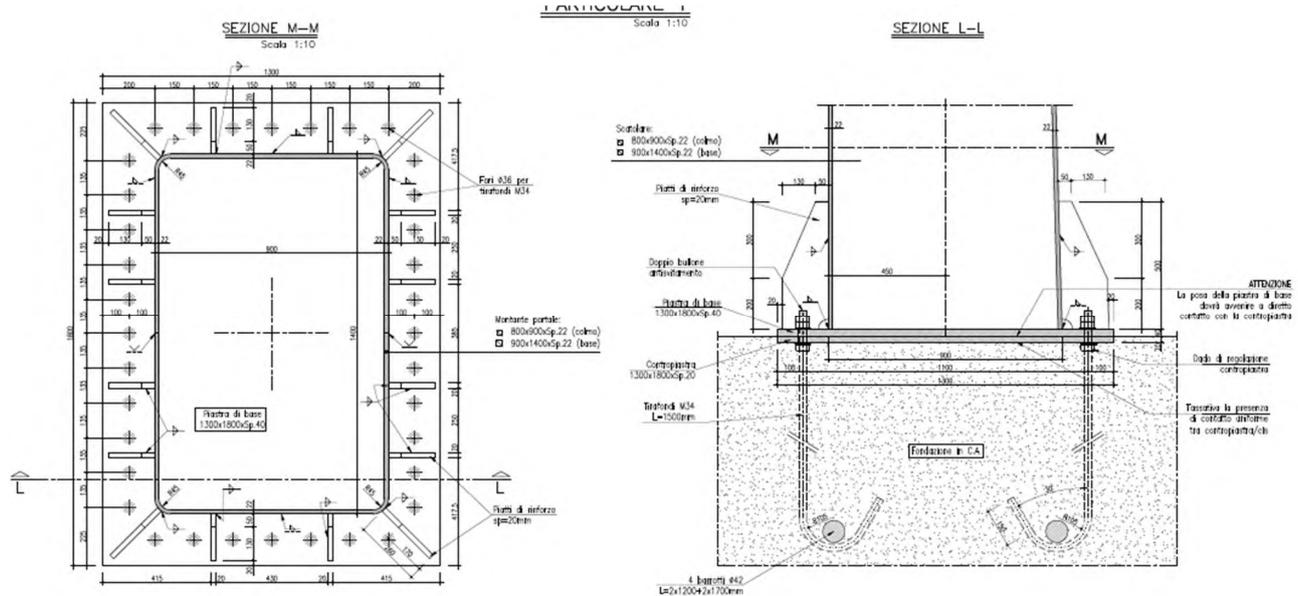


Figura 8-5 - Giunto di base - Sez C

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

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

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

Verifiche lato acciaio:

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

Verifiche lato calcestruzzo:

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

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

* Per brevità ed in virtù del fatto che nelle ordinarie strutture di fondazione vi è presenza di un'orditura di armatura nelle due direzioni ortogonali, si è omessa la verifica di resistenza del calcestruzzo, necessaria per individuare l'eventuale necessità di armatura. Si è direttamente verificato il quantitativo minimo di armatura necessaria per garantire la resistenza richiesta, attribuendo interamente le azioni esterne alle barre di armatura.

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

Di seguito la verifica dettagliata per le due combinazioni significative:

- Combinazione C1
- Combinazione C2

Di seguito la verifica dettagliata per la combinazione significativa:

Combinazione C1:

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

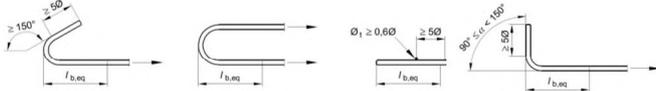
Lunghezza di ancoraggio dei tirafondi (lunghi)
 (EN 1992-1-1 - 8.4)

Caratteristiche del CLS:

f_{ck} (MPa)	γ_c (-)	f_{ctm} (MPa)	f_{ctk} (MPa)	f_{ctd} (MPa)
28	1.5	2.77	1.94	1.29
η_1 (-)	η_2 (-)	σ_{sd} (MPa)	f_{bd} (MPa)	$l_{b,reqd}$ (m)
0.7	0.98	250	1.99	1.065

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

Ancoraggio Diritto	c_d	α_1	$l_{b,eq}$
(-)	(m)	(-)	(m)
N	0.051	1	1.065

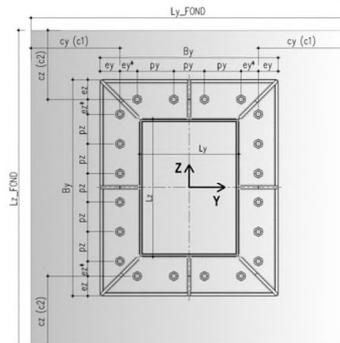


Verifica a trazione:

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

Geometria della fondazione:

$L_{y,FOND}$ (m)	$L_z,FOND$ (m)
1.8	2.3
$c_y(c1)$ (m)	$c_z(c2)$ (m)
0.35	0.35



Caratteristiche materiali tirafondi - fondazione:

Tirafondi		Armatura fondazione	
f_{ck} (MPa)	R_{ck} (MPa)	f_{tb} (MPa)	f_{yk} (MPa)
28	34	1000	640
			γ_S (-)
			450
			1.15

Coefficienti di sicurezza adottati

γ_c (-)	γ_1 (-)	$\gamma_{2,TRAZIONE}$ (-)	$\gamma_{2,TAGLIO}$ (-)	Calcestruzzo		Acciaio	
				$\gamma_{M,TRAZIONE}$ (-)	$\gamma_{M,TAGLIO}$ (-)	$\gamma_{MS,TRAZIONE}$ (-)	$\gamma_{MS,TAGLIO}$ (-)
1.5	1.2	1.2	1	2.16	1.8	1.88	1.5625

Rottura dell'acciaio

N_{MAX} (Traz)	$N_{Rd,s}$
(kN)	(kN)
226.61	389.87

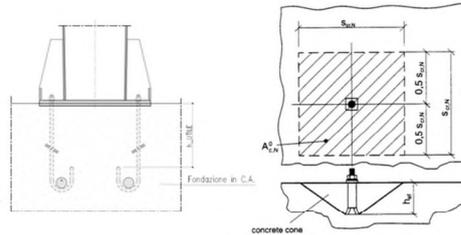
Verificata

Resistenza del cono di calcestruzzo

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

h_{utlle} (m)	h_{eff} (m)
0.9	0.9

n_{-ANCOR_TESI} (-)	$N_{Rk,c}^0$ (kN)	$N_{Rk,c}^0$ (kN)
19	1129	149



$S_{cr,N}$ (m)	$C_{cr,N}$ (m)	$A_{c,N}^0$ (m ²)	$A_{c,N}$ (m ²)
2.70	1.35	0.49	2.85

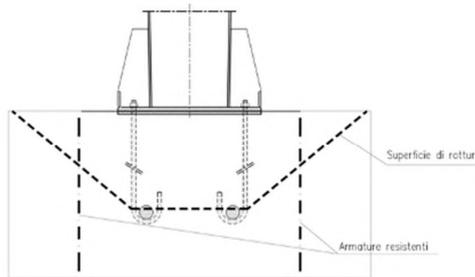
h_{eff}^1 (m)	$S_{cr,N}^1$ (m)	$C_{cr,N}^1$ (m)
0.23	0.7	0.35

$\Psi_{s,N}$ (-)	$\Psi_{re,N}$ (-)	e_{Ny} (m)	e_{Nz} (m)	$N_{Rd,c}^h$ (kN)	$\Psi_{ec,N}$ (-)	$\Psi_{ucr,N}$ (-)
1.00	1.00	0.060	0.138	97.93	0.61	1.00

$N_{Rk,c}$ (kN)	$N_{Rd,c}^e$ (kN)	N_{Sd}^e (kN)	Verifica (-)
4019.23	1860.75	2511.80	Occorre prevedere armatura

Minima armatura per evitare la rottura del cono:

$A_{S_{MIN}}$ (mm ²)	Φ_s (mm ²)	n_{-MIN_BARRE} (-)
10466	24	24



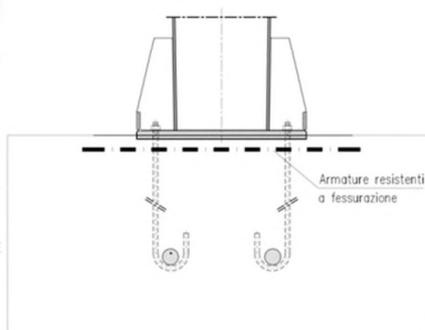
Rottura per fessurazione da carico:

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

N_{Sd}^e (kN)	Φ_{Sp} (-)	N_{Sd}^e (kN)
2511.80	0.5	1255.90

Minima armatura per evitare la rottura per fessurazione:

$A_{S_{MIN}}$ (mm ²)	Φ_s (mm ²)	n_{-MIN_BARRE} (-)
3210	24	8



Occorre inoltre mantenere l'ampiezza delle fessure $w_k < 0.1$.

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)	
233.92	Verificato

Rottura del bordo di calcestruzzo:

- Verifica omessa nel caso di distanza minima dal bordo dell

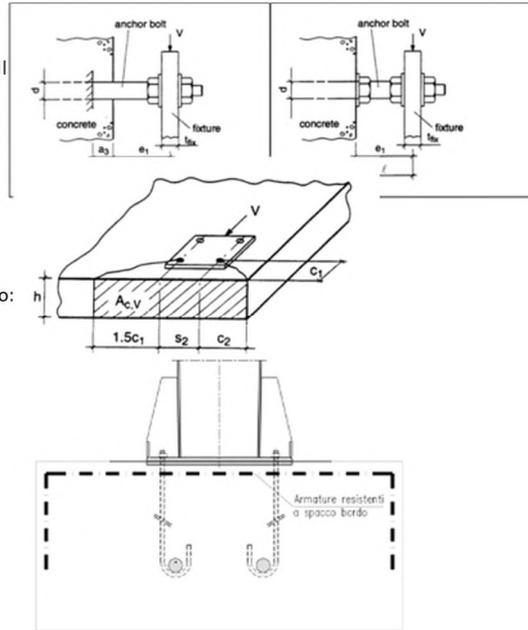
Risultante delle azioni di spacco agenti sul bordo in CLS:

$V_{sd,y}^B$ (kN)	$V_{sd,z}^B$ (kN)
1614.79	2108.24

Minima armatura per evitare la rottura per spacco del bordo:

$A_{S_{MIN,Y}}$ (mm ²)	$A_{S_{MIN,Z}}$ (mm ²)	Φ_s (mm ²)
6728	8784	24

n·MIN_BARRE_Y (-)	n·MIN_BARRE_Z (-)
15	20



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):

α (-)	N_{sd}/N_{Rd} (-)	V_{sd}/V_{Rd} (-)
1.5	0.58	0.68

Ver. Combinata (-)	
1.00	Verificato

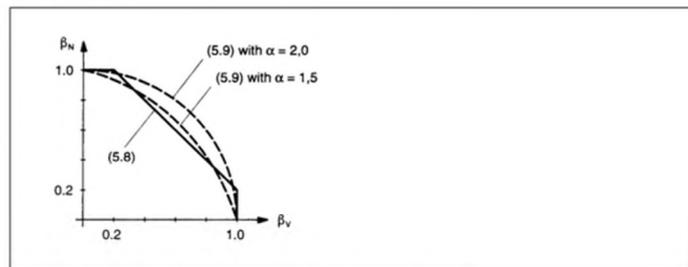


Figure 5.10 Interaction diagram for combined tension and shear loads

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

$$(\beta_N)^\alpha + (\beta_V)^\alpha \leq 1 \tag{5.9}$$

with:

β_N, β_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

Combinazione C2:

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

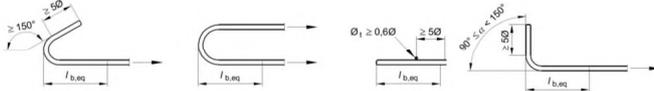
Lunghezza di ancoraggio dei tirafondi (lunghi)
 (EN 1992-1-1 - 8.4)

Caratteristiche del CLS:

f_{ck} (MPa)	γ_c (-)	f_{ctm} (MPa)	f_{ctk} (MPa)	f_{ctd} (MPa)
28	1.5	2.77	1.94	1.29
η_1 (-)	η_2 (-)	σ_{sd} (MPa)	f_{bd} (MPa)	$l_{b,reqd}$ (m)
0.7	0.98	250	1.99	1.065

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

Ancoraggio Diritto (-)	c_d (m)	α_1 (-)	$l_{b,eq}$ (m)
N	0.051	1	1.065

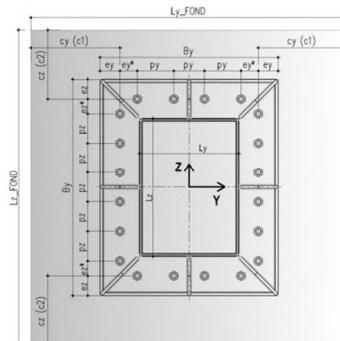


Verifica a trazione:

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

Geometria della fondazione:

$L_{y,FOND}$ (m)	$L_z,FOND$ (m)
1.8	2.3
$c_y(c1)$ (m)	$c_z(c2)$ (m)
0.35	0.35



Caratteristiche materiali tirafondi - fondazione:

Tirafondi		Armatura fondazione	
f_{ck} (MPa)	R_{ck} (MPa)	f_{tb} (MPa)	f_{yk} (MPa)
28	34	1000	450
			γ_s (-)
			1.15

Coefficienti di sicurezza adottati

				Calcestruzzo		Acciaio	
γ_c (-)	γ_1 (-)	$\gamma_{2,TRAZIONE}$ (-)	$\gamma_{2,TAGLIO}$ (-)	$\gamma_{M,TRAZIONE}$ (-)	$\gamma_{M,TAGLIO}$ (-)	$\gamma_{MS,TRAZIONE}$ (-)	$\gamma_{MS,TAGLIO}$ (-)
1.5	1.2	1.2	1	2.16	1.8	1.88	1.5625

Rottura dell'acciaio

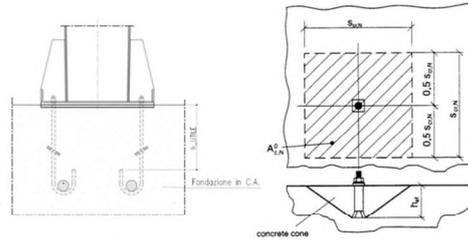
N_{MAX} (Traz) (kN)	$N_{Rd,s}$ (kN)	Verificata
226.61	389.87	

Resistenza del cono di calcestruzzo

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

h_{util} (m)	h_{eff} (m)
0.9	0.9

$n_{-}^{ANCOR_TESI}$ (-)	$N_{Rk,c}^0$ (kN)	$N_{Rk,c}^0$ (kN)
19	1129	149



$s_{cr,N}$ (m)	$c_{cr,N}$ (m)	$A_{c,N}^0$ (m ²)	$A_{c,N}$ (m ²)
2.70	1.35	0.49	2.85

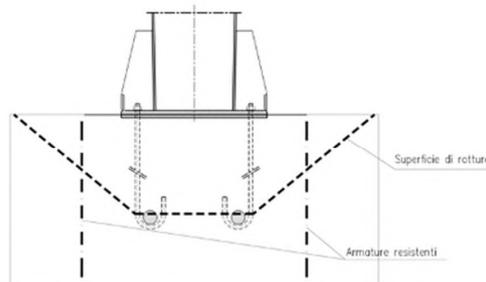
h'_{eff} (m)	$s'_{cr,N}$ (m)	$c'_{cr,N}$ (m)
0.23	0.7	0.35

$\Psi_{s,N}$ (-)	$\Psi_{re,N}$ (-)	e_{Ny} (m)	e_{Nz} (m)	$N_{Rd,c}^h$ (kN)	$\Psi_{ec,N}$ (-)	$\Psi_{ucr,N}$ (-)
1.00	1.00	0.060	0.138	97.93	0.61	1.00

$N_{Rk,c}$ (kN)	$N_{Rd,c}^E$ (kN)	N_{Sd}^E (kN)	Verifica (-)
4019.23	1860.75	2511.80	Occorre prevedere armatura

Minima armatura per evitare la rottura del cono:

$A_{S_{MIN}}$ (mm ²)	Φ_s (mm ²)	$n_{-}^{MIN_BARRE}$ (-)
10466	24	24



Rottura per fessurazione da carico:

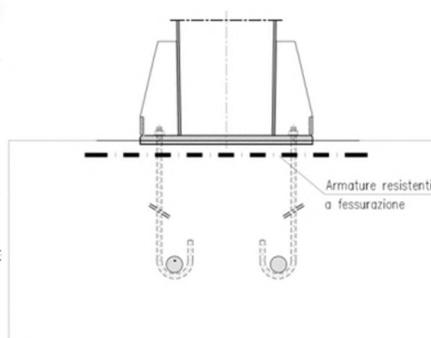
La verifica è soddisfatta se si prevedono ancoranti idone al calcestruzzo fessurato e:

N_{Sd}^E (kN)	Φ_{sp} (-)	N_{Sd}^E (kN)
2511.80	0.5	1255.90

Minima armatura per evitare la rottura per fessurazione:

$A_{S_{MIN}}$ (mm ²)	Φ_s (mm ²)	$n_{-}^{MIN_BARRE}$ (-)
3210	24	8

Occorre inoltre mantenere l'ampiezza delle fessure $w_k < 0.1$:



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)	
233.92	Verificato

Rottura del bordo di calcestruzzo:

- Verifica omessa nel caso di distanza minima dal bordo dell

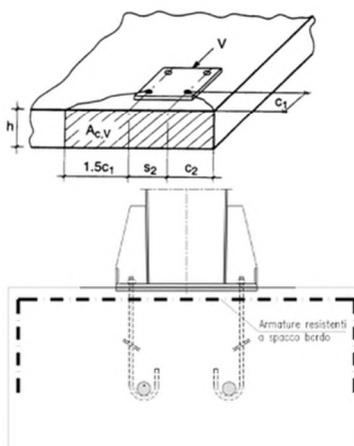
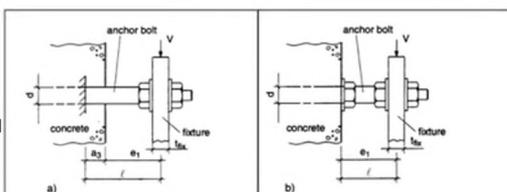
Risultante delle azioni di spacco agenti sul bordo in CLS:

$V_{sd,y}^B$ (kN)	$V_{sd,z}^B$ (kN)
279.09	324.87

Minima armatura per evitare la rottura per spacco del bordo:

$A_{S_{MIN,Y}}$ (mm ²)	$A_{S_{MIN,Z}}$ (mm ²)	Φ_s (mm ²)
1163	1354	24

n·MIN_BARRE_Y (-)	n·MIN_BARRE_Z (-)
3	3



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):

α (-)	N_{sd}/N_{Rd} (-)	V_{sd}/V_{Rd} (-)
1.5	0.58	0.06

Ver. Combinata (-)	
0.46	Verificato

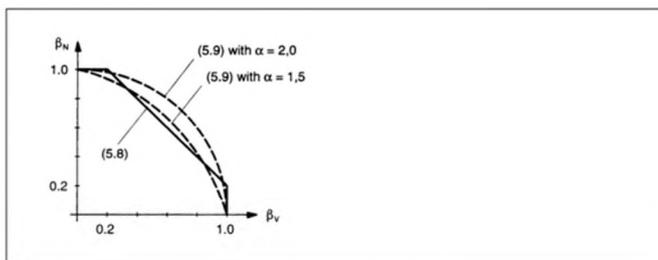


Figure 5.10 Interaction diagram for combined tension and shear loads

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

$$(\beta_N)^\alpha + (\beta_V)^\alpha \leq 1 \tag{5.9}$$

with:

β_N, β_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 $\alpha=1.50$, pur procedendo alla verifica delle barre di armatura.

Le verifiche risultano soddisfatte.

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

8.2 VERIFICA DELLE SALDATURE

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

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

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

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

8.2.1 Sezione giunto interno - Sez B

Resistenza delle saldature a cordoni d'angolo (Per sez. di classe 4 con $p \geq 0.50$, si assume la sezione lorda)																	
(NTC 2008 - 4.2.8.2.4)																	
Azioni di verifica agli SLU - STR:																	
Sez Verifica		Geometria del profilo in acciaio:															
		L_y	L_z	s													
		(m)	(m)	(m)													
B	Sez B - OrizzInfNodo	0.90	0.50	0.020													
		<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>S235</th> <th>S275 - S355</th> <th>S420 - S460</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>β_1</td> <td>0,85</td> <td>0,70</td> <td>0,62</td> </tr> <tr> <td>β_2</td> <td>1,0</td> <td>0,85</td> <td>0,75</td> </tr> </tbody> </table>					S235	S275 - S355	S420 - S460	β_1	0,85	0,70	0,62	β_2	1,0	0,85	0,75
			S235	S275 - S355	S420 - S460												
		β_1	0,85	0,70	0,62												
β_2	1,0	0,85	0,75														
<p>Tensioni sulla sezione di gola in posizione ribaltata:</p>																	
(A)	$\sqrt{n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$	f_{yk} (MPa)	β_1 (-)	β_2 (-)	$\beta_1 \cdot f_{yk}$ (-)	$\beta_2 \cdot f_{yk}$ (-)											
(B)	$ n_{\perp} + t_{\perp} \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$	355	0.70	0.85	249	302											
Si assume lo sviluppo longitudinale della saldatura pari a quello della sezione scatolare saldata. Il cordone deve essere continuo, lungo uno o entrambi i lati della lamiera saldata.																	
n_{CORDONI}	a/s	$S_{\text{MIN-SALDAT}}$	$a_{\text{RES-TOT}}$														
(-)	(-)	(m)	(m)														
1	1.00	0.028	0.020														
Si considera, quale sezione resistente, quella di gola "a", ruotata sui piani delle lamiere saldate:																	
Grandezze caratteristiche della saldatura lungo il perimetro della sezione scatolare																	
A_{SALDAT}	I_y	I_z	W_y	W_z	S^*_{VY}	S^*_{VZ}	$2 \cdot \Omega \cdot t$										
(m ²)	(m ⁴)	(m ⁴)	(m ³)	(m ³)	(m ²)	(m ²)	(m ³)										
0.0544	0.0024	0.0060	0.0096	0.0133	0.0023	0.0023	0.0169										
Calcolo delle tensioni sulla sezione lorda (Sezione a spigoli vivi):																	
<p>Rotazione della sezione di gola "a"</p>																	
Determinazione dei σ negli spigoli della sezione:																	
EnveSLU-A1 - Sez B - OrizzInfNodo																	
	Assiale	VY	VZ	Torcente	MY	MZ											
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)											
(1)	-2125	-104	-594	-26	817	808											
(2)	-2013	173	-559	43	769	-1346											
(3)	-2125	-104	-594	-26	817	808											
(4)	-2013	173	-559	43	769	-1346											

Tensione nei cordoni di saldatura in corrispondenza ai vertici della sezione rettangolare								
Tensioni sulla sezione resistente ruotata "a**":								
	Tensioni parallele				Tensioni perpendicolari			
	t ₁	t ₂	t ₃	t ₄	t ₁	t ₂	t ₃	t ₄
	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)				
(1)	-28269	-27392	-31291	-24370	-106735	14580	184868	63552
(2)	-25460	-26923	-20424	-31959	57930	-144263	16075	218268
(3)	-28269	-27392	-31291	-24370	-106735	14580	184868	63552
(4)	-25460	-26923	-20424	-31959	57930	-144263	16075	218268
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 ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)				
(1)	110415	31030	187497	68065	106735	14580	184868	63552
(2)	63278	146754	25991	220596	57930	144263	16075	218268
(3)	110415	31030	187497	68065	106735	14580	184868	63552
(4)	63278	146754	25991	220596	57930	144263	16075	218268
h_{MAX}	0.888				0.723			
Tensioni sulla sezione resistente ruotata "a***":								
	Tensioni parallele				Tensioni perpendicolari			
	t ₁	t ₂	t ₃	t ₄	n ₁	n ₂	n ₃	n ₄
	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)				
(1)	-28269	-27392	-31291	-24370	-106735	14580	184868	63552
(2)	-25460	-26923	-20424	-31959	57930	-144263	16075	218268
(3)	-28269	-27392	-31291	-24370	-106735	14580	184868	63552
(4)	-25460	-26923	-20424	-31959	57930	-144263	16075	218268
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 ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)				
(1)	110415	31030	187497	68065	106735	14580	184868	63552
(2)	63278	146754	25991	220596	57930	144263	16075	218268
(3)	110415	31030	187497	68065	106735	14580	184868	63552
(4)	63278	146754	25991	220596	57930	144263	16075	218268
h_{MAX}	0.888				0.723			

8.2.2 Sezione giunto di base - Sez F

Resistenza delle saldature a cordoni d'angolo (Per sez. di classe 4 con $\rho \geq 0.50$, si assume la sezione lorda)							
(NTC 2008 - 4.2.8.2.4)							
Azioni di verifica agli SLU - STR:							
Sez Verifica		Geometria del profilo in acciaio:					
		L_y	L_z	s			
		(m)	(m)	(m)			
F	Sez F - BaseMont	0.90	1.40	0.022			
		S235		S275 - S355			
		S420 - S460					
		β_1	0,85	0,70	0,62		
		β_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)	β_1 (-)	β_2 (-)	$\beta_1 \cdot f_{yk}$ (-)	$\beta_2 \cdot f_{yk}$ (-)	
(B)	$ n_{\perp} + t_{\perp} \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$	355	0.70	0.85	249	302	
Si assume lo sviluppo longitudinale della saldatura pari a quello della sezione scatolare saldata. Il cordone deve essere continuo, lungo uno o entrambi i lati della lamiera saldata.							
n_{CORDONI}	a/s	$S_{\text{MIN-SALDAT}}$	$a_{\text{RES-TOT}}$				
(-)	(-)	(m)	(m)				
1	1.00	0.031	0.022				
Si considera, quale sezione resistente, quella di gola "a", ruotata sui piani delle lamiere saldate:							
Grandezze caratteristiche della saldatura lungo il perimetro della sezione scatolare							
A_{SALDAT}	I_y	I_z	W_y	W_z	S_{VY}^*	S_{VZ}^*	$2 \cdot \Omega \cdot t$
(m ²)	(m ⁴)	(m ⁴)	(m ³)	(m ³)	(m ²)	(m ²)	(m ³)
0.0993	0.0279	0.0142	0.0399	0.0315	0.0069	0.0069	0.0532
Calcolo delle tensioni sulla sezione lorda (Sezione a spigoli vivi):							
		Rotazione della sezione di gola "a" 					
Determinazione dei σ negli spigoli della sezione:							
Compila 'Sez Verifica'							
	Assiale	VY	VZ	Torcente	MY	MZ	
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	
(1)	-506	149	-1000	1522	3172	-1121	
(2)	-364	249	-302	2536	66	-1869	
(3)	-506	149	-1000	1522	3172	-1121	
(4)	-364	249	-302	2536	66	-1869	

<i>Tensione nei cordoni di saldatura in corrispondenza ai vertici della sezione rettangolare</i>								
<u>Tensioni sulla sezione resistente ruotata "a**":</u>								
	Tensioni parallele				Tensioni perpendicolari			
	t ₁	t ₂	t ₃	t ₄	t ₁	t ₂	t ₃	t ₄
	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)				
(1)	-36533	13996	20630	-43166	-38765	-109958	48954	120147
(2)	-45511	38704	49760	-56567	61346	-57309	-54017	64638
(3)	-36533	13996	20630	-43166	-38765	-109958	48954	120147
(4)	-45511	38704	49760	-56567	61346	-57309	-54017	64638
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 ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)				
(1)	53267	110845	53123	127666	38765	109958	48954	120147
(2)	76384	69155	73443	85894	61346	57309	54017	64638
(3)	53267	110845	53123	127666	38765	109958	48954	120147
(4)	76384	69155	73443	85894	61346	57309	54017	64638
h_{MAX}	0.514				0.398			
<u>Tensioni sulla sezione resistente ruotata "a***":</u>								
	Tensioni parallele				Tensioni perpendicolari			
	t ₁	t ₂	t ₃	t ₄	n ₁	n ₂	n ₃	n ₄
	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)				
(1)	-36533	13996	20630	-43166	-38765	-109958	48954	120147
(2)	-45511	38704	49760	-56567	61346	-57309	-54017	64638
(3)	-36533	13996	20630	-43166	-38765	-109958	48954	120147
(4)	-45511	38704	49760	-56567	61346	-57309	-54017	64638
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 ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)				
(1)	53267	110845	53123	127666	38765	109958	48954	120147
(2)	76384	69155	73443	85894	61346	57309	54017	64638
(3)	53267	110845	53123	127666	38765	109958	48954	120147
(4)	76384	69155	73443	85894	61346	57309	54017	64638
h_{MAX}	0.514				0.398			

Le verifiche sono soddisfatte. È necessario garantire una sezione di gola avente dimensione pari allo spessore minimo delle lamiere saldate.

8.3 VERIFICA DEI CONTROVENTI

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche di resistenza e stabilità dei profili ad L (90x90x9) di controvento.

Ogni allineamento è costituito da una coppia di profili, posti su due differenti piani, paralleli tra loro. Le connessioni con gli acatolari si realizzano tramite piastre di spessore $s=12$ mm, appositamente sagomate e saldate sia agli acatolari, sia ai profili da L.

Di seguito i principali risultati di verifica:

Azione assiale sulla coppia di controventi:

	SLE Rara		SLU-STR	
	N_{MIN} (kN)	N_{MAX} (kN)	N_{MIN} (kN)	N_{MAX} (kN)
Verticale	-170	40	-230	54
Diagonale	-251	245	-340	330

Azione assiale sul singolo controvento:

	SLE Rara		SLU-STR	
	N_{MIN} (kN)	N_{MAX} (kN)	N_{MIN} (kN)	N_{MAX} (kN)
Verticale	-85	20	-115	27
Diagonale	-125.5	122.5	-170	165

Lunghezza di libera inflessione (vincolo di doppia cerniera)

L_{VERT} (m)	L_{DIAG} (m)	Tipo Profili (mm)	f_{tk} (MPa)	f_{yk} (MPa)
1	1.3	L 90x90x8	510	355

Verifiche di resistenza e stabilità:

	Classe (-)	Compressione			C.S. (-)
		$N_{by,Rd}$ (kN)	$N_{bz,Rd}$ (kN)	$N_{bv,Rd}$ (kN)	
Verticale	4	303	303	253	0.45
Diagonale	4	277	244	208	0.82

A_{LORDA} (mm ²)	$A_{NETTO\ FORO}$ (mm ²)	$N_{u,Rd}$ (kN)	C.S. (-)
1224	1074	394	0.42

Le verifiche risultano soddisfatte; il massimo coefficiente di sfruttamento, prendendo in conto anche le verifiche di instabilità per aste compresse, è pari a 0.82.

Si è poi proceduto alla verifica del nodo controventi-scatolare, costituito, come anticipato, da una piastra di spessore $s=12$ mm, saldata a cordone d'angolo lungo l'intero perimetro di contatto tra piastra e scatolare.

Prendendo in considerazione le azioni assiali agenti sui controventi e le eccentricità delle risultanti rispetto al baricentro della saldatura, si è ottenuto quanto segue:

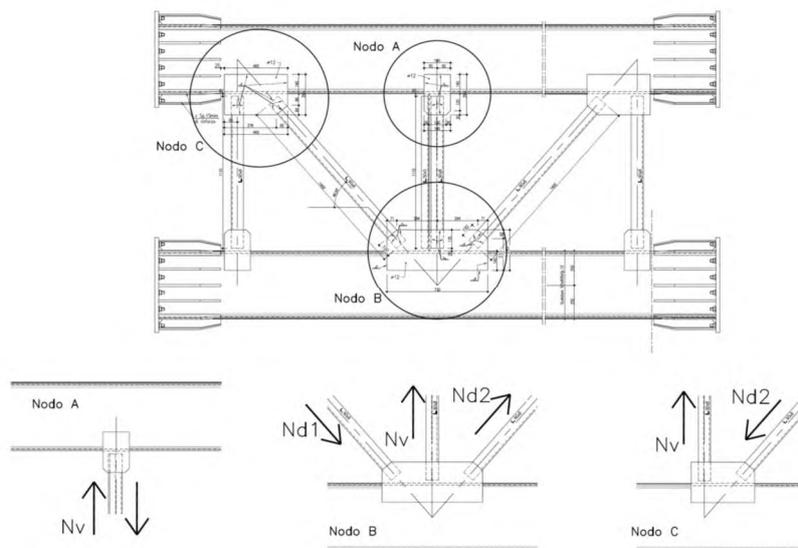


Fig. 58 – Nodi coi controventi

Si ottengono le seguenti tensioni di verifica nelle saldature a cordone d'angolo ($a_{MIN} = 0.012 \times 0.7 = 0.0085 \text{ m}$):

VERIFICA DEL NODO CONTROVENTI - SCATOLARE

Verifica agli SLU - A1

Massime/minime azioni assiali nei profili convergenti al nodo

Nodo (-)	Nd1 (kN)	Nv (kN)	Nd2 (kN)	F _{G_SALDATURA}		
				F _V (kN)	F _H (kN)	M _T (kNm)
A	-	-115	-	115	0	0
B	-163.5	3	163.5	3	216	39.2
C	-	26	-167.5	100	110	6.6

	t _{PIASTRA} (m)	a _{SALDATURA} (m)
	0.012	0.008

	Area _{SALDATURA} (mm ²)	I _{X-G} (mm ⁴)	I _{Y-G} (mm ⁴)	Sl _{I-G} (mm ⁴)	d _{MAX} (mm)	t _{TORS} (N/mm ²)	t _V (N/mm ²)	t _H (N/mm ²)
Nodo B	14824	59424574	880260139	9.4E+08	380	15.85	0.20	14.57
Nodo C	10218	37380843	269484363	3.07E+08	249	5.36	9.79	10.77

In relazione alle modeste tensioni ottenute, si omettono ulteriori verifiche.

8.4 VERIFICHE PER AZIONI CICLICHE - FATICA

8.4.1 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

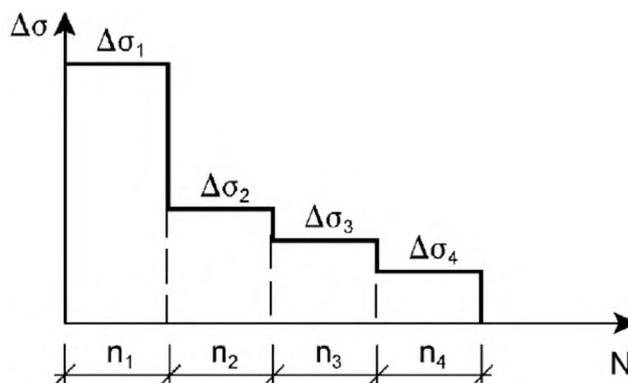


Figura 8-6 - Spettro dell'intervallo di variazione delle tensioni

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.

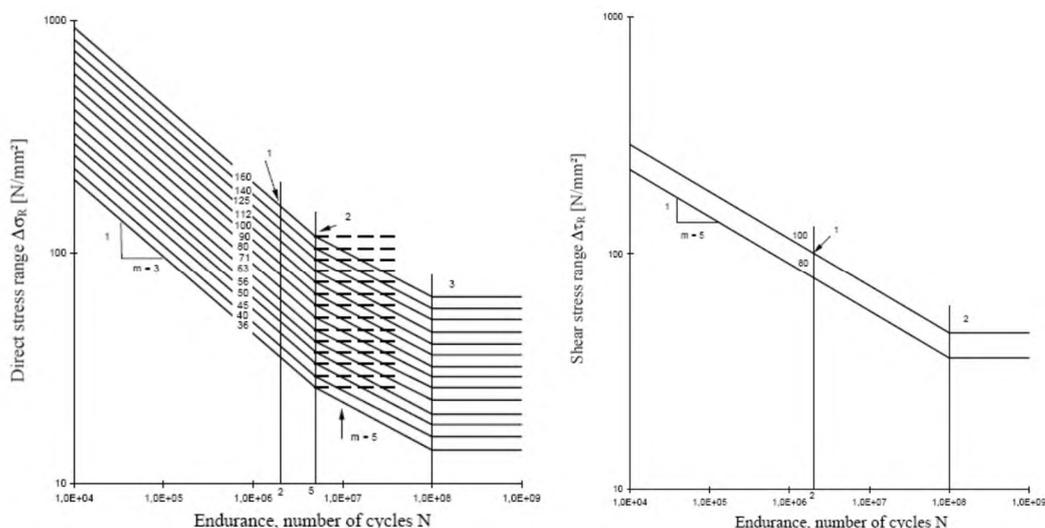


Figura 8-7 - Curve di resistenza a fatica S-N per tensioni normali e tangenziali

Nell'impagine 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:

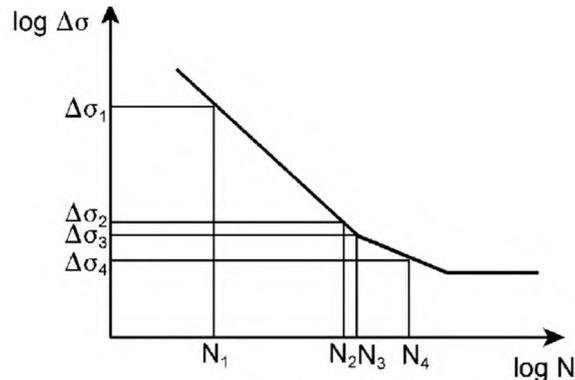


Figura 8-8 - Determinazione del numero di cicli a rottura per D_s assegnato

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:

$$\sum \frac{n_i}{N_i} \leq D_d = 1.0$$

(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:

$$\sum \frac{n_i \cdot g_{Mf} \cdot g_{Ff}}{N_i} \leq D_d = 1.0$$

(Verifica del danno cumulato)

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

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

8.4.1.1 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.

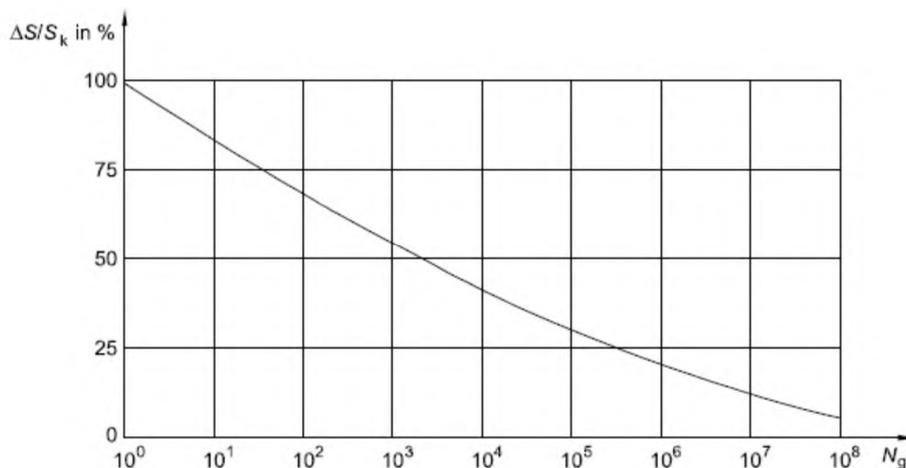


Figura 8-9 - Numero di cicli di carico da raffica per un effetto DS/Sk

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.

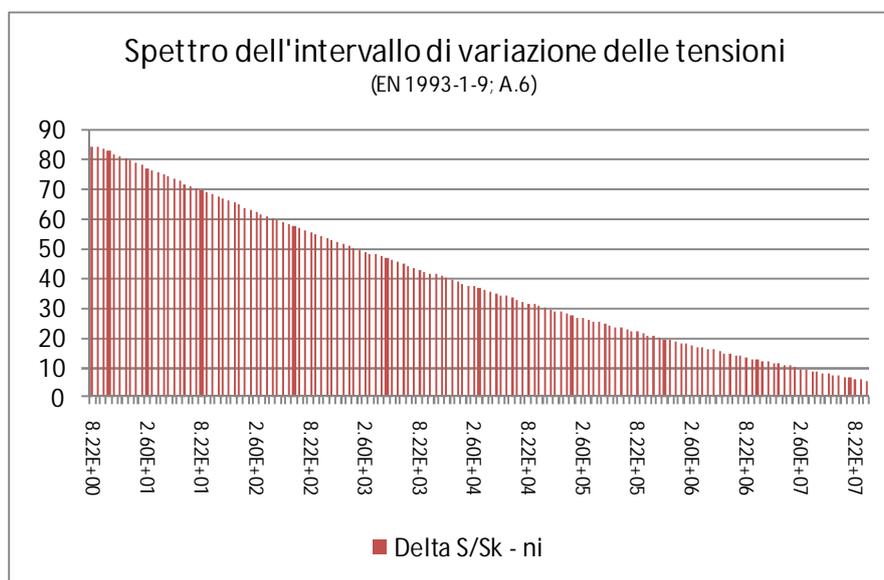


Figura 8-10 - Numero di cicli di carico da raffica (cumulata) per un effetto DS/Sk

8.4.1.2 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:

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

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.

8.4.2 Verifica a fatica delle sezioni saldate

La verifica è stata condotta determinando la tensione caratteristica indotta dall'applicazione del carico da vento e da buffeting, campionata in corrispondenza ai quattro vertici della sezione in oggetto. A partire da tale valore caratteristico, sia in termini di tensione normale, sia in termini di tensione tangenziale, attraverso l'applicazione della procedura sopra descritta, si calcolano gli intervalli di variazione delle tensioni ad ampiezza costante ed il conseguente danno.

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

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

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

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 - OrizzSupNodo

	Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
(1)	0	40	0	38	0	-345
(2)	0	0	0	0	0	2
(3)	0	0	0	0	0	2
(4)	0	0	0	0	0	2

Sollecitazioni Fatica - OrizzInfNodo

	Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
(1)	0	90	0	13	0	-555
(2)	-1	-1	0	0	0	3
(3)	-1	-1	0	0	0	4
(4)	-1	-1	0	0	0	4

Sollecitazione Fatica - Sez base

	Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
(1)	0	0	141	-1070	-1057	0
(2)	0	0	-1	6	8	0
(3)	0	0	-1	7	7	0
(4)	0	0	-1	7	7	1

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.

Sezione B:

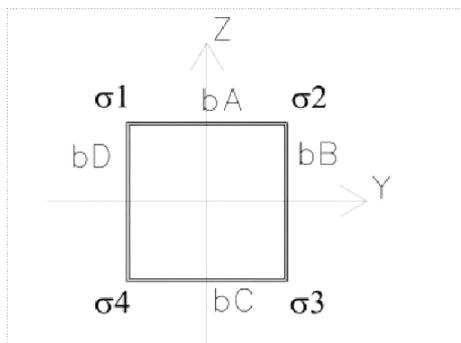
Verifica Tensionale (Sezione Lorda - valida per sez. di classe 4 con $r \geq 0.50$)

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

Azioni di verifica agli SLE:

Sez Verifica		Geometria del profilo in acciaio:										
		L_y (m)	L_z (m)	s (m)	A (m ²)	I_y (m ⁴)	I_z (m ⁴)	W_y (m ³)	W_z (m ³)	S^*_{Vy} (m ²)	S^*_{Vz} (m ²)	$2*W*t$ (m ³)
B	OrizzInfNodo	0.90	0.50	0.012	0.0330	0.0015	0.0037	0.0060	0.0082	0.0014	0.0014	0.0104

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

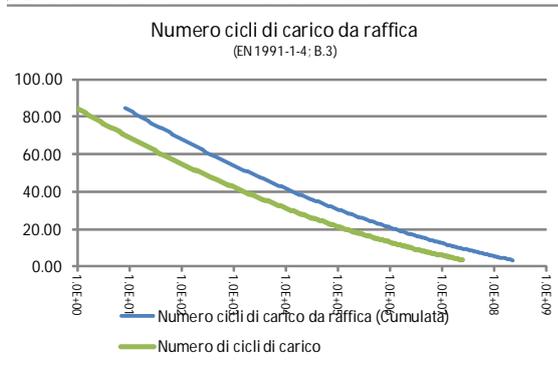
Assiale (kN)	Sollecitazioni Fatica - OrizzInfNodo					Azioni taglianti e torcenti				Tensioni risultanti:			
	VY (kN)	VZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)	Dt_1 (kN/m ²)	Dt_2 (kN/m ²)	Dt_3 (kN/m ²)	Dt_4 (kN/m ²)	Ds_1 (kN/m ²)	Ds_2 (kN/m ²)	Ds_3 (kN/m ²)	Ds_4 (kN/m ²)
0	90	0	13	0	-555	1445	-1445	3998	-3998	67261	-67261	-67261	67261
-1	-1	0	0	0	3	-74	25	-18	-30	-438	322	469	-291
-1	-1	0	0	0	4	-69	18	-23	-28	-493	378	535	-336
-1	-1	0	0	0	4	-65	11	-28	-25	-528	415	579	-364

Verifiche a fatica delle sezioni dello scatolare metallico:

Azione di fatica del vento:

Numero di cicli di carico da raffica (Ng) 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:	Pi
(-)	(-)
B	4

Cicli di carico per Buffeting:
 (British Standards; Part 1 BD 94/07, B.12)

n. veicoli/gg (-)	L (anni)	Lane allocation factors, Fi			
		F1 (-)	F2 (-)	F3 (-)	F4 (-)
7000	50	0.40	0.40	0.20	0.00

Azioni cicliche: (-)	n. di cicli (-)	Ds _k (MPa)	Dt _k (MPa)
Fatica_Vento	-	67.26	4.00
Fatica_BuffetingL1	3.20E+08	0.29	0.03
Fatica_BuffetingL2	3.20E+08	0.34	0.03
Fatica_BuffetingL3	1.60E+08	0.36	0.03

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) (-)
36	2.00E+06	26.5	5.00E+06	80	2.00E+06

g _{Mf} (-)	g _f (-)
1.35	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	0.03	0.04	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
S(X)*g_{Mf}*g_f			0.037	

Sezione F (Base):

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

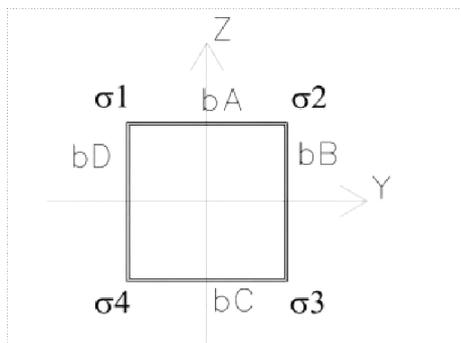
(EN 1993-1-1; EN 1993-1-9)

Azioni di verifica agli SLE:

Sez Verifica		Geometria del profilo in acciaio:		
		L_y (m)	L_z (m)	s (m)
I	Sez base	0.90	1.40	0.015

A	I_y	I_z	W_y	W_z	S^*_{vy}	S^*_{vz}	$2*W*t$
(m ²)	(m ⁴)	(m ⁴)	(m ³)	(m ³)	(m ²)	(m ²)	(m ³)
0.0681	0.0194	0.0099	0.0277	0.0219	0.0047	0.0047	0.0368

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



Determinazione dei D_s negli spigoli della sezione:

Variazione di tensione nei vertici della sezione rettangolare

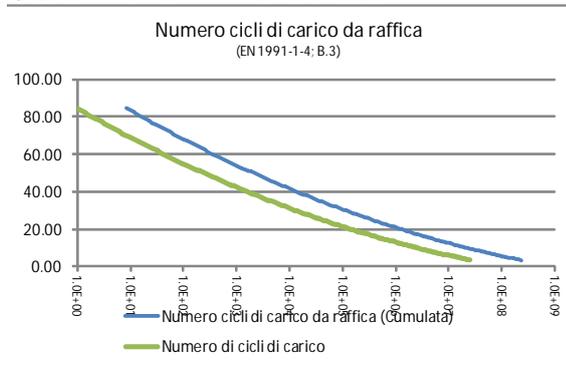
Solllecitazione Fatica - Sez base						Azioni taglianti e torcenti				Tensioni risultanti:			
Assiale	VY	VZ	Torcente	MY	MZ	Dt_1	Dt_2	Dt_3	Dt_4	Ds_1	Ds_2	Ds_3	Ds_4
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)
0	0	141	-1070	-1057	0	31376	-26797	-26797	31376	38171	38171	-38171	-38171
0	0	-1	6	8	0	-190	155	138	-172	-281	-252	293	264
0	0	-1	7	7	0	-211	178	158	-191	-270	-232	281	243
0	0	-1	7	7	1	-224	194	171	-201	-258	-210	268	220

Verifiche a fatica delle sezioni dello scatolare metallico:

Azione di fatica del vento:

Numero di cicli di carico da raffica (Ng) 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:	Pi
(-)	(-)
1	4

Cicli di carico per Buffeting:

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

n. veicoli/gg (-)	L (anni)	Lane allocation factors, Fi			
		F1 (-)	F2 (-)	F3 (-)	F4 (-)
7000	50	0.40	0.40	0.20	0.00

Azioni cicliche: (-)	n. di cicli (-)	Ds _k (MPa)	Dt _k (MPa)
Vento	-	38.17	31.38
BuffetingL1	3.20E+08	0.26	0.17
BuffetingL2	3.20E+08	0.24	0.19
BuffetingL3	1.60E+08	0.22	0.20

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) (-)
36	2.00E+06	26.5	5.00E+06	80	2.00E+06

g _{Mf} (-)	g _f (-)
1.35	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 (-)
Vento	0.00	0.00	0.00	0.00
BuffetingL1	0.00	0.00	0.00	0.00
BuffetingL2	0.00	0.00	0.00	0.00
BuffetingL3	0.00	0.00	0.00	0.00
S(X)*g_{Mf}*g_f			0.001	

La verifica è ampiamente soddisfatta.

Nelle verifiche precedenti, si sono assunti i dati specifici per le saldature a cordone d'angolo utilizzando la categoria di particolare "80" per le sollecitazioni taglianti, "36" per quelle normali.

8.4.3 Verifica a fatica delle giunzioni bullonate

La verifica è stata condotta determinando la tensione caratteristica indotta dall'applicazione del carico da vento e da buffeting, sul bullone più sollecitato. A partire da tale valore caratteristico, sia in termini di tensione normale, sia in termini di tensione tangenziale, attraverso l'applicazione della procedura sopra descritta, si calcolano gli intervalli di variazione delle tensioni ad ampiezza costante ed il conseguente danno.

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

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

Si evidenzia che, in virtù della presenza del pretiro agente sui bulloni della connessione interne, 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.

Si omette il pretiro nei tirafondi a causa della presenza dei bulloni di serraggio accoppiati ai controdati inferiori.

8.4.3.1 Verifica a fatica bullonatura Sez B:

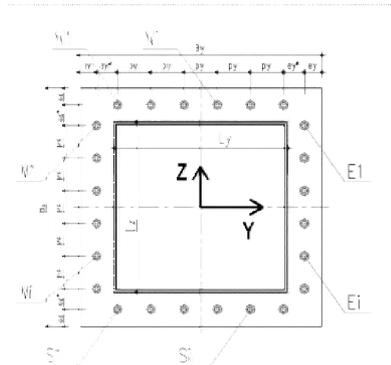
Verifica a fatica delle Giunzioni bullonate:

(EN 1993-1-9; 7.1)

Azioni di verifica agli SLE:

Sez Verifica	OrizzInfNodo	Geometria del profilo in acciaio:		
		L _y (m)	L _z (m)	s (m)
B	OrizzInfNodo	0.90	0.50	0.012

Sollecitazioni Fatica - OrizzInfNodo						
Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	VYZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
Fatica_Vento (1)	0	90	0	90	13	0
Fatica_BuffetingL1 (2)	-1	-1	0	1	0	0
Fatica_BuffetingL2 (3)	-1	-1	0	1	0	0
Fatica_BuffetingL3 (4)	-1	-1	0	1	0	0



Geometria del giunto bullonato (piastra):

Numero dei bulloni		F BULLONE				A _{NOM} BULLONE				F BULL-FILETTO				A _{RES} BULLONE			
Π _{N-S} (-)	Π _{E-W} (-)	(mm)	(mm ²)	(mm)	(mm ²)	(mm)	(mm ²)	(mm)	(mm ²)	(mm)	(mm ²)	(mm)	(mm ²)	(mm)	(mm ²)		
10	6	24	452	21.2	353												
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)									
1.1	0.7	0.03	0.05	0	0.05	0	0.1111	0.1200									

Sollecitazioni indotte dalla presso-flessione deviata:

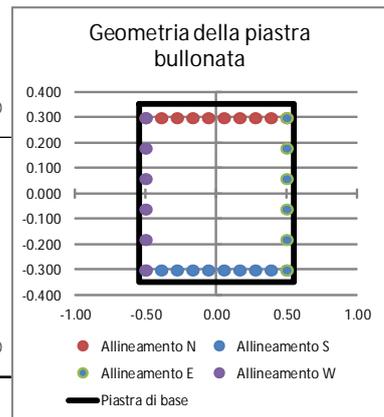
Procedura A)

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 ²)	I _{Y-G} TOTALE (m ⁴)	I _{Z-G} TOTALE (m ⁴)
0.00988	0.000686	0.001425

	N _{MIN} (Compress) (kN)	N _{MAX} (Traz) (kN)
Fatica_Vento	-68.68	68.68
Fatica_BuffetingL1	-0.47	0.44
Fatica_BuffetingL2	-0.54	0.49
Fatica_BuffetingL3	-0.59	0.53



Procedura B)

Azioni sui bulloni - Bulloni sollecitati solo a trazione:

(Sollecitazione determinata in presso-flessione deviata)

Analisi B) significativa (-)	s _C (Mpa)	s _S (Mpa)
s	5.70	173
	0.00	0
	0.00	0
	0.00	0

	N _{MAX} (Traz) (kN)
Fatica_Vento	61.07
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 _L MAX (kN)
V _{YI} (kN)	V _{ZI} (kN)	V _{YI} MAX (kN)	V _{ZI} MAX (kN)	
3.21	0.00	0.67	1.11	4.03
-0.03	-0.01	0.01	0.02	0.05
-0.02	-0.01	0.01	0.02	0.05
-0.02	-0.01	0.01	0.02	0.04

Variazione tensionale per effetto dei singoli carichi ciclici:

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

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

$F_{P,C}$	Pretensione
(kN)	(-)
180	S

Rigidezza assiale del bullone e della lamiera:

K_{BULL}	K_{LAM}	$r=K_{LAM}/K_{BULL}$
(kN/m)	(kN/m)	(-)
1098222.222	8785777.778	4

	$D_{N_{MAX}}$ (kN)	$D_{N_{MAX-BULLONE}}$ (kN)	D_s TRAZ-RIDOTTA* (MPa)	D_t (MPa)
Fatica_Vento	69	14	39	11
Fatica_BuffetingL1	0	0	0	0
Fatica_BuffetingL2	0	0	0	0
Fatica_BuffetingL3	1	0	0	0

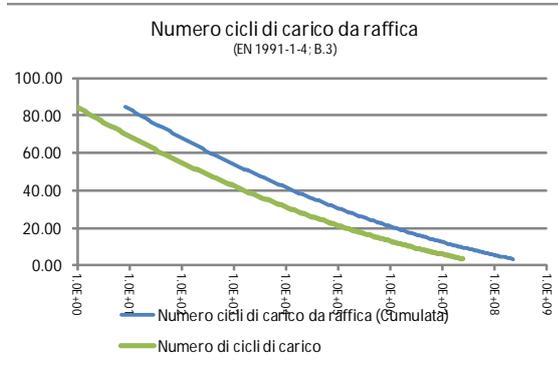
* NOTA: trattazione valida se l'azione di trazione sul bullone (SLE Rara) è inferiore al precarico $F_{P,C}$

Verifiche a fatica delle giunzioni bullonate:

Azione di fatica del vento:

Numero di cicli di carico da raffica (Ng) per effetto DS/S_k (Cumulata - V_N=50 anni)
 (EN 1991-1-4; B3)

$$\frac{N_g}{S_k} = 2,7 \times 10^6 (\log(N_g))^2 - 17,4 \times \log(N_g) + 100$$



Sez. Verifica:

(-)

B

Cicli di carico per Buffeting:

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

n. veicoli/gg (-)	L (anni)	Lane allocation factors, Fi			
		F1 (-)	F2 (-)	F3 (-)	F4 (-)
7000	50	0.40	0.40	0.20	0.00
Azioni cicliche: (-)	n. di cicli (-)	DS _k (MPa)	Dt _k (MPa)		
Vento	-	38.91	11.41		
BuffetingL1	3.20E+08	0.25	0.15		
BuffetingL2	3.20E+08	0.28	0.14		
BuffetingL3	1.60E+08	0.30	0.12		

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 _f (-)				
1.35	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 (-)
Vento	0.00	0.00	0.00	0.00
BuffetingL1	0.00	0.00	0.00	0.00
BuffetingL2	0.00	0.00	0.00	0.00
BuffetingL3	0.00	0.00	0.00	0.00
S(X)*g_{Mf}*g_f		0.000		

La verifica è ampiamente soddisfatta.

8.4.3.2 Verifica a fatica bullonatura Sez F - Ancoraggio di base:

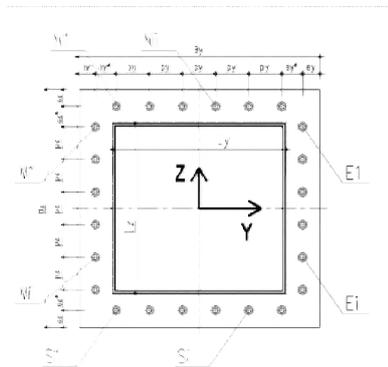
Verifica a fatica delle Giunzioni bullonate:

(EN 1993-1-9: 7.1)

Azioni di verifica agli SLE:

Sez Verifica		Geometria del profilo in acciaio:		
		L_y (m)	L_z (m)	s (m)
I	Sez base	0.90	1.40	0.015

		Sollecitazione Fatica - Sez base						
		Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	VYZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
Vento	(1)	0	0	141	141	-1070	-1057	0
BuffetingL1	(2)	0	0	-1	1	6	8	0
BuffetingL2	(3)	0	0	-1	1	7	7	0
BuffetingL3	(4)	0	0	-1	1	7	7	1



Geometria del giunto bullonato (piastra):

Numero dei bulloni		F BULLONE				A RES BULLONE								
n_{N-S}	n_{E-W}	(mm)	$A_{NOM BULLONE}$ (mm ²)	$F_{BULL FILETTO}$ (mm)	$A_{RES BULLONE}$ (mm ²)	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)
7	11	30	707	26.7	561	1.3	1.8	0.03	0.1	0.1	0.1	0.125	0.1500	0.1350

Sollecitazioni indotte dalla presso-flessione deviata:

Procedura A)

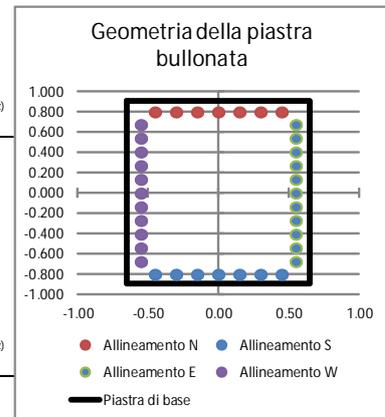
Azioni sui bulloni - Bulloni sollecitati in compressione e trazione:

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

$A_{RES_BULLONATURA}$ (m ²)	$I_{Y_G_TOTALE}$ (m ⁴)	$I_{Z_G_TOTALE}$ (m ⁴)
0.02020	0.007276	0.004440

Vento
 BuffetingL1
 BuffetingL2
 BuffetingL3

N_{MIN} (Compress) (kN)	N_{MAX} (Traz) (kN)
-65.18	65.18
-0.49	0.47
-0.47	0.45
-0.45	0.43



Procedura B)

Azioni sui bulloni - Bulloni sollecitati solo a trazione:

(Sollecitazione determinata in presso-flessione deviata)

Analisi B) significativa (-)	S_C (Mpa)	S_S (Mpa)
s	2.57	96
	0.00	0
	0.00	0
	0.00	0

Vento
 BuffetingL1
 BuffetingL2
 BuffetingL3

N_{MAX} (Traz) (kN)
53.86
0.00
0.00
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	3.91	-34.57	-28.17	47.16
-0.01	-0.03	0.19	0.16	0.28
-0.01	-0.03	0.22	0.18	0.31
-0.01	-0.03	0.23	0.19	0.33

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
(-)	(MPa)	(MPa)
10.9	1000	210000

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

Rigidezza assiale del bullone e della lamiera:

K_{BULL}	K_{LAM}	$\Gamma = K_{LAM}/K_{BULL}$
(kN/m)	(kN/m)	(-)
1745333.333	13962666.67	4

	$D_{N_{MAX}}$ (kN)	$D_{N_{MAX-BULLONE}}$ (kN)	D_s TRAZ-RIDOTTA* (MPa)	D_t (MPa)
Vento	65	65	116	84
BuffetingL1	0	0	1	0
BuffetingL2	0	0	1	1
BuffetingL3	0	0	1	1

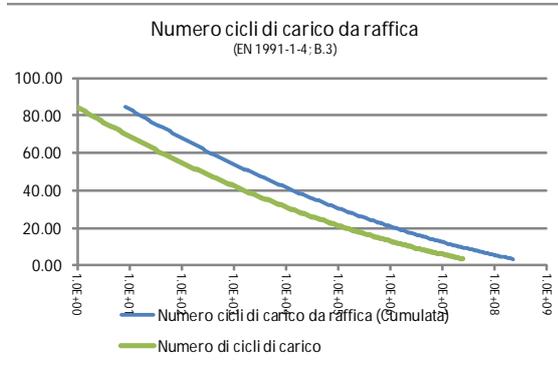
* NOTA: trattazione valida se l'azione di trazione sul bullone (SLE Rara) è inferiore al prearico $F_{p,c}$

Verifiche a fatica delle giunzioni bullonate:

Azione di fatica del vento:

Numero di cicli di carico da raffica (Ng) per effetto DS/S_k (Cumulata - V_N=50 anni)
 (EN 1991-1-4; B3)

$$\frac{N_s}{S_k} = 2,7 \times 10^6 (\log(N_g))^2 - 17,4 \times \log(N_g) + 100$$



Sez. Verifica:

(-)

Cicli di carico per Buffeting:

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

n. veicoli/gg (-)	L (anni)	Lane allocation factors, Fi			
		F1 (-)	F2 (-)	F3 (-)	F4 (-)
7000	50	0.40	0.40	0.20	0.00
Azioni cicliche: (-)	n. di cicli (-)	DS _k (MPa)	Dt _k (MPa)		
Vento	-	116.18	84.06		
BuffetingL1	3.20E+08	0.84	0.49		
BuffetingL2	3.20E+08	0.80	0.55		
BuffetingL3	1.60E+08	0.76	0.58		

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 _f (-)				
1.35	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 (-)
Vento	0.10	0.13	0.00	0.00
BuffetingL1	0.00	0.00	0.00	0.00
BuffetingL2	0.00	0.00	0.00	0.00
BuffetingL3	0.00	0.00	0.00	0.00
S(X)*g_{Mf}*g_f		0.132		

La verifica è ampiamente soddisfatta.