

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO

POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA
AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA

"PASSANTE DI BOLOGNA"

PROGETTO DEFINITIVO

AUTOSTRADA A14 / TANGENZIALE

OPERE COMPLEMENTARI

SEGNALETICA FISSA

RELAZIONE DI CALCOLO PORTALE TIPO "B"

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

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

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

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

IL DIRETTORE TECNICO

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

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO

ORDINATORE

RIFERIMENTO PROGETTO

RIFERIMENTO DIRETTORIO

RIFERIMENTO ELABORATO

--

Codice Commessa
111465

Lotto, Sub-Prog.
Cod. Appalto
0000

Fase
PD

Capitolo
AU

Paragrafo
OPC

W B S
SS000

Parte d'opera
00000

Tip.
R

Disciplina
S T R

Progressivo
0155

Rev.
- 0

SCALA
-



PROJECT MANAGER:

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

SUPPORTO SPECIALISTICO:

REVISIONE

n.	data
0	SETTEMBRE 2020
1	-
2	-
3	-
4	-

REDATTO:

VERIFICATO:

VISTO DEL COMMITTENTE



IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Fabio Visintin

VISTO DEL CONCEDENTE



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

Sommario

1	INTRODUZIONE.....	5
2	RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI.....	8
3	MATERIALI	9
3.1	CONGLOMERATI CEMENTIZI	9
3.2	ACCIAIO AD ADERENZA MIGLIORATA	9
3.3	ACCIAIO DA CARPENTERIA	10
3.4	BULLONI AD ALTA RESISTENZA	10
3.5	SALDATURE	10
3.6	CLASSE DI ESECUZIONE	10
4	SOFTWARE DI CALCOLO	11
4.1	CODICI UTILIZZATI	11
4.2	VALIDAZIONE DEI PROGRAMMI DI CALCOLO	11
5	CARICHI DI PROGETTO	12
5.1	ELENCO DELLE CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI	12
5.2	VALUTAZIONE DELLE AZIONI SULLA STRUTTURA	12
5.2.1	<i>Carichi permanenti - Pesi propri e permanenti portati (g_1-g_2)</i>	12
5.2.2	<i>Azioni dei carichi variabili (Q_{ak})</i>	14
5.2.3	<i>Azioni del vento (Q_{wk})</i>	14
5.2.4	<i>Azioni di Buffeting</i>	23
5.2.5	<i>Carico da neve</i>	27
5.2.6	<i>Temperatura</i>	27
5.2.7	<i>Azione sismica (E_k)</i>	28
6	COMBINAZIONI DI CARICO	31
6.1	COMBINAZIONI PER GLI S.L.U.	31
6.2	COMBINAZIONI PER GLI S.L.E.	32
7	ANALISI STRUTTURALE	33
7.1	GENERALITÀ	33
7.2	CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE ELEMENTARI	34
7.3	INVILUPPO DELLE CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE	41
7.3.1	<i>Enve SLU - A1</i>	41
7.3.2	<i>Enve SLE - Caratteristica</i>	42
7.3.3	<i>Enve Sisma - SLV</i>	44
7.4	SPOSTAMENTI	45
7.5	AZIONI IN FONDAZIONE	48
7.5.1	<i>Fondazioni per posa su terreno pianeggiante</i>	50
7.5.2	<i>Fondazioni per posa su rilevato</i>	51
8	VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITÀ.....	53
8.1	STRUTTURA METALLICA IN ELEVAZIONE	53
8.1.1	<i>Sollecitazioni di verifica</i>	53
8.1.2	<i>Verifica delle sezioni in acciaio</i>	55
8.1.3	<i>Verifica delle saldature a cordone d'angolo</i>	59
8.1.4	<i>Verifica dei giunti di connessione</i>	61
8.1.4.1	Verifica del giunto "Sez A"	61
8.1.4.2	Verifica del giunto "Sez C" - Connessione di base	66
8.1.4.3	Ancoraggio alle strutture di fondazione	71

8.2	VERIFICHE PER AZIONI CICLICHE - FATICA.....	76
8.2.1	<i>Generalità</i>	76
8.2.1.1	Azioni da fatica del vento	78
8.2.1.2	Azioni da fatica indotti dal transito veicolare - Buffeting.....	79
8.2.2	<i>Verifica a fatica delle sezioni saldate</i>	79
8.2.3	<i>Verifica a fatica delle giunzioni bullonate</i>	83
8.2.3.1	Verifica a fatica bullonatura Sez A.....	84
8.2.3.2	Verifica a fatica bullonatura Sez C - Ancoraggio di base	88
9	PLINTO E PALI DI FONDAZIONE	92
9.1	DESCRIZIONE E IPOTESI DI CALCOLO	92
9.1.1	<i>Verifica dei pali di fondazione</i>	93
9.1.2	<i>Verifica del plinto di fondazione</i>	94
9.2	VERIFICA GEOTECNICA DELLE FONDAZIONI	95
10	VALIDAZIONE DEI RISULTATI DEL CALCOLO	96

Indice delle Tabelle e delle Figure

FIGURA 1-1 - VISTA 3D DEL PORTALE	5
FIGURA 1-2 - VISTA FRONTALE DEL PORTALE	6
FIGURA 1-3 - VISTA LATERALE DEL PORTALE.....	6
FIGURA 1-4 - DETTAGLIO DELLA CONNESSIONE ALLA BASE	7
FIGURA 5-1 - PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	13
FIGURA 5-2 - PESI PERMANENTI PORTATI	14
FIGURA 5-3 - AZIONI DEL VENTO SULLA STRUTTURA.....	23
FIGURA 5-4 - ANALISI MODALE DELLA STRUTTURA.....	23
FIGURA 5-5 - AZIONE DI BUFFETING SULLA STRUTTURA	24
FIGURA 5-6 - VARIAZIONE DELLA PRESSIONE DI BUFFETING CON LA QUOTA	25
FIGURA 5-7 - AZIONE DI BUFFETING - CORSIA 1	26
FIGURA 5-8 - CARICO DA NEVE.....	27
FIGURA 5-9 - SPETTRO DI PROGETTO DELLA COMPONENTE ORIZZONTALE E VERTICALE	30
TABELLA 6-1 - COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA PER LE COMBINAZIONI DI CARICO AGLI SLU.....	31
TABELLA 6-2 - COEFFICIENTI y_0 , y_1 E y_2 PER LE AZIONI VARIABILI	32
FIGURA 7-1 - MODELLO DI CALCOLO FEM - NUMERAZIONE DEGLI ELEMENTI	33
FIGURA 7-2 - MY (LOCAL) - PESI PROPRI	34
FIGURA 7-3 - MZ (LOCAL) - PESI PROPRI	34
FIGURA 7-4 - MY (LOCAL) – PERMANENTI PORTATI.....	35
FIGURA 7-5 - MZ (LOCAL) – PERMANENTI PORTATI.....	35
FIGURA 7-6 - MY (LOCAL) – VENTO	36
FIGURA 7-7 - MZ (LOCAL) – VENTO	36
FIGURA 7-8 - Mx TORCENTE (LOCAL) – VENTO.....	37
FIGURA 7-9 - MY (LOCAL) – NEVE	38
FIGURA 7-10 - Mz (LOCAL) – NEVE	38
FIGURA 7-11 - MY (LOCAL) - BUFFETING L1	39
FIGURA 7-12 - Mz (LOCAL) - BUFFETING L1	39
FIGURA 7-13 - MY (LOCAL) - BUFFETING L2	40
FIGURA 7-14 - Mz (LOCAL) - BUFFETING L2	40
FIGURA 7-15 - MY (LOCAL)	41
FIGURA 7-16 - Mz (LOCAL)	41
FIGURA 7-17 – Mx TORCENTE (LOCAL)	42
FIGURA 7-18 - MY (LOCAL)	42
FIGURA 7-19 - Mz (LOCAL)	43
FIGURA 7-20 – Mx TORCENTE (LOCAL)	43
FIGURA 7-21 - MY (LOCAL)	44
FIGURA 7-22 - Mz (LOCAL)	44
FIGURA 7-23 – Mx TORECENTE (LOCAL).....	45
FIGURA 7-24 - SPOSTAMENTI VERTICALI MASSIMI	46
FIGURA 7-25 - SPOSTAMENTI ORIZZONTALI MASSIMI	47
FIGURA 7-26 - CARPENTERIA DEL PLINTO DI FONDAZIONE - POSA SU TERRENO PIANEGGIANTE.....	48
FIGURA 7-27 - CARPENTERIA DEL PLINTO DI FONDAZIONE - POSA SU RELEVATO	49
FIGURA 8-1 - SEZIONI DI VERIFICA	53
FIGURA 8-2 - GEOMETRIA DELLE SEZIONI DI VERIFICA	54
FIGURA 8-3 - AZIONI DI VERIFICA	54
FIGURA 8-4 - CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI DI VERIFICA	56
FIGURA 8-5 - SEZIONI DI VERIFICA - GIUNZIONI BULLONATE	61
FIGURA 8-6 - GIUNTO BULLONATO - SEZ A.....	62
FIGURA 8-7 - MODELLO TRIDIMENSIONALE DEL GIUNTO	65
FIGURA 8-8 - SOLLECITAZIONI DI TRAZIONE DAI TIRANTI	65
FIGURA 8-9 - SOLLECITAZIONI DI COMPRESSIONE	66

FIGURA 8-10 - MAPPATURA TENSIONALE	66
FIGURA 8-11 - GIUNTO DI BASE - SEZ C.....	67
FIGURA 8-12 - MODELLO TRIDIMENSIONALE DELLA PIASTRA DI BASE.....	70
FIGURA 8-13 - SOLLECITAZIONI DI TRAZIONE DEI TIRANTI (COMB. C1)	70
FIGURA 8-14 - SOLLECITAZIONI DI COMPRESSIONE	71
FIGURA 8-15 - MAPPATURA TENSIONALE	71
FIGURA 8-16 - GIUNTO DI BASE - SEZ C.....	72
FIGURA 8-17 - SPETTRO DELL'INTERVALLO DI VARIAZIONE DELLE TENSIONI	76
FIGURA 8-18 - CURVE DI RESISTENZA A FATICA S-N PER TENSIONI NORMALI E TANGENZIALI	77
FIGURA 8-19 - DETERMINAZIONE DEL NUMERO DI CICLI A ROTTURA PER D_s ASSEGNATO	77
FIGURA 8-20 - NUMERO DI CICLI DI CARICO DA RAFFICA PER UN EFFETTO D_s/S_k	78
FIGURA 8-21 - NUMERO DI CICLI DI CARICO DA RAFFICA (CUMULATA) PER UN EFFETTO D_s/S_k	79
FIGURA 9-1 - SEZIONI DEL PLINTO DI FONDAZIONE - TERRENO PIANEGGIANTE.....	92
FIGURA 9-2 - SEZIONI DEL PLINTO DI FONDAZIONE - POSA SU RILEVATO	93
FIGURA 9-3 - MECCANISMO RESISTENTE A TIRANTE-PUNTONE	94
FIGURA 9-4 - INDIVIDUAZIONE QUALITATIVA IN PIANTA DEL PUNTONE	94

1 INTRODUZIONE

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

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

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

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

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

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

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

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

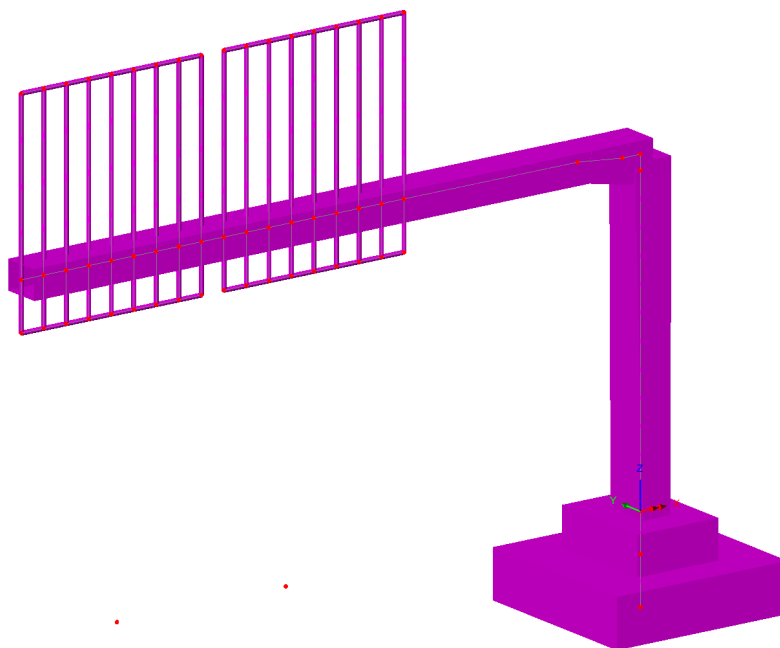


Figura 1-1 - Vista 3D del portale

La struttura dei cartelloni è costituita da una lamiera di spessore massimo $s=3$ mm. Le analisi sono state effettuate nell'ipotesi che il massimo numero di cartelloni posizionabili sia pari a due, aventi la geometria schematizzata nell'immagine precedente e dettagliata negli elaborati grafici a corredo. La superficie massima esposta al vento è pari a $4.00 \times 4.50 = 18$ m² (BxH) per ciascun cartellone; complessivamente 36 m².

Nel prosieguo della relazione si riporteranno, per brevità, le immagini di carpenteria del portale con fondazione per posa su terreno pianeggiante, omettendo, tranne nei capitoli dedicati alle verifiche delle fondazioni, quelle della tipologia prevista per la posa su rilevato. Si chiarisce che, le due strutture, risultano perfettamente

identiche per la parte metallica e di cartellonistica. Risulta pure univoco il calcolo della pressione del vento agente in quanto, ai fini della verifica della struttura, la direzione significativa del flusso è quella perpendicolare alla parete cartellonata che non risente della posa su rilevato (ct=1).

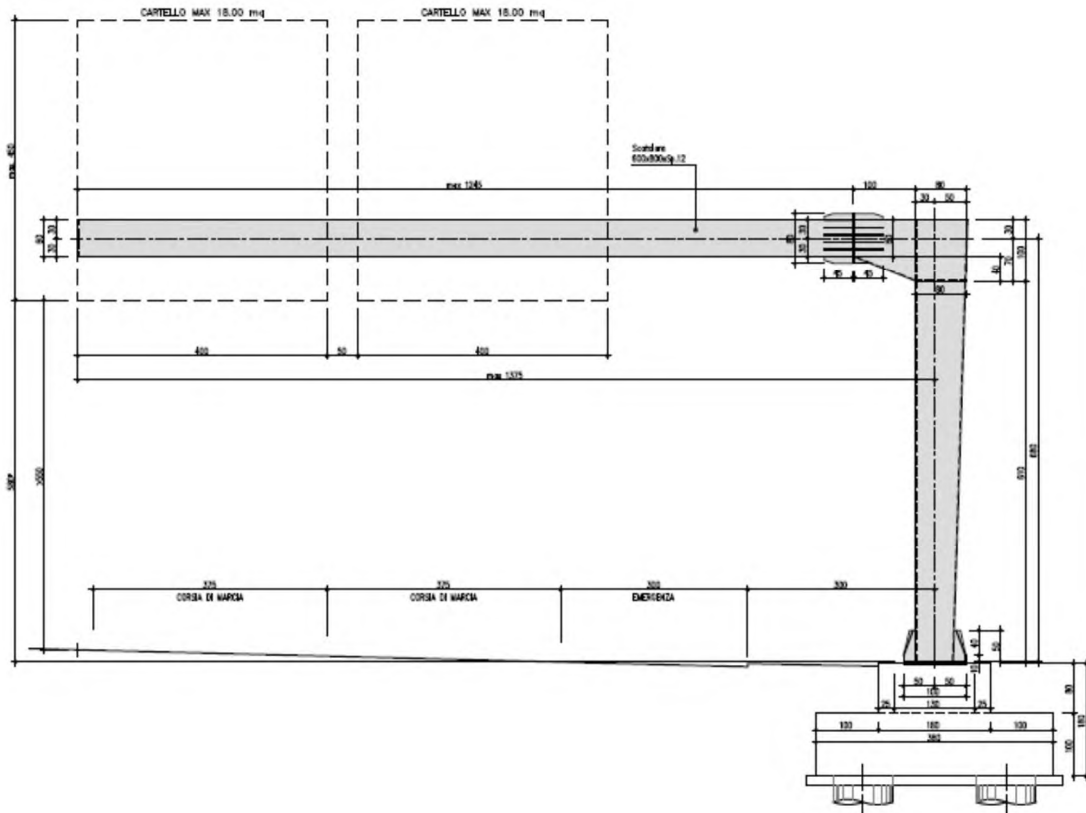


Figura 1-2 - Vista frontale del portale

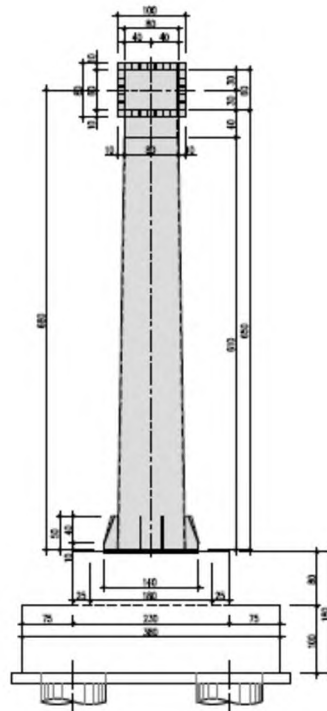


Figura 1-3 - Vista laterale del portale

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

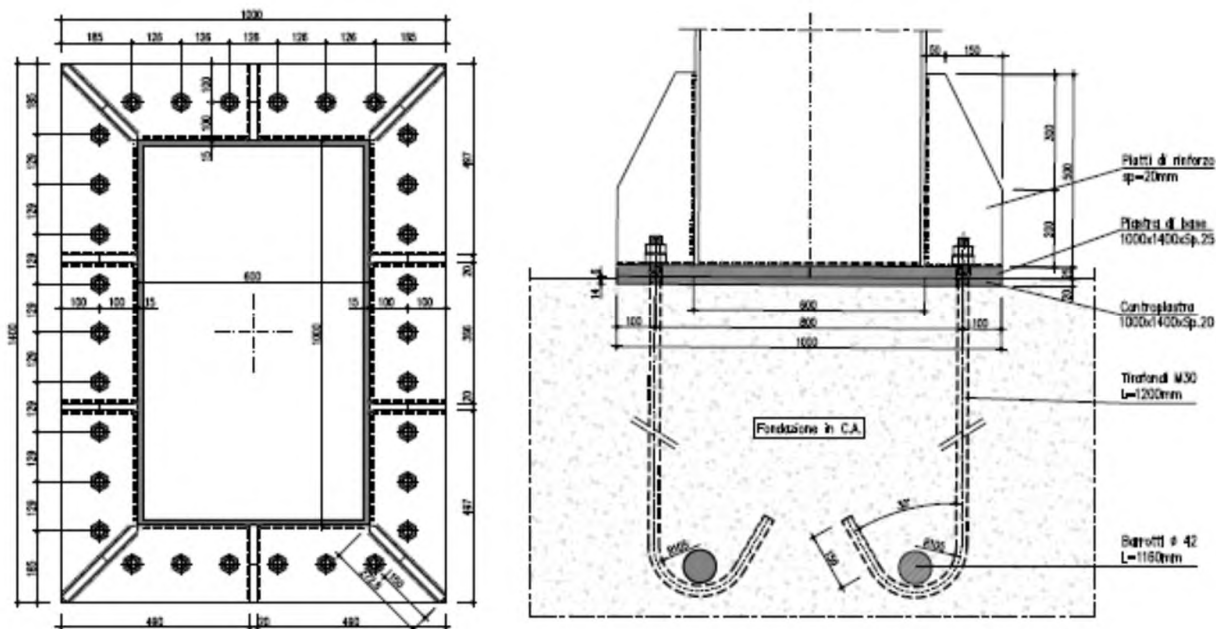


Figura 1-4 - Dettaglio della connessione alla base

Per ulteriori dettagli si rimanda ai pertinenti disegni di progetto.

2 RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI

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

Normative e prescrizioni emesse dallo Stato Italiano:

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

Normativa Europea ed estera:

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

Articoli e pubblicazioni:

- XII. **Setrà** - Sign bridges: improvement of their wind resistance - Engineering Structures Techniques Centre (CTOA). J. Berthelley
- XIII. **Designers' Guide to EN 1993-2**. C.R. Hendy and C.J. Murphy (Thomas Telford Publishing)
- XIV. **Internatinonal Journal of Mechanical Engineering Education 33/4**: Theoretical analysis of preloaded bolted joints subjected to cyclic loading - Josè Maria Minguéz 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	$f_{tk} \geq 430 \text{ MPa}$
tensione di snervamento	$f_{yk} \geq 275 \text{ MPa}$
Resistenza di progetto	$f_{yd} = 262 \text{ MPa}$
Coefficiente di espansione termica lineare	$\alpha = 1.2 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$

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

3.4 BULLONI AD ALTA RESISTENZA

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

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

Tirafondi:

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

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.

3.6 CLASSE DI ESECUZIONE

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

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. 14.5.7**", fornito da F.E.A. Ltd (U.K.) su piattaforma Windows XP Professional; il pacchetto software comprende pre-post processore grafico interattivo destinato all'input della geometria di base ed all'interpretazione dei risultati di output, ed un risolutore ad elementi finiti in campo lineare e non lineare. Lo stesso solutore è impiegato per le analisi effettuate con riferimento allo studio della fase sismica.

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**.

4.2 VALIDAZIONE DEI PROGRAMMI DI CALCOLO

Ai sensi del punto 10.2 delle NTC 2018, si dichiara quanto segue, relativamente all'impiego di strumenti di calcolo automatizzati.

L'analisi strutturale e le verifiche sono state sviluppate con l'ausilio di codici di calcolo, cui criteri di impiego sono dettagliatamente descritti nei vari capitoli della presente relazione.

Il codice di calcolo commerciale Lusas è dotato di Verification Manual, ovvero della specifica raccolta di esempi rappresentativi, validati attraverso l'impiego di metodologie di verifica indipendente.

La correttezza dei risultati ottenuti per mezzo di altri strumenti di calcolo automatico viene di volta in volta valutata mediante metodologie alternative.

Per una verifica puntuale si rimanda al Cap. 10.

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.

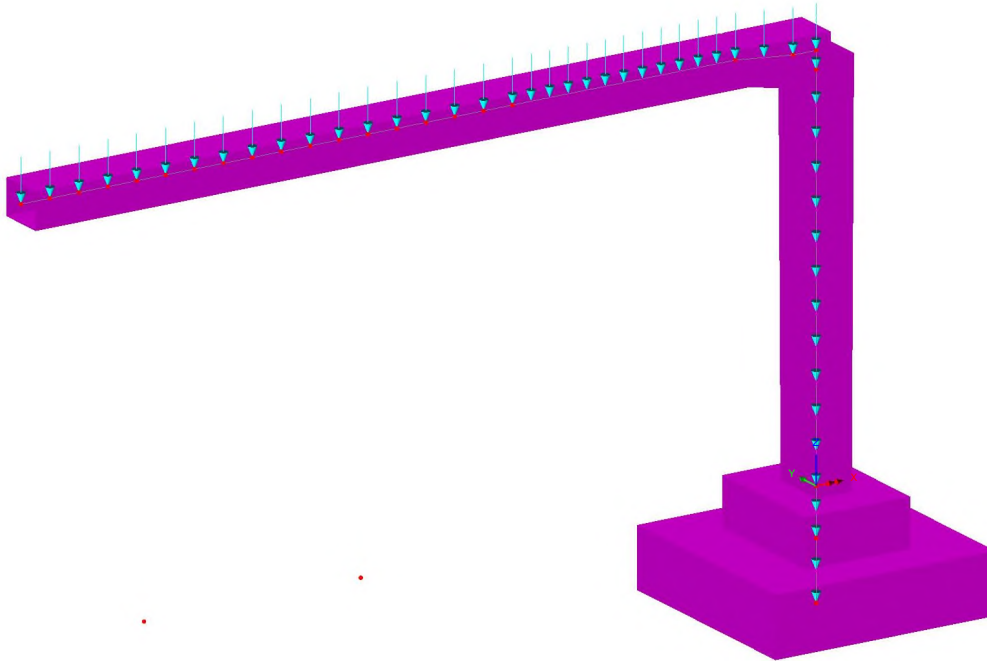


Figura 5-1 - Peso proprio degli elementi strutturali

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

Si sono assunti cartelloni aventi le dimensioni geometriche massime esplicitate nei paragrafi precedenti, per complessivi 36 m²; e di spessore costante pari a 0.003 m.

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

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

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

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

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

- Cartellone:78.50 x 0.003= 0.2355 kN/m²
- Tubolari metallici:.....78.50 x 0.002513= 0.1973 kN/m

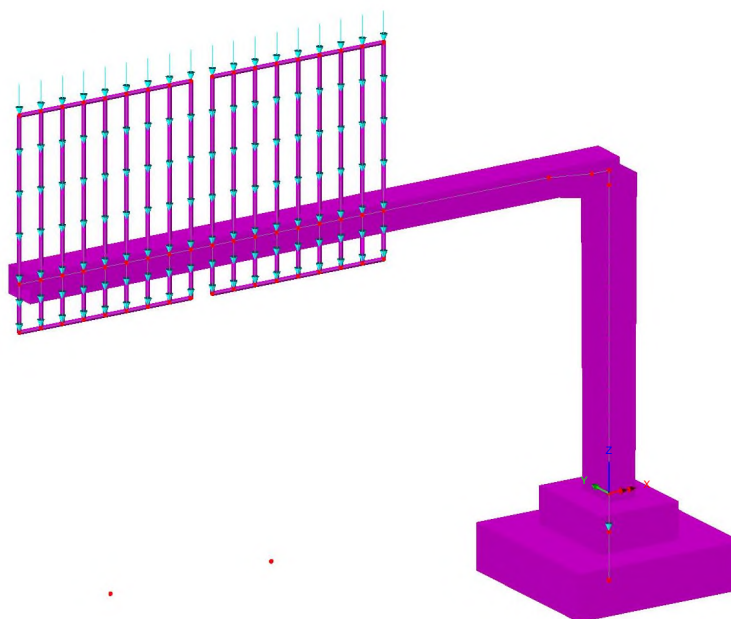


Figura 5-2 - Pesi permanenti portati

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

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

Tale azione risultante si applica nel baricentro della fondazione.

Posa su rilevato:

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

Tale azione risultante si applica nel baricentro della fondazione.

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

5.2.2 Azioni dei carichi variabili (Q_{ak})

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

5.2.3 Azioni del vento (Q_{wk})

Le azioni del vento sono valutate in base alle indicazioni riportate in UNI EN 1991-1-4 (Appendici nazionali 24.09.2010), specializzate per le strutture in progetto ed in dettaglio relative alla determinazione delle azioni

del vento su strutture allungate a sezione quadrata/rettangolare (montante del portale e mensola) e su insegne.

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

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

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

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

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

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

Si riassumono in forma tabellare i risultati ottenuti:

Montante verticale:

Calcolo parametri di base	
Categoria sito	II I-II-III-IV-V (categorie secondo NAD EN 1991-1-4)
Zona	3 UNI EN 1991-1-4
a_s	450 m - quota sito
v_{b0}	27 4.1.(1) P
a_0	500 m (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
k_a	0.02 1/s (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
v_{b0}	27 4.1.(1) P
v_b	27.0 velocità di base del vento
C_{dir}	1.00 4.2.(2) P - nota 2
C_{season}	1.00 4.2.(2) P - nota 3
C_r	0.93 Coeff. Rugosità terreno (EN 1991-1-4 §4.3.2)
$C_r(0)$	0.83 Coeff. Rugosità terreno, q_0 (EN 1991-1-4 §4.3.2)
C_{scd}	1.00 fattore di struttura
k_1	1.00 fattore di turbolenza (valore raccomandato da N.A.D.)
C_o	1.00 coeff. orografia EN 1991-1-4 §4.3.1 e Annex A3
T_r	50 periodo di ritorno
k_1	0.14
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)
$v_m(z)$	25.2 Velocità media del vento quota z max
$v_m(0)$	22.5 Velocità media del vento quota p.c.
s_v	5.13 scarto comp. turbolenta vel. vento EN 1991-1-4 §4.4 (4.6)
r	1.25 densità aria (4.5 nota 2 e N.A.D.)
$I_v(z)$	0.20
$I_v(0)$	0.23
$C_e(z)$	2.1127
$q_p(z)$	962.59
$q_p(0)$	820.37

Caratteristiche pila

b	0.8 m (cfr. figura)
d	0.8 (m) EN 1991-1-4 §8.1. (5) + NAD
r	0.0001 raggio smusso (m)
Z_{max}	6.8 m quota testa pila
d/b	1.000
l/b	8.50
r/b	0.0001
l	70.00 snellezza effettiva EN 1991-1-4 cap. 7.13(2) prosp. 7.16 caso 4
C_{r,0}	2.10 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) fig. 7.23
y_r	1.00 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) fig. 7.24
y_i	0.91 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) fig. 7.36
C_r	1.91 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) (7.9)
f_{w,0}	1567.63
f_{w,(zmax)}	1839.39

Dove:

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

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

- $f_{wMAX} = 1.840$ 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: $1.840 \cdot 0.80 = 1.472$ kN/m.

Mensola orizzontale:

Calcolo parametri di base

Categoria sito	II I-II-III-IV-V (categorie secondo NAD EN 1991-1-4)
Zona	3 UNI EN 1991-1-4
a_s	450 m - quota sito
v_{b0}	27 4.1.(1) P
a_0	500 m (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
k_a	0.02 1/s (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
v_{b0}	27 4.1.(1) P
v_b	27.0 velocità di base del vento
C_{dir}	1.00 4.2.(2) P - nota 2
C_{season}	1.00 4.2.(2) P - nota 3
C_r	0.93 Coeff. Rugosità terreno (EN 1991-1-4 §4.3.2)
$C_r(0)$	0.83 Coeff. Rugosità terreno, q_0 (EN 1991-1-4 §4.3.2)
C_{scd}	1.00 fattore di struttura
k_1	1.00 fattore di turbolenza (valore raccomandato da N.A.D.)
C_o	1.00 coeff. orografia EN 1991-1-4 §4.3.1 e Annex A3
T_r	50 periodo di ritorno
k_1	0.14
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)
$v_m(z)$	25.2 Velocità media del vento quota z max
$v_m(0)$	22.5 Velocità media del vento quota p.c.
s_v	5.13 scarto comp. turbolenta vel. vento EN 1991-1-4 §4.4 (4.6)
r	1.25 densità aria (4.5 nota 2 e N.A.D.)
$l_v(z)$	0.20
$l_v(0)$	0.23
$C_e(z)$	2.1127
$q_p(z)$	962.59
$q_p(0)$	820.37

Caratteristiche pila

b	0.6 m (cfr. figura)
d	0.8 (m) EN 1991-1-4 §8.1. (5) + NAD
r	0.0001 raggio smusso (m)
Z_{max}	6.8 m quota testa pila
d/b	1.333
l/b	11.33
r/b	0.0002
l	70.00 snellezza effettiva EN 1991-1-4 cap. 7.13(2) prosp. 7.16 caso 4
C_{f,0}	1.95 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) fig. 7.23
y_r	1.00 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) fig. 7.24
y_l	0.91 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) fig. 7.36
C_f	1.77 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) (7.9)
f_{w,0}	1455.62
f_{w,(zmax)}	1707.97

Dove:

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

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

- $f_{wMAX} = 1.708 \text{ kN/m}^2$

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

Cartellone - 4.00 x 4.50 m (BxH):

Calcolo parametri di base

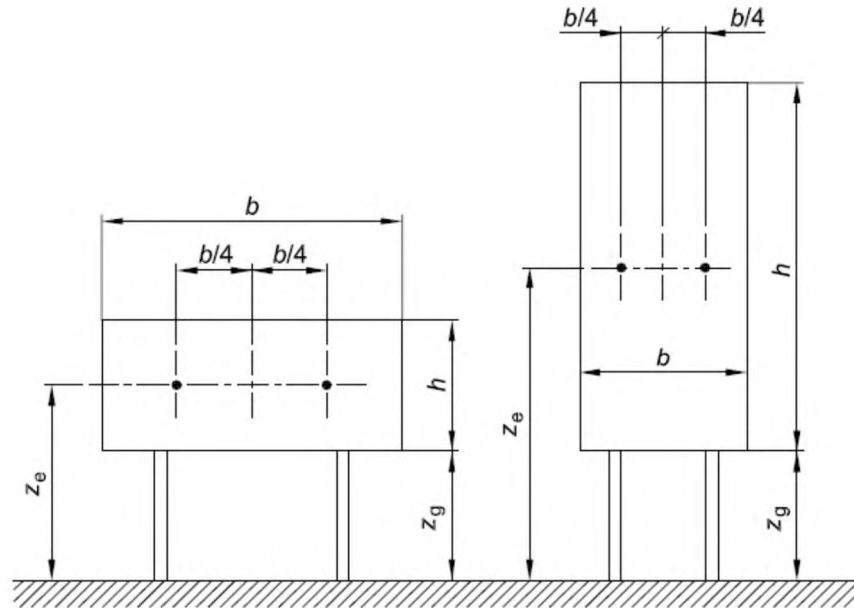
Categoria sito	II	I-II-III-IV-V (categorie secondo NAD EN 1991-1-4)
Zona	3	1-2-3-4-5-6-7-8-9
a_s	450	m - quota sito
v_{b0}		27 4.1.(1) P
a_0		500 m (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
k_a		0.02 1/s (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
v_{b0}		27 4.1.(1) P
v_b		27.0 velocità di base del vento
C_{dir}	1.00	4.2.(2) P - nota 2
C_{season}	1.00	4.2.(2) P - nota 3
$c_r(z)$		0.97 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	0.14	
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)
$v_m(z)$		26.1 Velocità media del vento
s_v		5.13 scarto comp. turbolenta vel. vento EN 1991-1-4 §4.4 (4.6)
r		1.25 densità aria (4.5 nota 2 e N.A.D.)
$l_v(z)$		0.20
$c_e(z)$		2.2162
$q_p(z)$		1009.75

Caratteristiche cartellone

b	4 Larghezza complessiva pannello
h	4.5 Altezza complessiva pannello
z_e	8.05 (m) Quota baricentro pannello
A _{ref}	18 Area di riferimento
c_f	1.8 coefficiente di forza (EN 1991-1-4 - 7.4.3(1) - (7.7))
h_{1x}	1.72 Frequenza struttura
m_e	565 kg/m massa generalizzata (app. F4)
d_s	0.03 decr. Logaritimico dello smorzamento strutturale (app. F5)
d _a	0.03 decr. Logaritimico dello smorzamento aerodin. (app. F5)
d_d	0 decr. Log. Dovuto a dispositivi aggiuntivi (app. F5)
d	0.06 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)
a	0.52
L(z _s)	56.40
B ²	0.79 Frequenza adimensionale EN 1991-1-4 B.2 (B2)
f _L (z,n)	3.72
SL(zn)	5.65E-02
h _h	1.37
h _b	1.21
R _h	0.48
R _b	0.51
R ²	1.15
n	1.33 EN 1991-1-4 (B.5)
T	600 (s) intervallo misurazione vm
k _p	3.00
c _s	0.86
c _d	1.19
c_sc_d	1.11

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

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



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

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

- $a_s = 450$ m quota ipotizzata del sito
- $z_e = 7.60$ m altezza del baricentro della superficie del cartellone investita dal vento
- $b = 4.00$ m larghezza della superficie del singolo cartellone investita dal vento
- $h = 4.50$ m altezza della superficie del cartellone investita dal vento
- $b/4 = 1.00$ m eccentricità del punto di applicazione della risultante del vento dal baricentro geometrico della superficie del cartellone
- $m_e = 565$ kg/m massa equivalente, determinata considerando la massa dello sbraccio della mensola e quella del cartellone (con tubolari di ancoraggio), mediata su un metro di lunghezza
- $h_{1x} = 1.720$ 1/sec frequenza del primo modo di vibrare della struttura nella direzione di azione del vento

L'azione del vento si implementa nel modello di calcolo agli elementi finiti quale forza per unità di superficie, uniformemente agente sull'area di impronta del cartellone e di intensità: 2.020 kN/m². Si considera l'effetto di eccentricità del punto di applicazione richiesto in normativa attraverso l'applicazione del momento di trasporto $M_{VENTO1} = 36.36$ kNm.

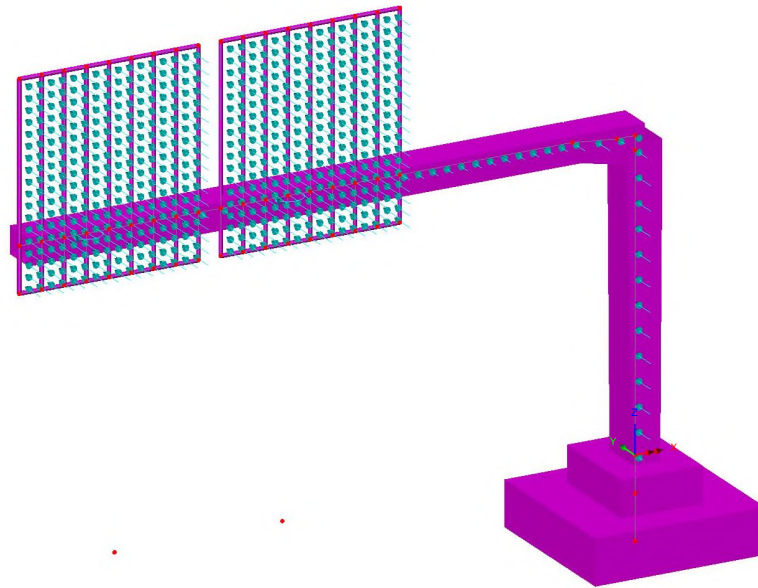


Figura 5-3 - Azioni del vento sulla struttura

Per la determinazione della frequenza del primo modo di vibrare significativo della struttura, si è condotta, preliminarmente all'analisi delle azioni indotte dal vento, l'analisi modale della stessa. Si è ottenuto quanto segue:

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

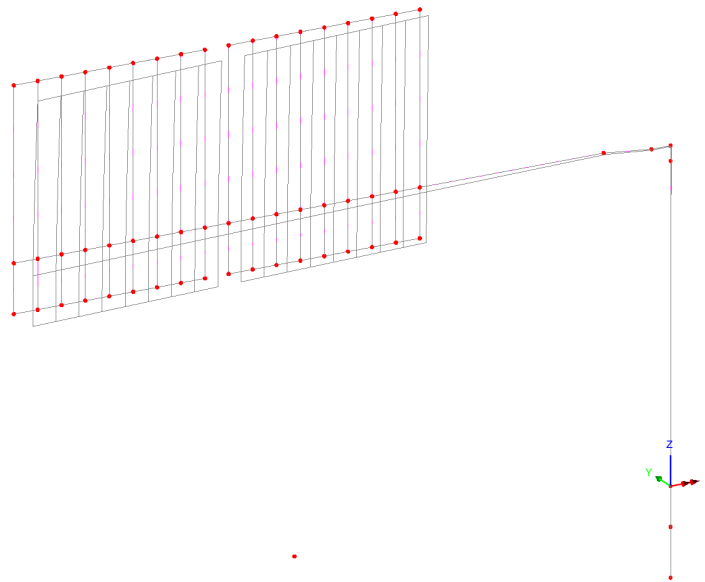


Figura 5-4 - Analisi modale della struttura

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.

La formulazione proposta è la seguente:

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

Dove:

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

- h distanza tra la sommità del veicolo e il punto a quota inferiore delle superfici orizzontali interessate (superficie inferiore della sezione dello sbraccio) oppure: distanza tra la sommità del veicolo e il centro di pressione di ciascuna superficie verticale

Nota: Con riferimento alla dimensione delle cartellonistiche ed alla conseguente variabilità spaziale della pressione indotta dal transito veicolare, si è operato, nel seguito, determinando una "larghezza di riferimento B_i ". Lo scopo perseguito è quello di individuare una porzione di struttura, avente appunto larghezza " B_i ", interessata dalle sovrappressioni indotte dal transito di un veicolo in una certa posizione sulla carreggiata.

Tale larghezza è stata calcolata assumendo la legge di variazione della pressione " P_d " suggerita in normativa, assumendo quale larghezza significativa quella in corrispondenza ad un decadimento pari al 50% della massima pressione registrata alla quota " H_{MIN} ", corrispondente al filo inferiore del cartellone ed immediatamente al di sopra della sagoma del veicolo.

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

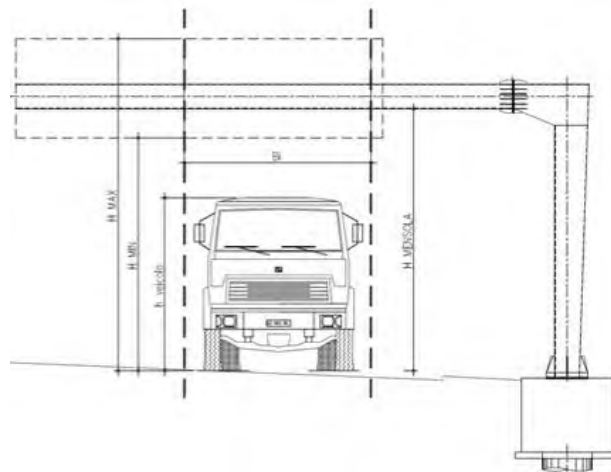


Figura 5-5 - Azione di Buffeting sulla struttura

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	

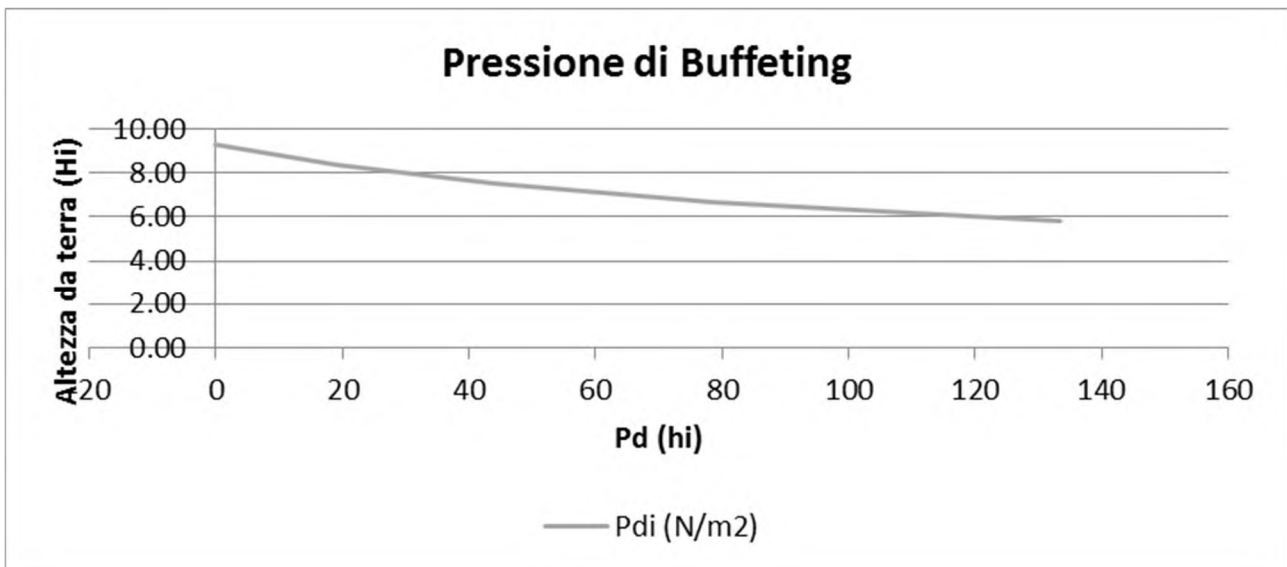


Figura 5-6 - Variazione della pressione di buffeting con la quota

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

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

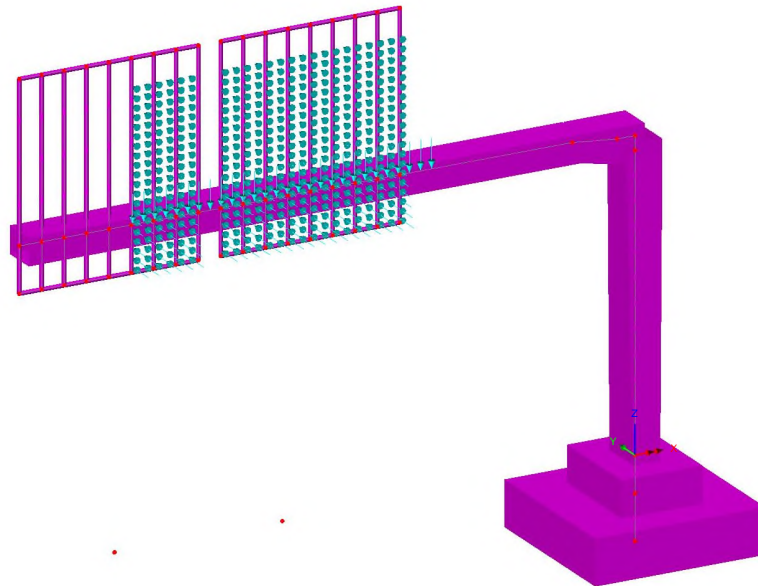


Figura 5-7 - Azione di Buffeting - Corsia 1

5.2.5 Carico da neve

Il carico da neve è stato determinato in aderenza a quanto disposto nelle NTC 2018, nel capitolo 3.4.

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

$$q_s = m_i q_{sk} C_E C_T$$

dove:

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

Si ottiene:

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

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

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

La larghezza di applicazione del carico coincide con la larghezza della sezione metallica, pari a 0.50m. Si applica quindi alla struttura un carico da neve di intensità:

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

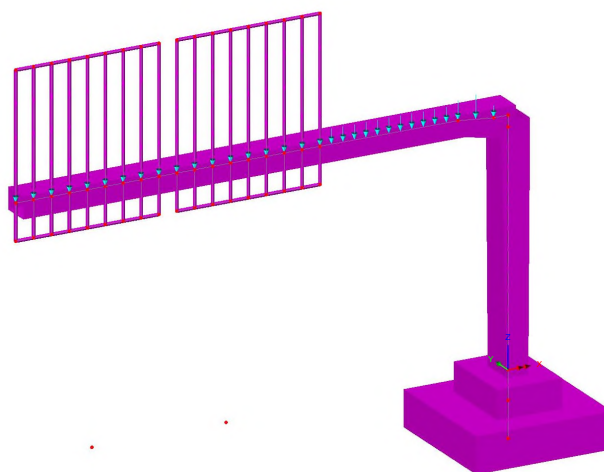


Figura 5-8 - Carico da neve

5.2.6 Temperatura

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

5.2.7 Azione sismica (E_K)

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

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

Definizione dei parametri progettuali funzione delle caratteristiche dell'opera.

Vita nominale dell'opera: 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

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

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

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

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

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+ξ)]^{0.5} ≥ 0.55

F_o è il fattore di amplificazione spettrale

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

$$T_C = C_C T^*$$

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:

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

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

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g S h F_v \frac{e^{-\frac{T}{T_C}}}{e^{-\frac{T}{T_C}}}$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g S h F_v \frac{e^{-\frac{T}{T_D}}}{e^{-\frac{T}{T_D}}}$$

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

$$F_v = 1.35 F_o \frac{a_g}{g} \frac{\ddot{u}}{\ddot{u}_o}$$

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		

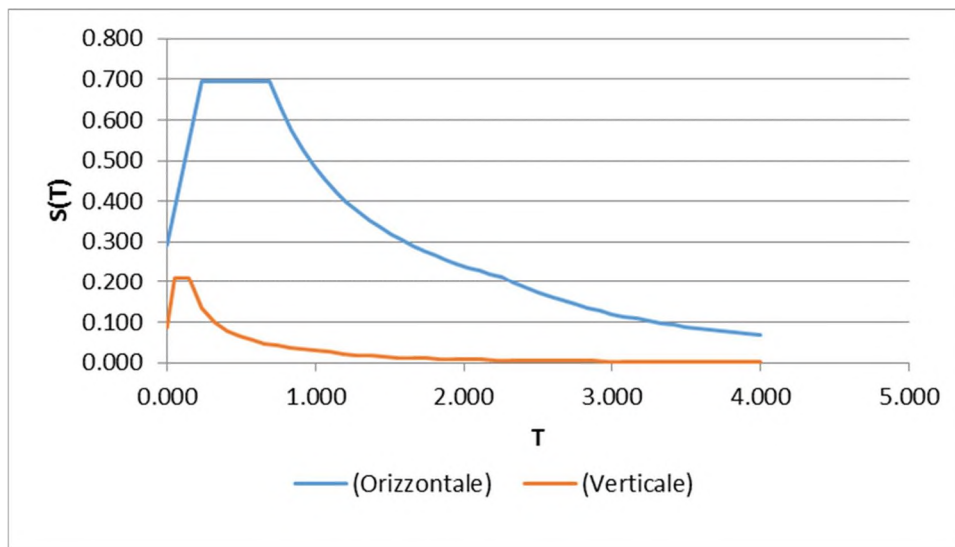


Figura 5-9 - Spettro di progetto della componente orizzontale e verticale

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

- Direzione X: la direzione ortogonale all'asse tracciato viene chiamata convenzionalmente direzione “trasversale”;
- Direzione Y: la direzione parallela all'asse tracciato viene chiamata convenzionalmente direzione “longitudinale”;
- Direzione Z: direzione verticale

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

6 COMBINAZIONI DI CARICO

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

6.1 COMBINAZIONI PER GLI S.L.U.

Combinazione fondamentale utilizzata per gli stati limite ultimi (SLU)

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

Combinazione sismica impiegata per gli stati limite (SLV)

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

dove:

G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti;

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

Q_k è il valore caratteristico delle azioni variabili;

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 bandiera "Tipo B", avente lunghezza dello sbraccio metallico $L_B = 13.75$ m, misurata a partire dalla linea d’asse del montante. Il compito dell’opera è quello di offrire il supporto alla segnaletica stradale.

Per il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione interna nella struttura per effetto dei carichi verticali ed orizzontali, si è implementato un modello di calcolo spaziale (vedi figura seguente) risolto con il metodo agli elementi finiti.

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

Agli elementi è assegnata la reale sezione resistente, tenendo conto della variabilità presente in prossimità del nodo (lato mensola) e della variabilità della colonna montante.

In dettaglio si evidenziano le seguenti misure significative di carpenteria:

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

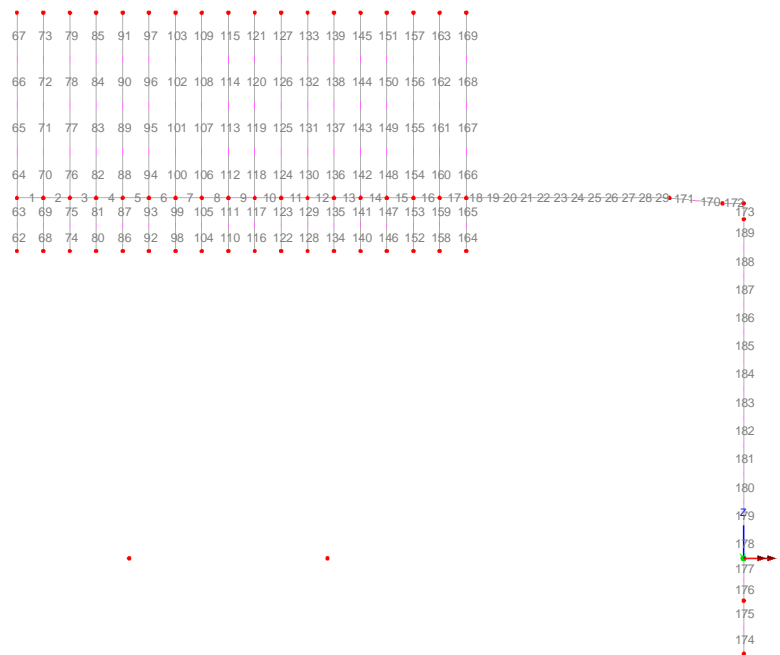


Figura 7-1 - Modello di calcolo FEM - numerazione degli elementi

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: 68.9262
 Zoom: 100.0
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)
 Linear/dynamic analysis
 Loadcase: 2:PortaleBandieraB.mys
 Results file: PortaleBandieraB.mys
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
 Diagram component: My
 Diagram maximum 240.857E3 at Gauss point 11 of element 172
 Diagram minimum -5.37079 at Gauss point 1 of element 1
 Diagram scale: 1: 62.2775E-6

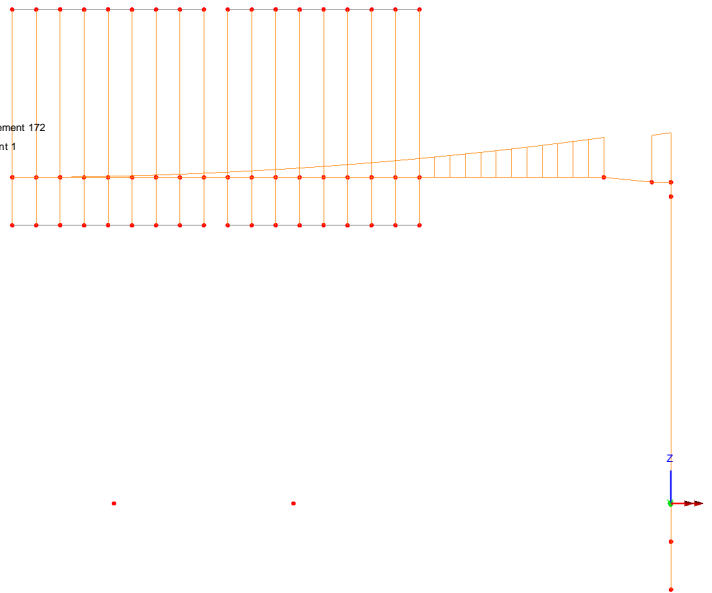


Figura 7-2 - My (Local) - Pesi propri

Scale: 1: 68.9262
 Zoom: 100.0
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)
 Linear/dynamic analysis
 Loadcase: 2:PortaleBandieraB.mys
 Results file: PortaleBandieraB.mys
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
 Diagram component: Mz
 Diagram maximum 240.857E3 at Gauss point 11 of element 173
 Diagram minimum -64.7798 at Gauss point 11 of element 165
 Diagram scale: 1: 62.2775E-6

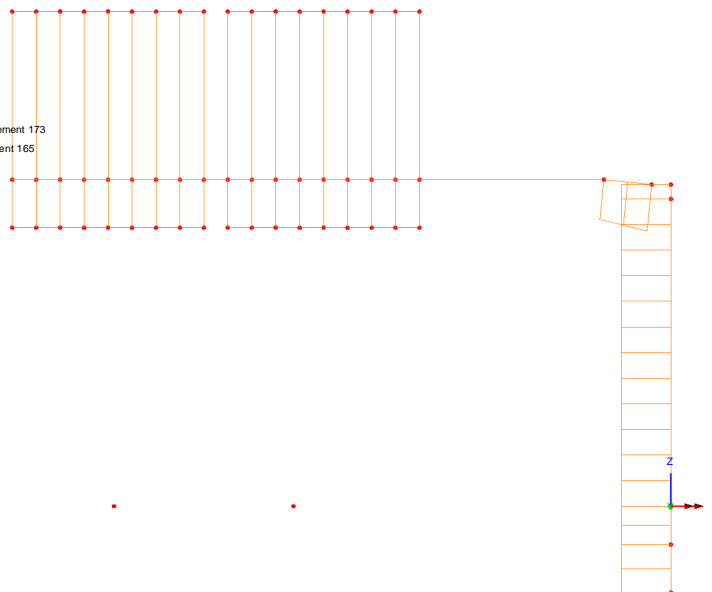


Figura 7-3 - Mz (Local) - Pesi propri

Peso permanenti portati:

Scale: 1: 68.9262
 Zoom: 100.0
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)
 Linear/dynamic analysis
 Loadcase: 3:PortaleBandieraB.mys
 Results file: PortaleBandieraB.mys
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
 Diagram component: My
 Diagram maximum 227.858E3 at Gauss point 11 of element 172
 Diagram minimum -7.27634 at Gauss point 1 of element 1
 Diagram scale: 1: 65.8306E-6

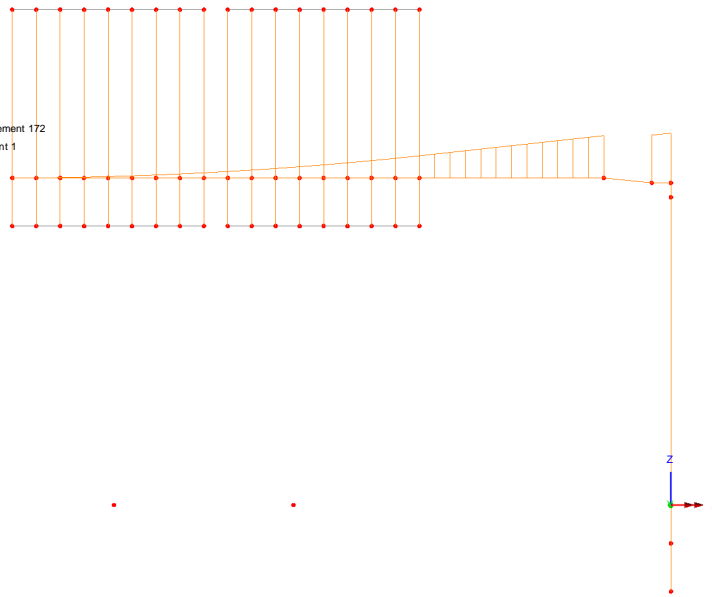


Figura 7-4 - My (Local) – Permanenti portati

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

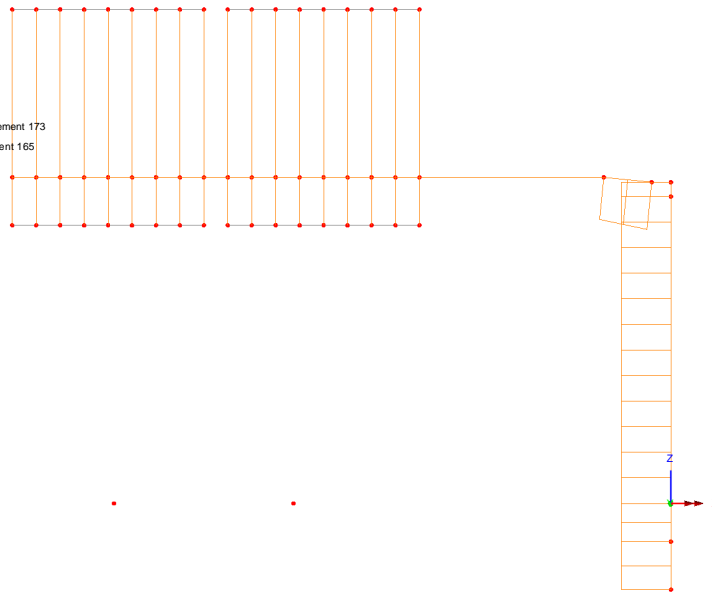


Figura 7-5 - Mz (Local) – Permanenti portati

Vento:

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

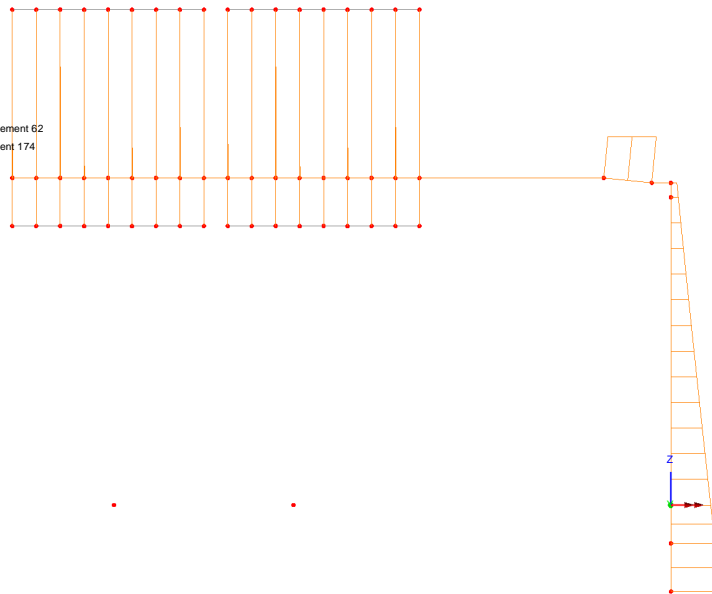


Figura 7-6 - My (Local) – Vento

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

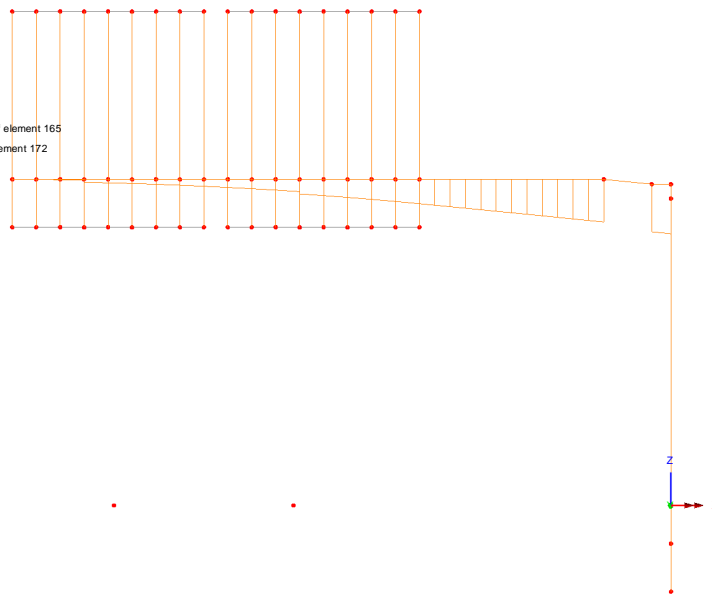


Figura 7-7 - Mz (Local) – Vento

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

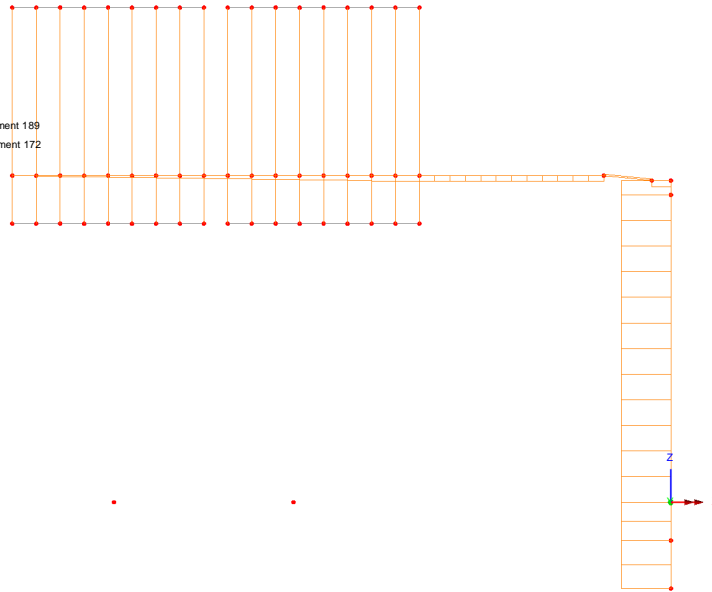


Figura 7-8 - Mx Torcente (Local) – Vento

Neve:

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

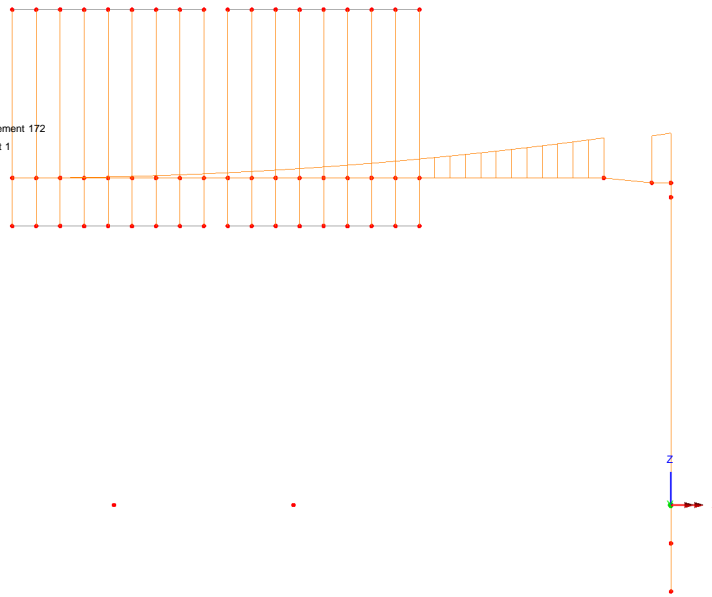


Figura 7-9 - My (Local) – Neve

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

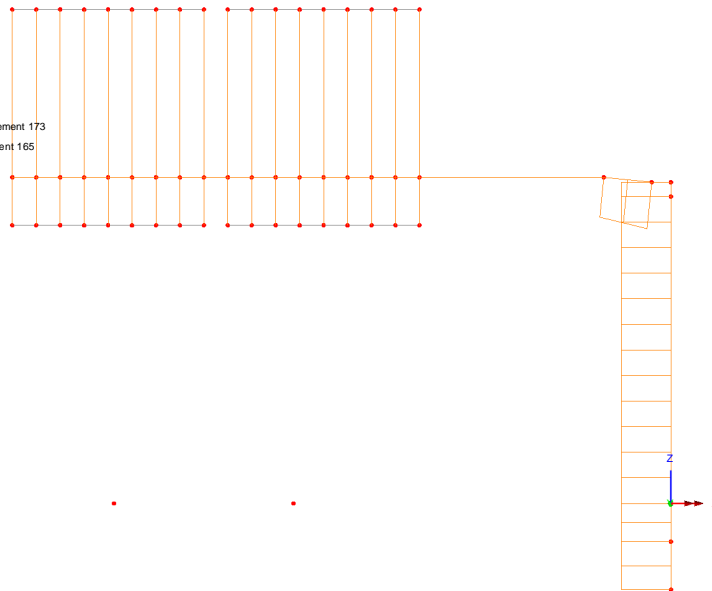


Figura 7-10 - Mz (Local) – Neve

Buffeting L1:

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

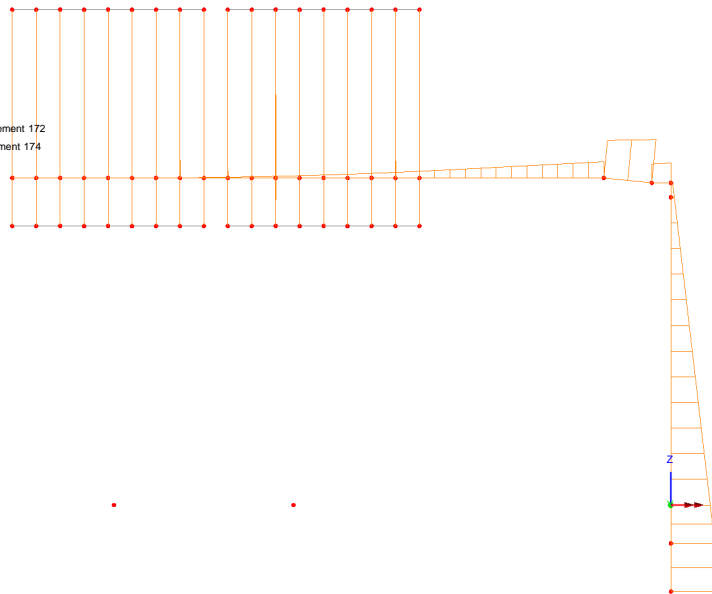


Figura 7-11 - My (Local) - Buffeting L1

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

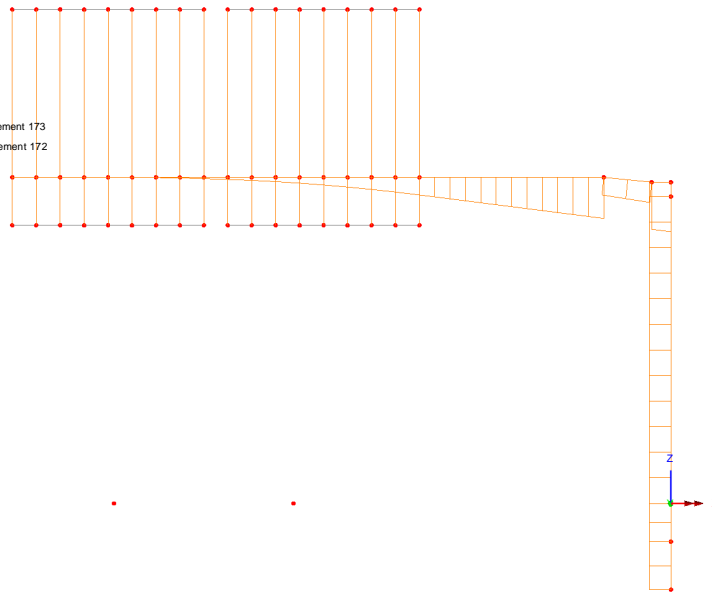


Figura 7-12 - Mz (Local) - Buffeting L1

Buffeting L2:

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

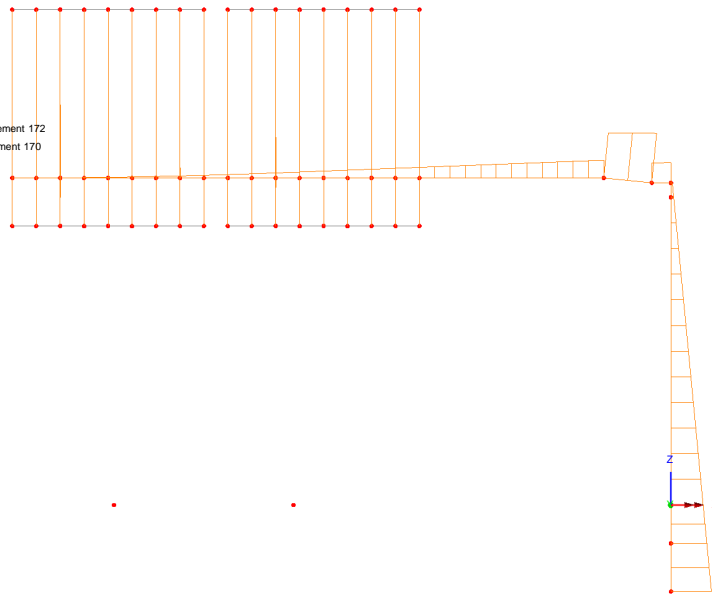


Figura 7-13 - My (Local) - Buffeting L2

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

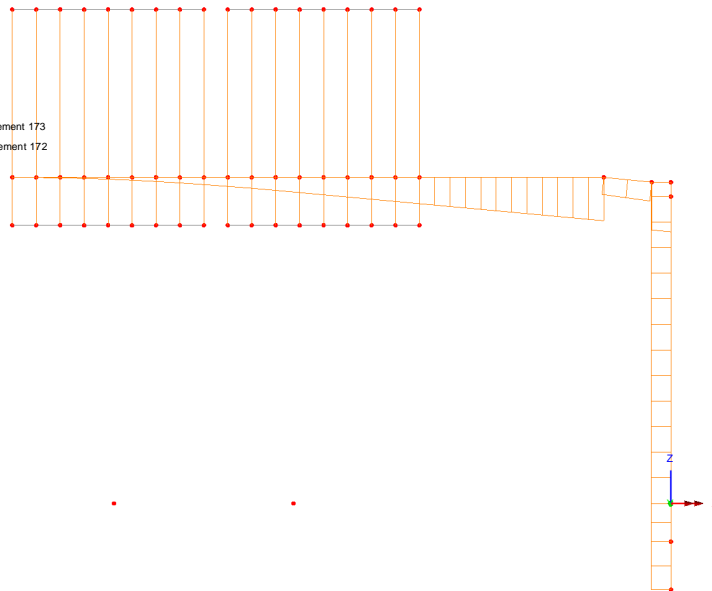


Figura 7-14 - Mz (Local) - Buffeting L2

7.3 INVILUPPO DELLE CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

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

7.3.1 Enve SLU - A1

Inviluppo agli SLU - A1 (STR):

Scale: 1: 68.9262
 Zoom: 100.0
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)
 Linear/dynamic analysis
 Combining on: My
 EnveSLU-A1 (Max)
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
 Diagram component: My
 Diagram maximum 1.22129E6 at Gauss point 1 of element 174
 Diagram minimum -12.6471 at Gauss point 1 of element 1
 Diagram scale: 1: 12.2821E-6

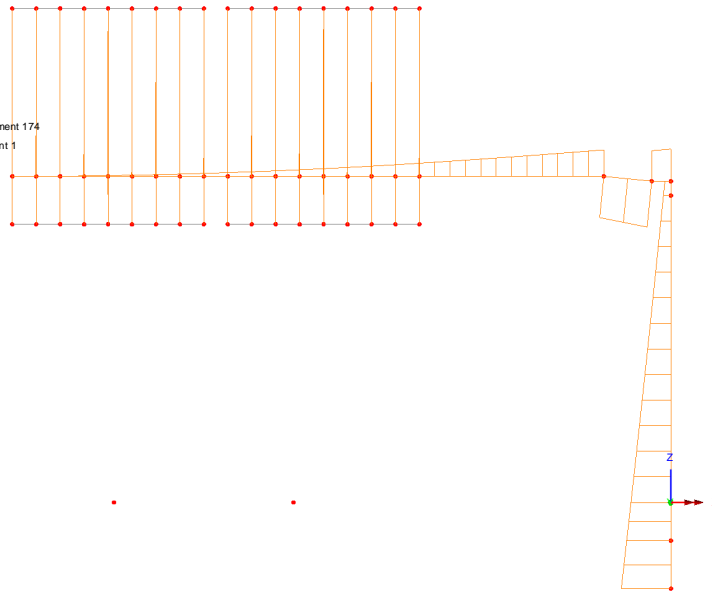


Figura 7-15 - My (Local)

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

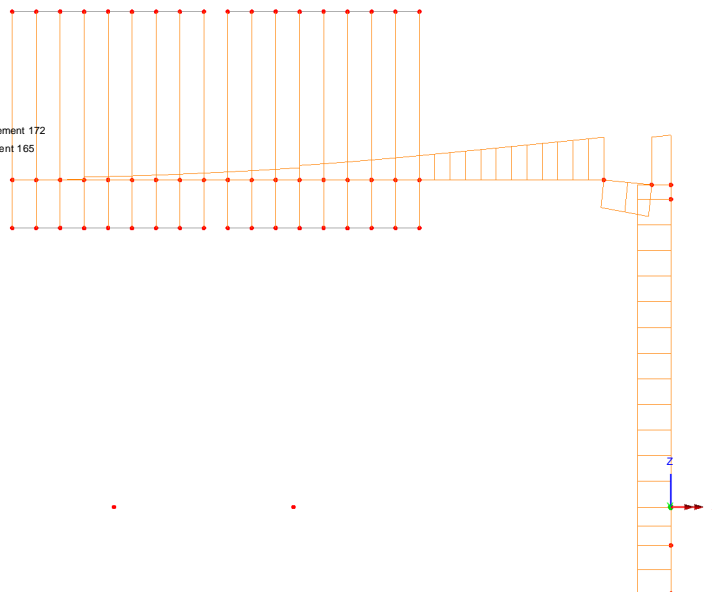


Figura 7-16 - Mz (Local)

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

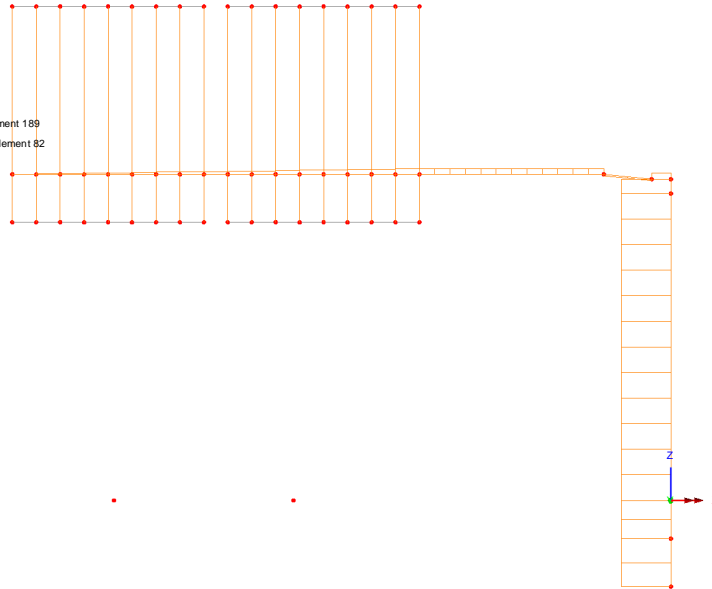


Figura 7-17 – Mx Torcente (Local)

7.3.2 Enve SLE - Caratteristica

Inviluppo agli SLE - Caratteristica:

Scale: 1: 68.9262
 Zoom: 100.0
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)
 Linear/dynamic analysis
 Combining on: My
 EnveSLERara (Max)
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
 Diagram component: My
 Diagram maximum 814.19E3 at Gauss point 1 of element 174
 Diagram minimum -12.6471 at Gauss point 1 of element 1
 Diagram scale: 1: 18.4232E-6

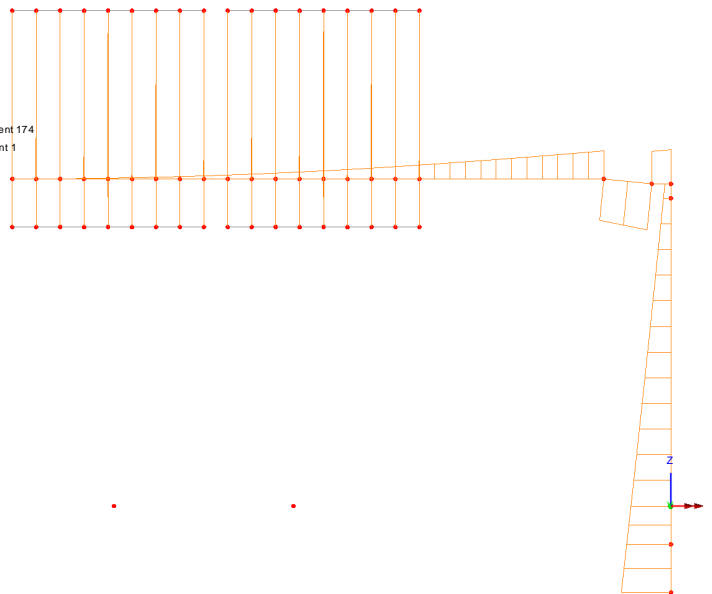


Figura 7-18 - My (Local)

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

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
 Diagram component: Mz
 Diagram maximum 782.459E3 at Gauss point 11 of element 172
 Diagram minimum -136.975 at Gauss point 11 of element 165
 Diagram scale: 1: 19.1703E-6

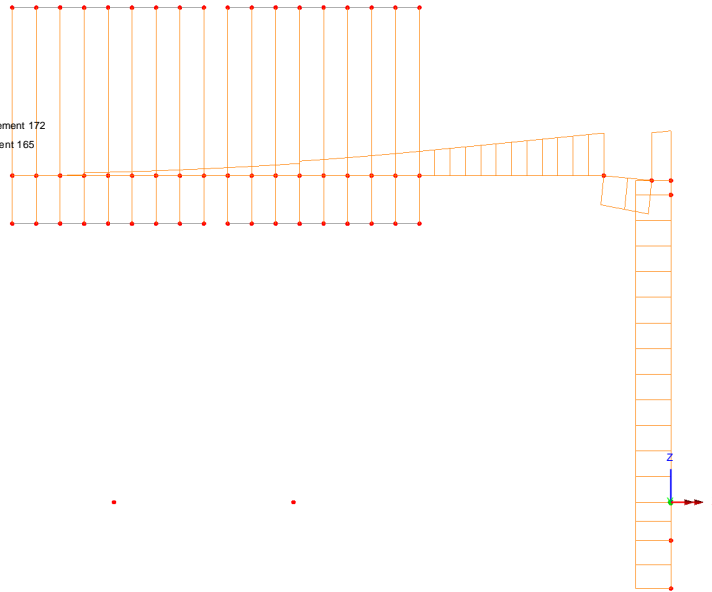


Figura 7-19 - Mz (Local)

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

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
 Diagram component: Mx
 Diagram maximum 782.459E3 at Gauss point 1 of element 189
 Diagram minimum -3.15544E-30 at Gauss point 1 of element 82
 Diagram scale: 1: 19.1703E-6

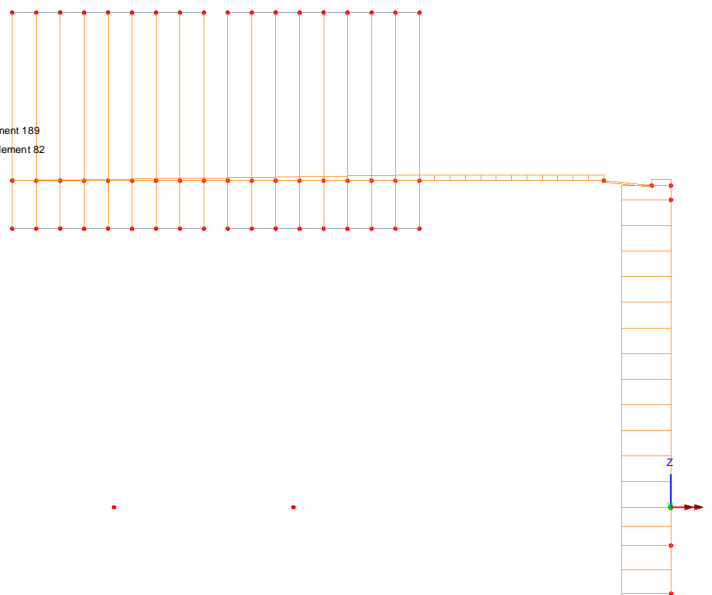


Figura 7-20 – Mx Torcente (Local)

7.3.3 Enve Sisma - SLV

Inviluppo agli SLV:

Scale: 1: 68.9262
 Zoom: 100.0
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)
 Linear/dynamic analysis
 Combining on: My
 EnveSisma (Max)
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
 Diagram component: My
 Diagram maximum 610.281E3 at Gauss point 11 of element 172
 Diagram minimum 0.523863 at Gauss point 3 of element 164
 Diagram scale: 1: 24.5788E-6

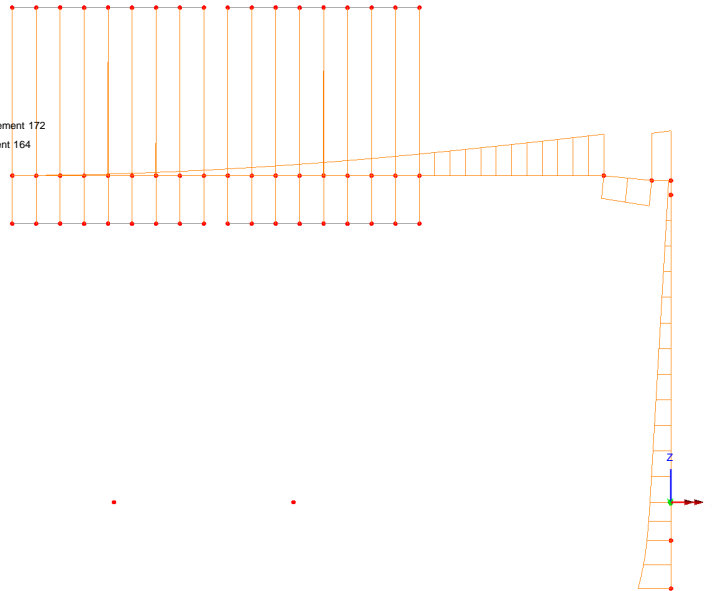


Figura 7-21 - My (Local)

Scale: 1: 68.9262
 Zoom: 100.0
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)
 Linear/dynamic analysis
 Combining on: Mz
 EnveSisma (Max)
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
 Diagram component: Mz
 Diagram maximum 787.801E3 at Gauss point 1 of element 174
 Diagram minimum -44.1324 at Gauss point 11 of element 165
 Diagram scale: 1: 19.0403E-6

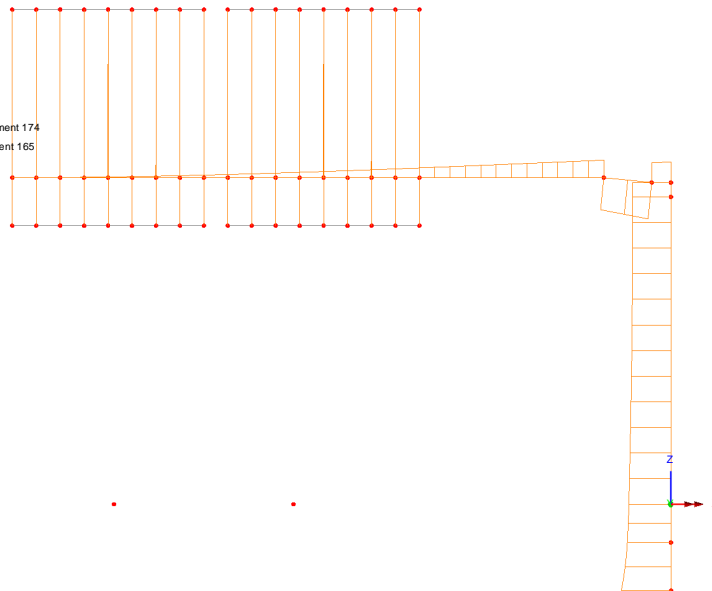


Figura 7-22 - Mz (Local)

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

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

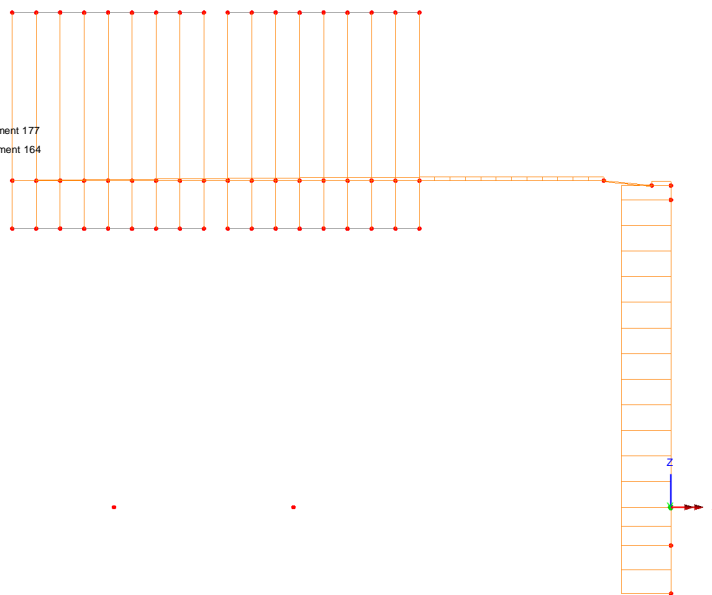


Figura 7-23 – Mx Torecente (Local)

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 tipologia quale quella in progetto, si verifica la compatibilità delle deformazioni ottenute coi limiti di normativa assumendo quale "punto di campionamento" la punta esterna della mensola metallica.

Si ottiene quanto segue:

Spostamenti verticale (dZ) - Carichi permanenti

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

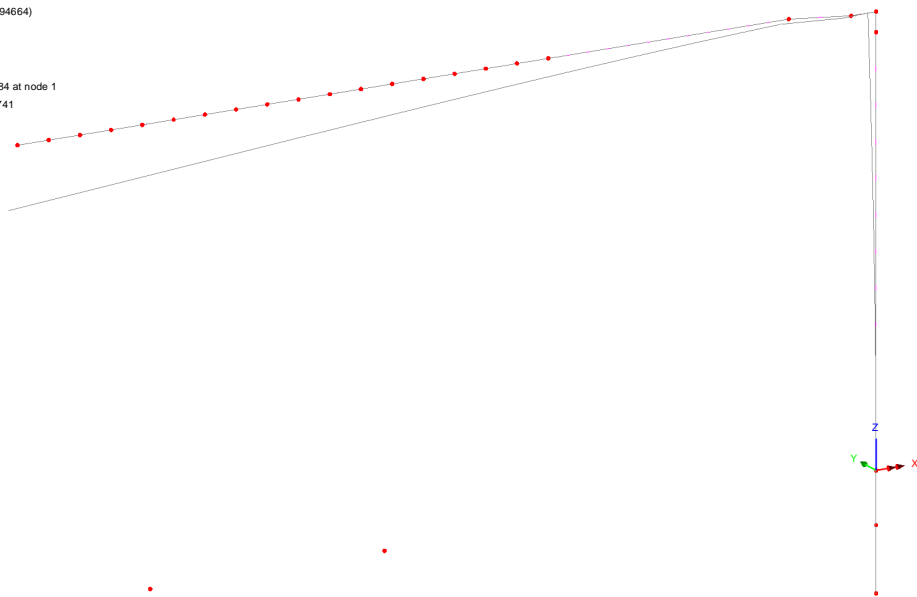


Figura 7-24 - Spostamenti verticali massimi

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

Spostamenti orizzontali (dY) - Azioni variabili

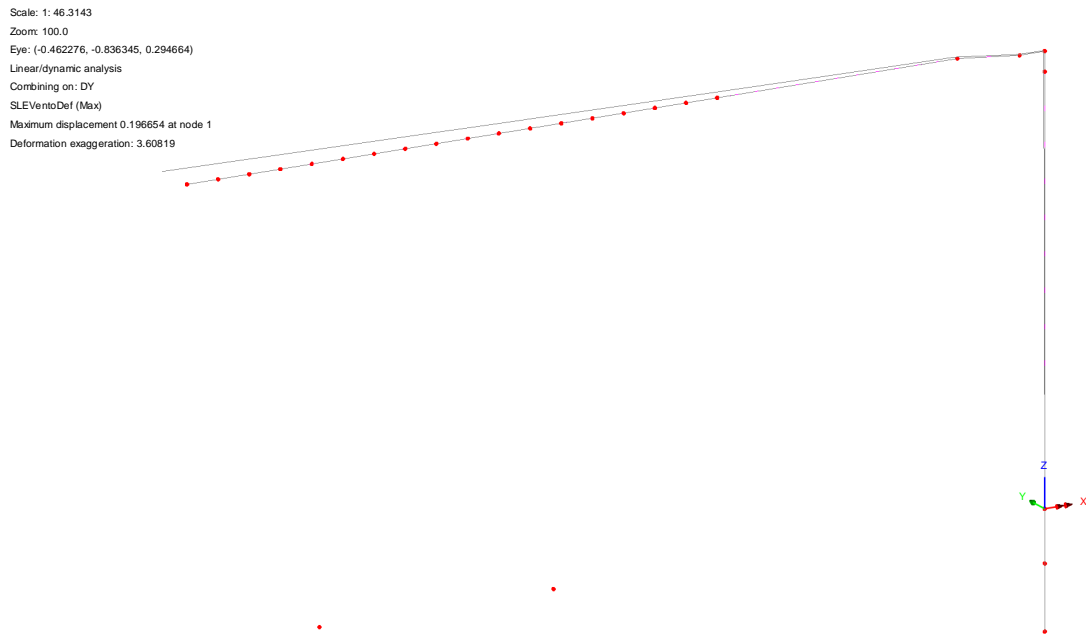


Figura 7-25 - Spostamenti orizzontali massimi

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

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

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

Si ha quindi che:

$$d_{Y\text{amm}} = 13.75 \cdot 2/150 = 0.184\text{m}$$

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

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

$$d_{Y\text{amm}} = (13.75 + 6.8)/100 = 0.206\text{m}$$

Dove:

- $h_M = 6.80\text{ m}$ altezza del montante
- $L_B = 13.75\text{ m}$ lunghezza della mensola metallica

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

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 la forma di un triangolo equilatero in pianta, in aderenza a quanto esplicitato nelle immagini seguenti, in corrispondenza alla quota del piano di spiccato e $1.40 \times 1.60 \text{ m}^2$ alla quota di base della colonna.

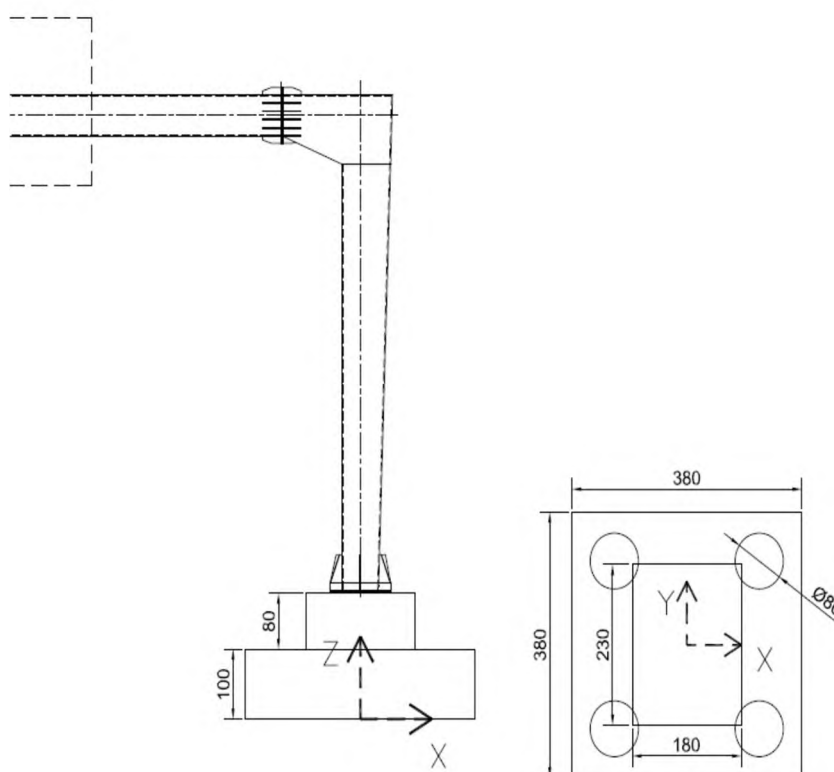


Figura 7-26 - Carpenteria del plinto di fondazione - Posa su terreno pianeggiante

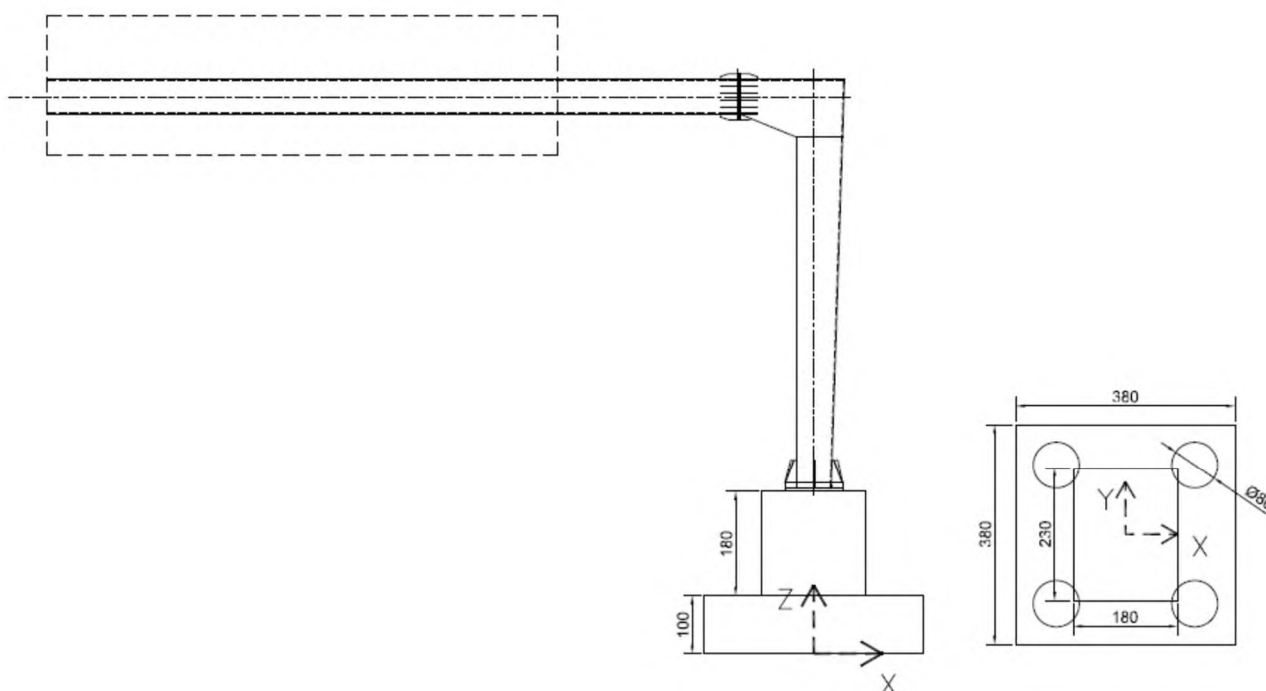


Figura 7-27 - Carpenteria del plinto di fondazione - Posa su rilevato

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

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

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

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

7.5.1 Fondazioni per posa su terreno pianeggiante

COMBINAZIONE SLU-A1								
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz		
(-)	Longitudinale	Trasversale	Verticale	Trasversale	Longitudinale	Torcente		
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)		
COMBINAZIONE SLU-(STR)	284	0	-132	-683	1221	-469	1174	MIN
		0	79	-945	-733	-791	-704	MAX
		0	-132	-935	1221	-723	1174	MIN
		0	132	-683	-1221	-469	-1174	MAX
		0	-79	-945	733	-791	704	MIN
		0	132	-683	-1221	-469	-1174	MAX
		0	132	-683	-1221	-469	-1174	MIN
		0	-132	-935	1221	-723	1174	MAX
		0	-79	-945	733	-791	704	MIN
		0	132	-683	-1221	-469	-1174	MAX
		0	132	-683	-1221	-469	-1174	MIN
0	-132	-935	1221	-723	1174	MAX		

COMBINAZIONE SLU-A2								
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz		
(-)	Longitudinale	Trasversale	Verticale	Trasversale	Longitudinale	Torcente		
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)		
COMBINAZIONE SLU-(GEO)	284	0	-114	-683	1058	-469	1017	
		0	69	-756	-635	-655	-610	
		0	-114	-748	1058	-596	1017	
		0	114	-683	-1058	-469	-1017	
		0	-69	-756	635	-655	610	
		0	114	-683	-1058	-469	-1017	
		0	114	-683	-1058	-469	-1017	
		0	-114	-748	1058	-596	1017	
		0	-69	-756	635	-655	610	
		0	114	-683	-1058	-469	-1017	
		0	114	-683	-1058	-469	-1017	
0	-114	-748	1058	-596	1017			

COMBINAZIONE SLE Rara								
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz		
(-)	Longitudinale	Trasversale	Verticale	Trasversale	Longitudinale	Torcente		
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)		
COMBINAZIONE SLE Rara	284	0	-88	-683	814	-469	782	MIN
		0	53	-696	-489	-559	-469	MAX
		0	-88	-689	814	-514	782	MIN
		0	88	-683	-814	-469	-782	MAX
		0	-53	-696	489	-559	469	MIN
		0	88	-683	-814	-469	-782	MAX
		0	88	-683	-814	-469	-782	MIN
		0	-88	-689	814	-514	782	MAX
		0	-53	-696	489	-559	469	MIN
		0	88	-683	-814	-469	-782	MAX
		0	88	-683	-814	-469	-782	MIN
0	-88	-689	814	-514	782	MAX		

COMBINAZIONE SLV								
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz		
(-)	Longitudinale	Trasversale	Verticale	Trasversale	Longitudinale	Torcente		
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)		
COMBINAZIONE SLV	284	-153	-49	-709	-70	-788	-98	MIN
		153	49	-657	70	-150	98	MAX
		-46	-163	-700	-235	-572	-326	MIN
		46	163	-666	235	-366	326	MAX
		-48	-49	-729	-70	-595	-98	MIN
		48	49	-637	70	-342	98	MAX
		30	93	-677	-405	-520	-326	MIN
		-30	-93	-690	405	-417	326	MAX
		-153	-49	-709	-70	-788	-98	MIN
		153	49	-657	70	-150	98	MAX
		30	93	-677	-405	-520	-326	MIN
		-30	-93	-690	405	-417	326	MAX

7.5.2 Fondazioni per posa su rilevato

COMBINAZIONE SLU-A1								
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz		
(-)	Longitudinale	Trasversale	Verticale	Trasversale	Longitudinale	Torcente		
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)		
COMBINAZIONE SLU-(STR)	284	293	-132	-991	1353	-133	1174	MIN
		293	132	-1376	-1353	-387	-1174	MAX
		293	-132	-1376	1353	-387	1174	MIN
		293	132	-991	-1353	-133	-1174	MAX
		293	79	-1386	-812	-455	-704	MIN
		293	-132	-991	1353	-133	1174	MAX
		293	132	-1376	-1353	-387	-1174	MIN
		293	-132	-991	1353	-133	1174	MAX
		293	-79	-1386	812	-455	704	MIN
		293	132	-991	-1353	-133	-1174	MAX
		293	132	-991	-1353	-133	-1174	MIN
		293	-132	-1376	1353	-387	1174	MAX

COMBINAZIONE SLU-A2								
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz		
(-)	Longitudinale	Trasversale	Verticale	Trasversale	Longitudinale	Torcente		
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)		
COMBINAZIONE SLU-(GEO)	284	288	-114	-991	1173	-134	1017	MIN
		288	114	-1117	-1173	-262	-1017	MAX
		288	-114	-1117	1173	-262	1017	MIN
		288	114	-991	-1173	-134	-1017	MAX
		288	69	-1126	-704	-321	-610	MIN
		288	-114	-991	1173	-134	1017	MAX
		288	114	-1117	-1173	-262	-1017	MIN
		288	-114	-991	1173	-134	1017	MAX
		288	-69	-1126	704	-321	610	MIN
		288	114	-991	-1173	-134	-1017	MAX
		288	114	-991	-1173	-134	-1017	MIN
		288	-114	-1117	1173	-262	1017	MAX

COMBINAZIONE SLE Rara								
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz		
(-)	Longitudinale	Trasversale	Verticale	Trasversale	Longitudinale	Torcente		
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)		
COMBINAZIONE SLE Rara	284	211	-88	-991	902	-230	782	MIN
		211	88	-997	-902	-275	-782	MAX
		211	-88	-997	902	-275	782	MIN
		211	88	-991	-902	-230	-782	MAX
		211	53	-1003	-541	-320	-469	MIN
		211	-88	-991	902	-230	782	MAX
		211	88	-997	-902	-275	-782	MIN
		211	-88	-991	902	-230	782	MAX
		211	-53	-1003	541	-320	469	MIN
		211	88	-991	-902	-230	-782	MAX
		211	88	-991	-902	-230	-782	MIN
		211	-88	-997	902	-275	782	MAX

COMBINAZIONE SLV								
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz		
(-)	Longitudinale	Trasversale	Verticale	Trasversale	Longitudinale	Torcente		
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)		
COMBINAZIONE SLV	284	-26	-58	-1020	-60	-727	-98	MIN
		340	58	-962	60	90	98	MAX
		196	-192	-981	-200	-356	-326	MIN
		117	192	-1000	200	-281	326	MAX
		194	-58	-1045	-60	-381	-98	MIN
		119	58	-936	60	-256	98	MAX
		101	123	-981	-508	-448	-326	MIN
		212	-123	-1000	508	-188	326	MAX
		-26	-58	-991	-60	-727	-98	MIN
		340	58	-990	60	90	98	MAX
		196	123	-981	-508	-356	-326	MIN
		117	-123	-1000	508	-281	326	MAX

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:

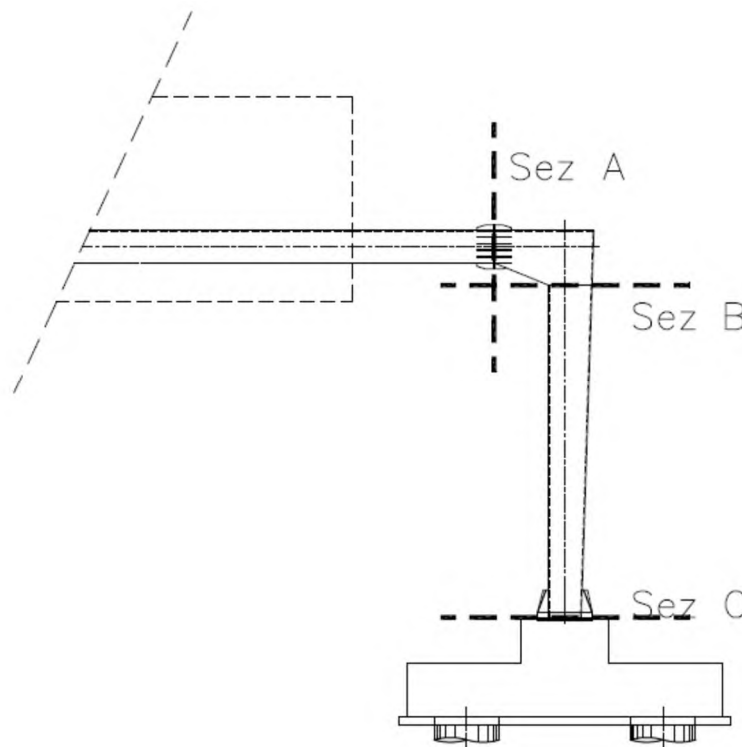


Figura 8-1 - Sezioni di verifica

Le sezioni significative corrispondono a:

- Sez A Sezione di sbraccio 1
- Sez B Sezione di testa del montante
- Sez C Sezione di base del montante

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

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

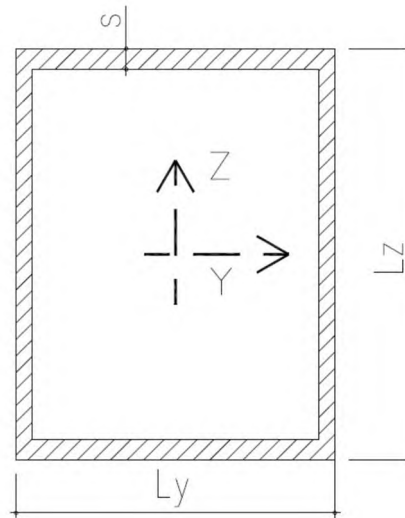


Figura 8-2 - Geometria delle sezioni di verifica

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

Azioni di verifica:

EnveSLERara - Sbraccio1						EnveSLU-A1 - Sbraccio1					
Assiale	V _Y	V _Z	Torcente	M _Y	M _Z	Assiale	V _Y	V _Z	Torcente	M _Y	M _Z
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
0	-77	61	-91	425	-673	0	-116	86	-136	598	-1010
0	-77	55	-91	388	-673	0	-116	55	-136	388	-1010
0	46	67	55	461	404	0	69	94	82	653	606
0	-77	55	-91	388	-673	0	-116	55	-136	388	-1010

EnveSLERara - TopMont						EnveSLU-A1 - TopMont					
Assiale	V _Y	V _Z	Torcente	M _Y	M _Z	Assiale	V _Y	V _Z	Torcente	M _Y	M _Z
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
-60	0	-79	-782	122	469	-60	0	-119	-1174	183	469
-60	0	-79	-782	122	469	-60	0	-119	-1174	183	469
-60	0	-79	-782	122	469	-60	0	-119	-1174	183	469
-73	0	47	469	-73	559	-102	0	71	704	-110	791

EnveSLERara - BaseMont						EnveSLU-A1 - BaseMont					
Assiale	V _Y	V _Z	Torcente	M _Y	M _Z	Assiale	V _Y	V _Z	Torcente	M _Y	M _Z
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
-83	0	-88	-782	656	469	-83	0	-132	-1174	984	469
-83	0	-88	-782	656	469	-83	0	-132	-1174	984	469
-83	0	-88	-782	656	469	-83	0	-132	-1174	984	469
-96	0	53	469	-393	559	-132	0	79	704	-590	791

Figura 8-3 - 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

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

$$\frac{N_{Ed}}{g_{M0}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} \times e_{x,N}}{g_{M0}} + \frac{M_{x,Ed} + N_{Ed} \times e_{y,N}}{g_{M0}}$$

Essendo

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

Trattandosi di elementi con pareti sottili, si assume la sezione in classe 4 e pertanto la verifica a pressoflessione deviata verrà condotta calcolando i singoli contributi tensionali prodotti rispettivamente dallo sforzo normale e dai momenti flettenti N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ e $M_{x,Ed}$ 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 alle simbologie adottate ed al significato dei singoli termini richiamati nella procedura di verifica, si rimanda all'Eurocodice 3-1-5, capitolo 4 (analisi degli effetti del buckling su piatti per effetto di sforzi diretti agli stati limite ultimi) e al capitolo 5 (resistenza al taglio).

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

Sez Verifica		L_y (m)	L_z (m)	s (m)	A (m^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	Sbraccio1	0.8	0.6	0.012	0.0330	0.0020	0.0032	0.0192	0.0144	0.0068	0.0079	0.0111
B	TopMont	0.8	0.8	0.015	0.0471	0.0048	0.0048	0.0240	0.0240	0.0121	0.0121	0.0185
C	BaseMont	0.6	1	0.015	0.0471	0.0066	0.0030	0.0180	0.0300	0.0133	0.0101	0.0173

Figura 8-4 - Caratteristiche delle sezioni di verifica

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

Verifica Tensionale (Sez. di classe 4)

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

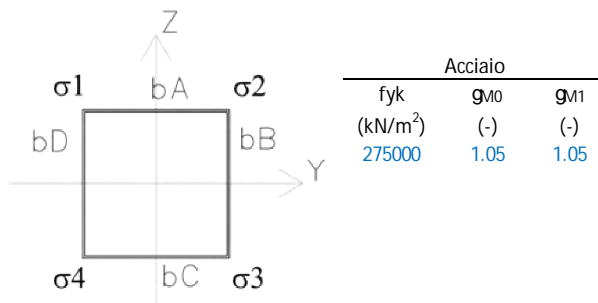
Azioni di verifica agli SLU:

Sez Verifica		Geometria del profilo in acciaio										Coord. G_{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)	$2 \cdot W^* t$ (m^3)	Y_G (m)	Z_G (m)
A	1 Sbraccio1	0.80	0.60	0.012	0.0330	0.0020	0.0032	0.0192	0.0144	0.0068	0.0079	0.0111	0	0

EnveSLU-A1 - Sbraccio1

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

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



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

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

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

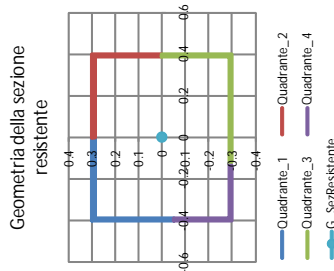
Tensioni di compressione sono positive:																					
EnveSLU-A1 - Sbraccio 1						Tensioni risultanti:															
Assiale	VY	VZ	Torcente	MY	MZ	Azione assiale				Momento flettente (MZ)											
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4				
0	-116	86	-136	598	-1010	0	0	0	0	-87906	-87906	87906	87906	127468	-127468	-127468	127468	39562	-215374	-39562	215374

ITERAZIONE N. 03

Tensioni di compressione sono positive:																					
EnveSLU-A1 - Sbraccio 1 - ITERAZIONE N. 03						Tensioni risultanti:															
Assiale	VY	VZ	Torcente	MY	MZ	Azione assiale				Momento flettente (MZ)											
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4				
0	-116	86	-136	598.348	-1010	0	0	0	0	-88147	-88147	88147	88147	127867	-127344	-127344	127867	39721	-215491	-38069	217143

Caratteristiche della sezione EFFICACE - Effetto del Local Buckling:

bA - EFF 1											
bA			bB			bC			bB		
Y	KS	IP	r	IP	r	KS	IP	r	KS	IP	r
(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
Lato Teso	Lato Teso	Lato Teso	Lato Teso	Lato Teso	Lato Teso	Lato Teso	Lato Teso	Lato Teso	Lato Teso	Lato Teso	Lato Teso
1.000	1.000	0.80	0.80	1.000	1.000	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60



Lunghezze dei lati EFFICACI:

Azione assiale - Momento flettente (MZ) - Momento flettente (MZ)	
(m) - Efficace	(m) - Efficace
bA - EFF 1	bA - EFF 1
(m)	(m)
0.400	0.400
0.800	0.800

Grandezze Efficaci:											
A _{EFF}	D _{CEFF}	D _{GEFF}	I _{y, EFF}	I _{z, EFF}	W _{y, EFF(1)}	W _{y, EFF(2)}	W _{z, EFF(1)}	W _{z, EFF(2)}	D _M	D _{Mz}	
(m ²)	(m)	(m)	(m ⁴)	(m ⁴)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(kNm)	(kNm)	
0.032806	0.000835	0.001951	0.002023	0.003167	0.006700	-0.006788	-0.007900	0.007933	0.0000	0.0000	

Azioni Sollecitanti Agenti sulla sezione Efficace:

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed} + M_{y,Ed} + N_{Ed} \epsilon_{y,N}}{f_y A_{eff}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} \epsilon_{z,N}}{f_y W_{y,eff}} \leq 1.0 \quad (\text{EN 1993-1-5: 4.6})$$

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

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

h₁ = A + B + C

EnveSLU-A1 - Sbraccio 1					
Assiale	VY	VZ	Torcente	MY - EFF	MZ - EFF
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
0	-116	86	-136	598	-1010
			A	B	C
			0.000	0.341	0.488
			h ₁ = A + B + C	Verifica	
			0.829	Sez. Verificata	

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

Verifica a Taglio - Torsione:

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

h (-)	e (-)	72e/h (-)	hw/t (-)	
			L _y	L _z
1	0.924	67	67	50

La resistenza a taglio si determina come:

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

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

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

	s _E (MPa)	a (m)	kt (-)	t _{cr} (KN/m ²)	l _w (-)	c(l) (-)	V _{bw,Rd} (kN)	(EN 1993-1-5; 5.3 - EN 1993-1-5; Annesso A)
L _y	43	100	5.34	228296	0.834	0.995	1444	
L _z	76	100	5.34	405851	0.626	1.000	1089	

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

	Azioni taglianti e torcenti		Verifiche di resistenza:		Verifica (-)	Interaz. V-M (-)
	VY - Torcente (kN)	VZ - Torcente (kN)	VY - Torcente h3 (-)	VZ - Torcente h3 (-)		
Sbraccio1 Comb1	175	131	0.12	0.12	Sez. Verificata	Nessuna Interaz.

Le verifiche risultano soddisfatte.

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

Coefficienti di sfruttamento (SLU-A1):

		h ₁ (-)	h ₃ (-)
Sbraccio1	Comb_1	0.8292	0.1215
	Comb_2	0.7161	0.1215
	Comb_3	0.7072	0.0920
	Comb_4	0.7161	0.1215
TopMont	Comb_1	0.2221	0.4525
	Comb_2	0.2221	0.4525
	Comb_3	0.2221	0.4525
	Comb_4	0.3270	0.2715
BaseMont	Comb_1	0.4680	0.4804
	Comb_2	0.4680	0.4804
	Comb_3	0.4680	0.4804
	Comb_4	0.5411	0.2882

8.1.3 Verifica delle saldature a cordone d'angolo

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

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

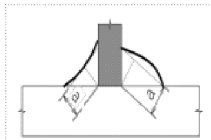
Sezione di base della colonna montante

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.

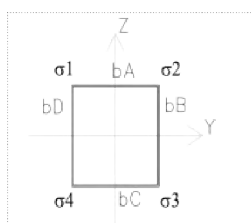
n.CORDONI	a/s	$S_{MIN-SALDAT}$	$a_{RES-TOT}$
(-)	(-)	(m)	(m)
1	1.00	0.021	0.015

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^*_{WY}	S^*_{WZ}	$2 \cdot W^*t$
(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)	(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 (kN/m ²)	Spigolo 2 (kN/m ²)	Spigolo 3 (kN/m ²)	Spigolo 4 (kN/m ²)	Spigolo 1 (kN/m ²)	Spigolo 2 (kN/m ²)	Spigolo 3 (kN/m ²)	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)	(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 (kN/m ²)	Spigolo 2 (kN/m ²)	Spigolo 3 (kN/m ²)	Spigolo 4 (kN/m ²)	Spigolo 1 (kN/m ²)	Spigolo 2 (kN/m ²)	Spigolo 3 (kN/m ²)	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.

8.1.4 Verifica dei giunti di connessione

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

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

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

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

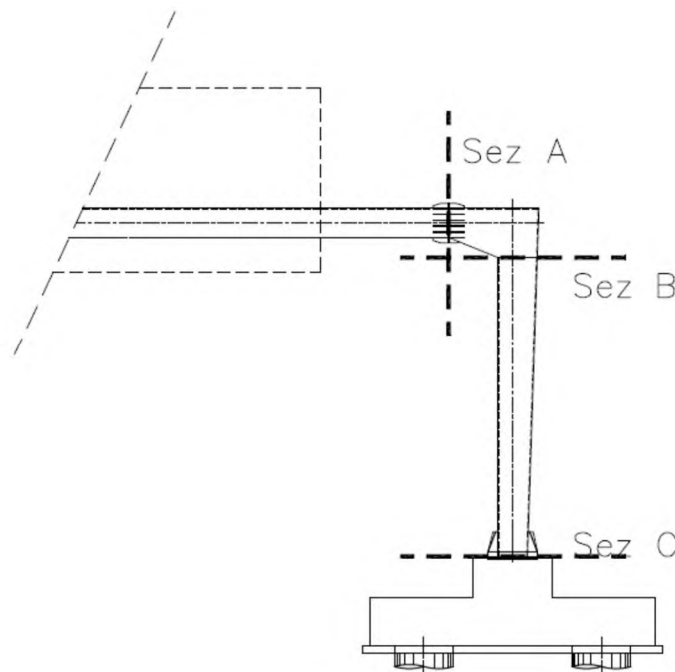


Figura 8-5 - Sezioni di verifica - giunzioni bullonate

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.

8.1.4.1 Verifica del giunto "Sez A"

Il giunto è realizzato per accoppiamento di due piastre di dimensioni 1000x800x25 mm (BxHxs). Si utilizzano 28 bulloni M30, disposti simmetricamente su un unico allineamento a cerchiare il perimetro della sezione

scotolare della mensola. La connessione è irrigidita con piatti di spessore $s=15$ mm e lunghezza $L=450$ mm, disposti come dettagliato nell'immagine seguente.

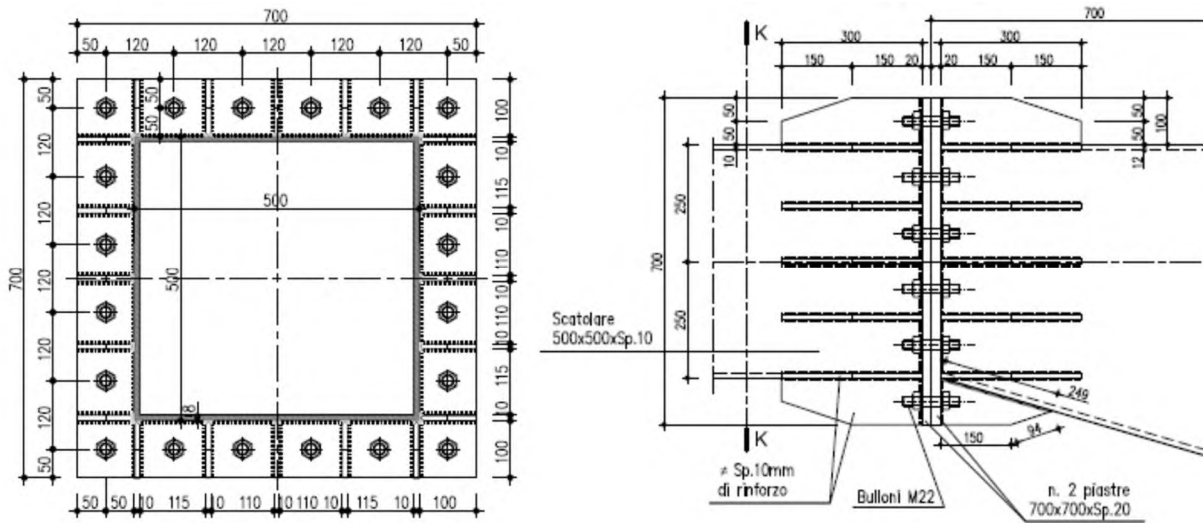


Figura 8-6 - Giunto bullonato - Sez A

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

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

Verifica Giunzioni bullonate:

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

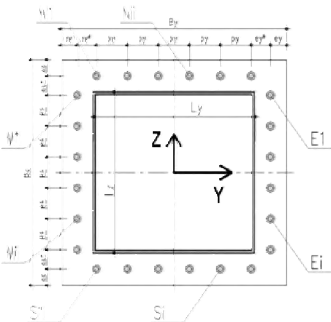
Classe Bulloni	f_{tb}	$f_{tk_ACCIAIO}$	9M2
(-)	(MPa)	(MPa)	(-)
8.8	800	275	1.25

Azioni di verifica agli SLU:

Sez Verifica	Combinazione	Geometria del profilo in acciaio:			
		L_y	L_z	s	
A	1	Sbraccio1	0.800	0.600	0.012

EnveSLU-A1 - Sbraccio1

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



Geometria del giunto bullonato (piastra):

Numero dei bulloni		F BULLONE				F BULL-FILETTO			
n_{N-S}	n_{E-W}	$A_{NOM_BULLONE}$	$F_{BULLONE}$	$A_{RES_BULLONE}$	$F_{BULL-FILETTO}$	$A_{RES_BULLONE}$	p_y	p_z	
(-)	(-)	(mm ²)	(mm)	(mm ²)	(mm)	(mm ²)	(m)	(m)	
9	7	707	30	561	26.7		0.1125	0.1167	
B_y	B_z	$S_{PIASTRA}$	e_y	e_y^*	e_z	e_z^*			
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)			
1	0.8	0.025	0.05	0	0.05	0			

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.)

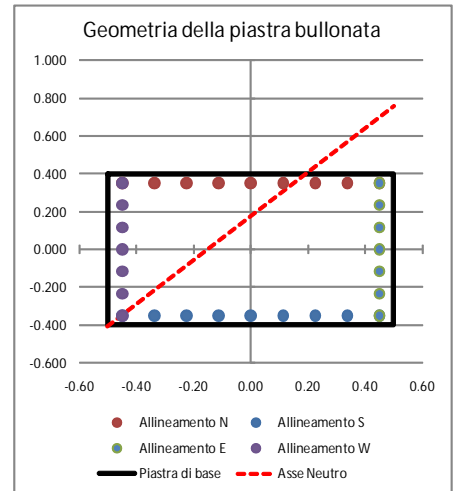
$A_{RES_BULLONATURA}$	I_{Y-G_TOTALE}	I_{Z-G_TOTALE}	N_{MIN} (Compres)	N_{MAX} (Traz)
(m ²)	(m ⁴)	(m ⁴)	(kN)	(kN)
0.01571	0.001390	0.001988	-212.82	212.82

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

Analisi B) significativa	s_c	s_s	N_{MAX} (Traz)
(-)	(Mpa)	(Mpa)	(kN)
S	17.20	337	188.78

Sollecitazioni indotte dal taglio e dalla torsione sul singolo bullone:

Taglio		Torsione		V_{I_MAX}
V_{YI}	V_{ZI}	V_{YI_MAX}	V_{ZI_MAX}	
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
-4.13	3.06	-7.93	-10.19	17.91



Sollecitazioni di verifica:

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

Sollecitazioni di verifica:

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

Resistenza dei bulloni:
 (NTC 2008, 4.2.8.1.1)

Geometria del giunto:

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

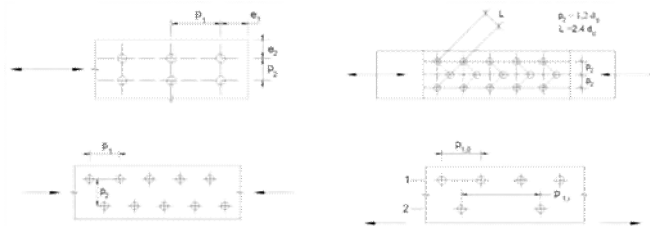


Figura 4.2.3 - Disposizione dei fori per le realizzazioni di unioni bullonate o chiodate

a	k	Taglio su filettatura
(-)	(-)	(-)
0.538	2.5	S

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

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

Le verifiche risultano soddisfatte.

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

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

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

$$s_{V.M} \cdot \epsilon \frac{f_{yk}}{g_{M0}} = \frac{275}{1.05} = 262MPa$$

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

- STRAZ-MAX= 337 MPa
- SCOMPRES-MAX= 17.20 MPa

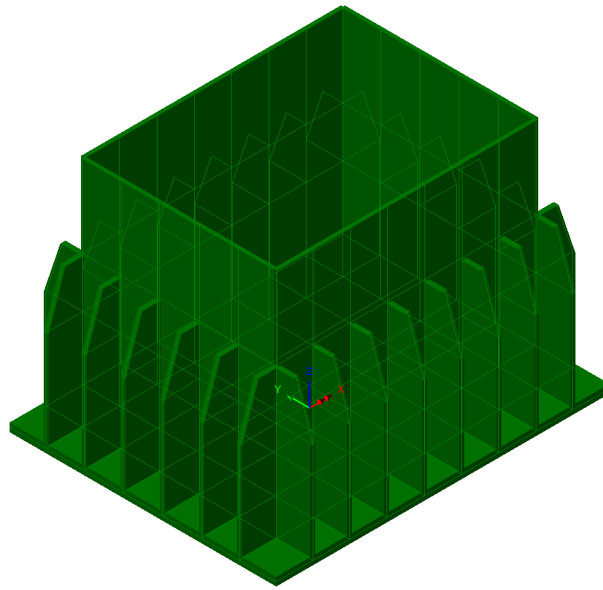


Figura 8-7 - Modello tridimensionale del giunto

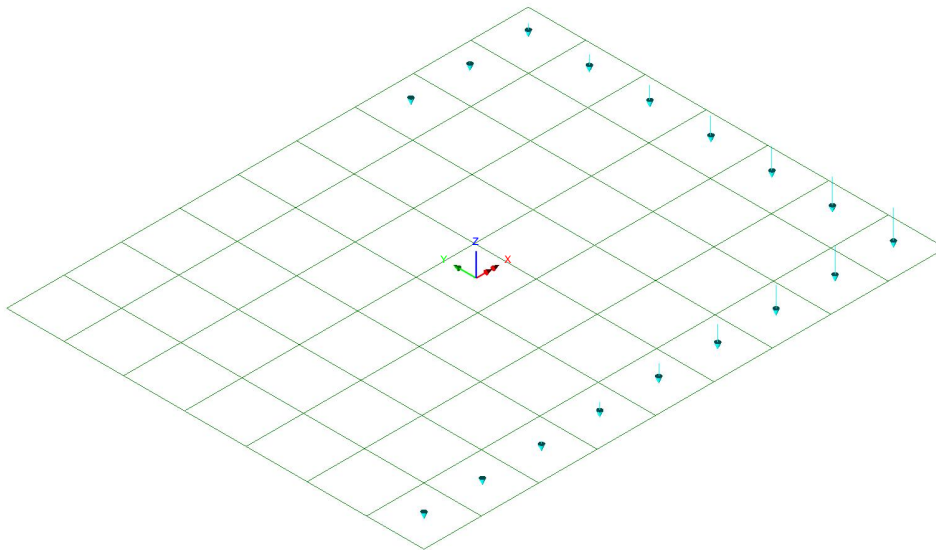


Figura 8-8 - Sollecitazioni di trazione dai tiranti

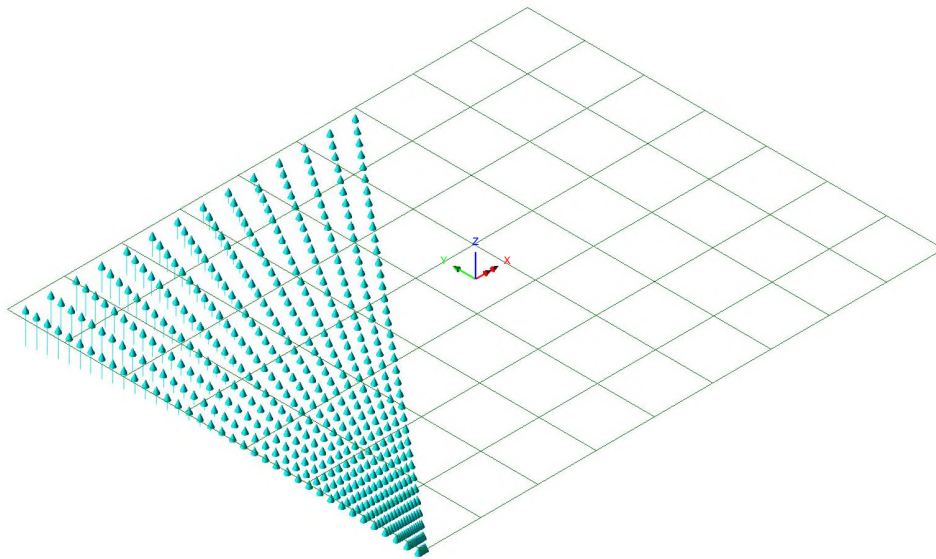
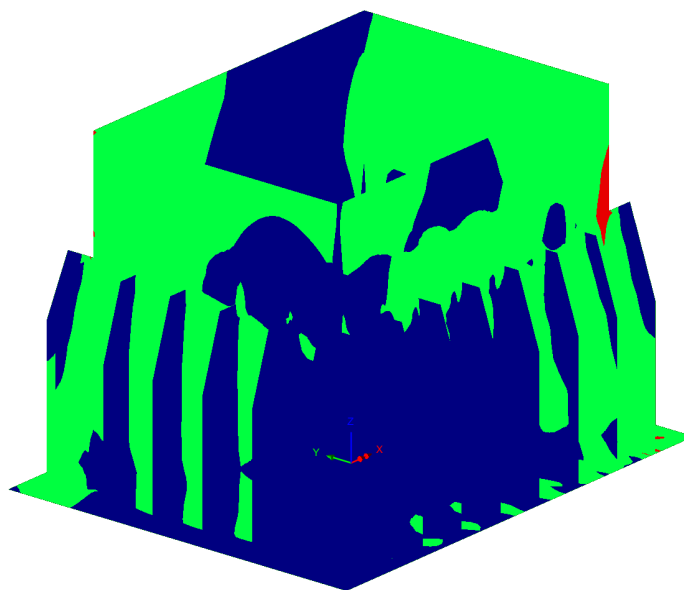


Figura 8-9 - Sollecitazioni di compressione

Si ottengono i seguenti risultati:

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



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

Figura 8-10 - Mappatura tensionale

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

8.1.4.2 Verifica del giunto "Sez C" - Connessione di base

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

connessione è irrigidita con piatti di spessore $s=20$ mm e lunghezza $L=500$ mm, disposti come dettagliato nell'immagine seguente.

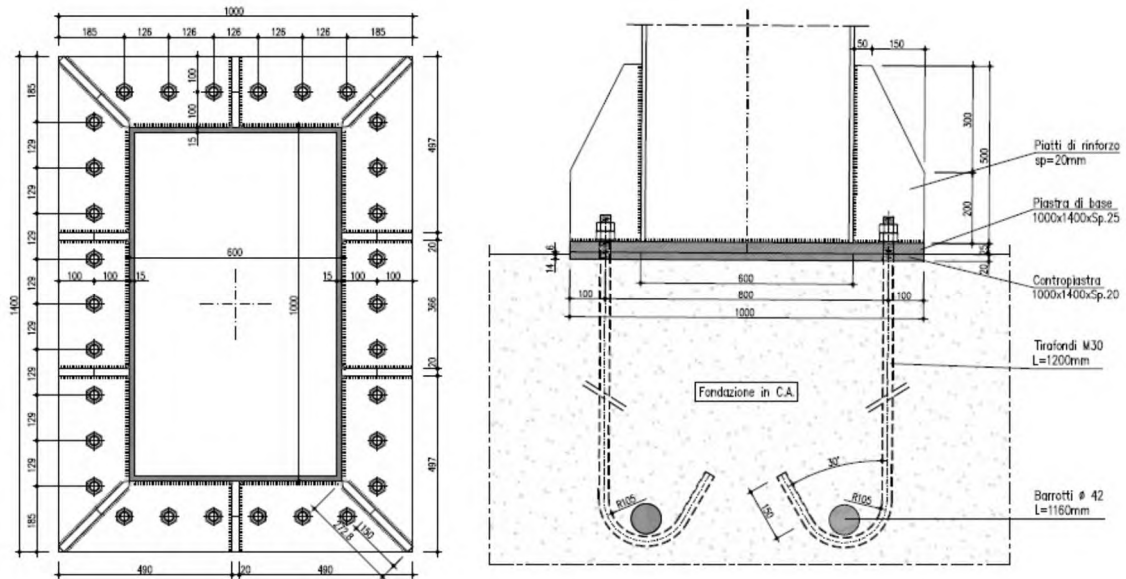


Figura 8-11 - Giunto di base - Sez C

Nel seguito i dettagli della verifica condotta per la combinazione significativa agli SLU, ovvero, quella relativa alle massime sollecitazioni di trazione sui bulloni e di taglio (Combinazione C1).

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

Combinazione C1:

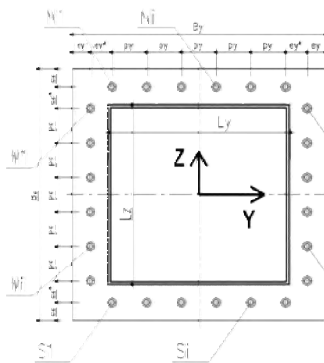
Verifica Giunzioni bullonate:
 (NTC 2008; 4.2.8 - Giunzioni a taglio; EN 1993-1-8 - 3.6)

Classe Bulloni	f_{tb}	$f_{tk_ACCIAIO}$	g_{M2}
(-)	(MPa)	(MPa)	(-)
8.8	800	275	1.25

Azioni di verifica agli SLU:

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

EnveSLU-A1 - BaseMont						
Assiale	VY	VZ	VYZ	Torcente	MY	MZ
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
(1)	-83.08	0.00	-131.51	131.51	-1173.69	983.51



Geometria del giunto bullonato (piastra):

Numero dei bulloni									
n_{N-S}	n_{E-W}	$F_{BULLONE}$	$A_{NOM_BULLONE}$	$F_{BULL-FILETTO}$	$A_{RES_BULLONE}$				
(-)	(-)	(mm)	(mm ²)	(mm)	(mm ²)				
6	9	30	707	27	561				
B_y	B_z	SPIASTRA	e_y	e_y^*	e_z	e_z^*	p_y	p_z	
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	
1	1.4	0.025	0.1	0.085	0.1	0.085	0.1260	0.1288	

Sollecitazioni indotte dalla presso-flessione deviata:

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

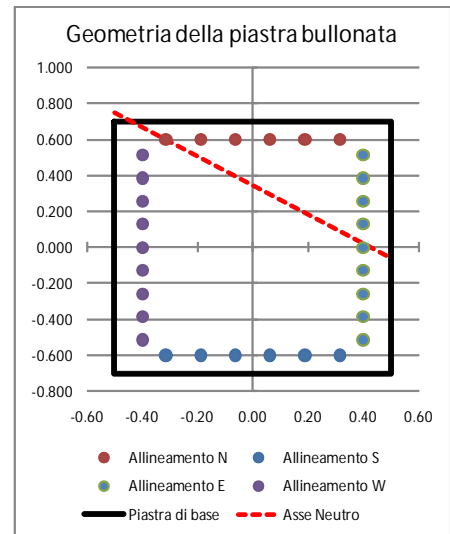
$A_{RES_BULLONATURA}$	I_{y-G_TOTALE}	I_{z-G_TOTALE}	N_{MIN} (Compres)	N_{MAX} (Traz)
(m ²)	(m ⁴)	(m ⁴)	(kN)	(kN)
0.01683	0.003539	0.001927	-139.27	133.74

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

Analisi B) significativa	s_c	s_s	N_{MAX} (Traz)
(-)	(Mpa)	(Mpa)	(kN)
S	8.60	188	105.47

Sollecitazioni indotte dal taglio e dalla torsione sul singolo bullone:

Taglio		Torsione		V_{I_MAX} (kN)
V_{yI}	V_{zI}	V_{yI_MAX}	V_{zI_MAX}	
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	
0.00	-4.38	-62.03	-48.18	81.30



Sollecitazioni di verifica:

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

Sollecitazioni di verifica:

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

Resistenza dei bulloni:
 (NTC 2008, 4.2.8.1.1)

Geometria del giunto:

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

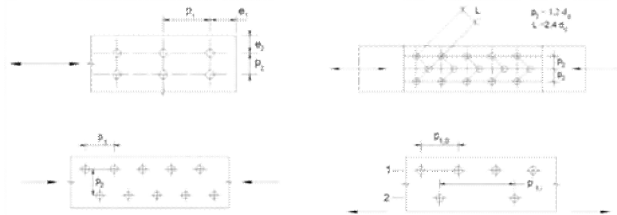


Figura 4.2.3 - Disposizione dei fori per la realizzazione di unioni bullonate o chiodate

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

Resistenze elementari:		(kN)
Taglio del bullone	$F_{v,Rd}$	215.42
Rifollamento	$F_{b,Rd}$	412.50
Trazione	$F_{t,Rd}$	323.14
Punzonamento	$B_{p,Rd}$	456.16

	(kN) - c.u.	
Resistenza a taglio	215.42	Verificato
Resistenza a trazione	323.14	Verificato
$F_{t,Ed}/F_{t,Rd}$	0.41	Verificato
Verifica combinata	0.67	Verificato

Le verifiche risultano soddisfatte.

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

In relazione al quadro tensionale di verifica, non particolarmente gravoso per i fazzoletti di irrigidimento, si è limitata la modellazione alla piastra di base, implementando dei vincoli lineari a terra in corrispondenza alle linee di intersezione piastra-montante e piastra-fazzoletti di irrigidimento. La configurazione dei carichi applicata alla piastra di base rappresenta la medesima distribuzione di tensioni ricavata dall'analisi precedente.

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

$$s_{V.M} \cdot \epsilon \frac{f_{yk}}{g_{M0}} = \frac{275}{1.05} = 262MPa$$

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

Combinazione 1:

- $s_{STRAZ-MAX} = 188 MPa$
- $s_{COMPREX-MAX} = 8.60 MPa$

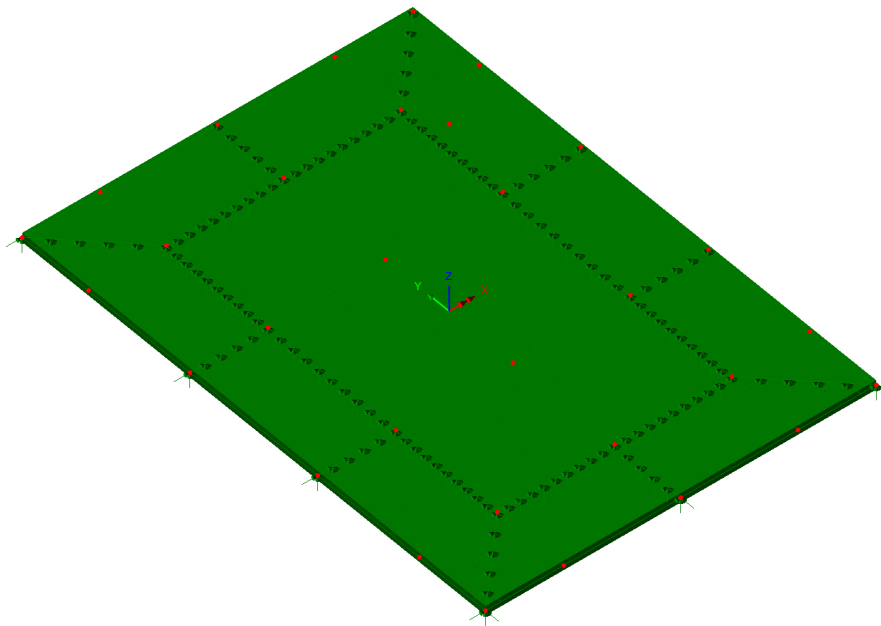


Figura 8-12 - Modello tridimensionale della piastra di base

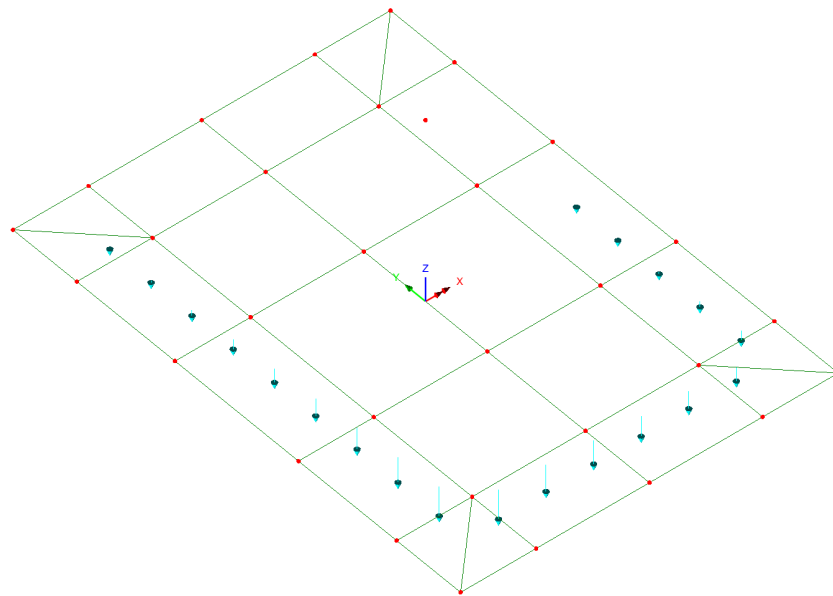


Figura 8-13 - Sollecitazioni di trazione dei tiranti (Comb. C1)

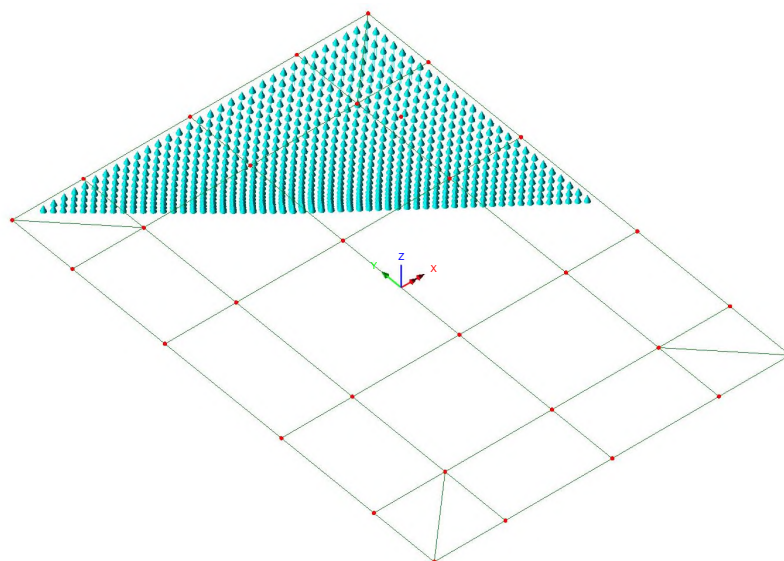


Figura 8-14 - Sollecitazioni di compressione

Si ottengono i seguenti risultati:

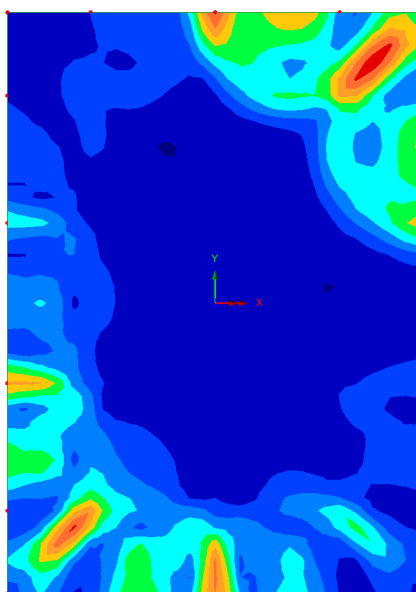
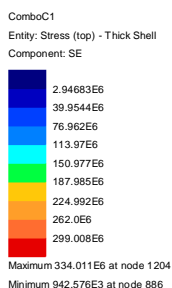


Figura 8-15 - Mappatura tensionale

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

8.1.4.3 Ancoraggio alle strutture di fondazione

Come anticipato, la connessione di base con la fondazione in c.a. è realizzata tramite un sistema tirafondipiastra di dimensioni 1400x1000x25 mm (BxHxs). Si utilizzano 30 tirafondi di classe 8.8 e lunghezza L=1.20

m, disposti simmetricamente su un unico allineamento a cerchiare il perimetro della sezione scatolare del montante.

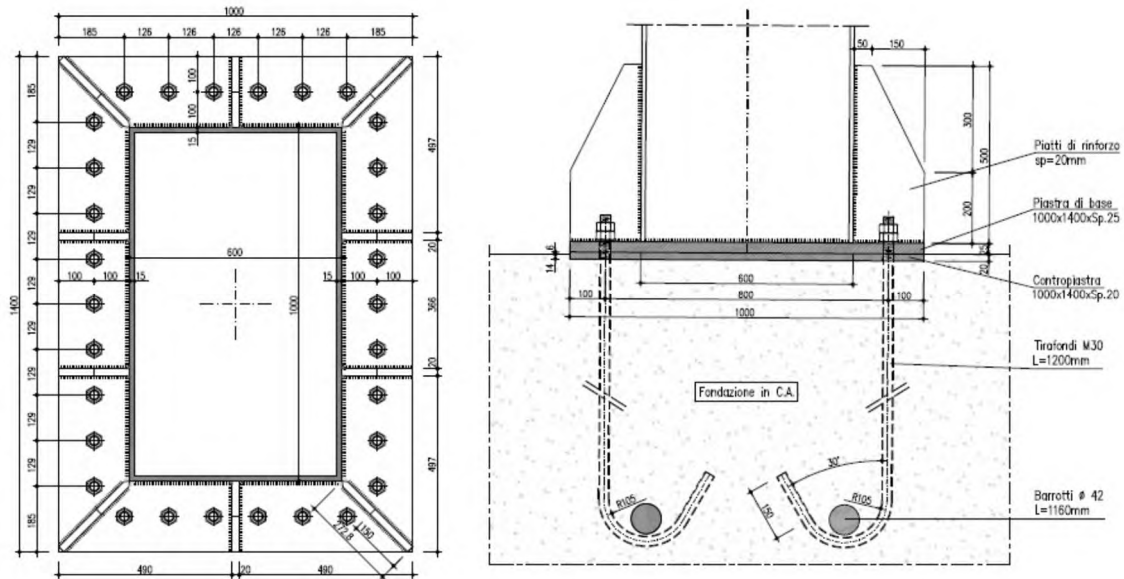


Figura 8-16 - Giunto di base - Sez C

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

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

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

Verifiche lato acciaio:

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

Verifiche lato calcestruzzo:

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

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

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

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

Di seguito la verifica dettagliata per la combinazione significativa:

Combinazione C1:

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

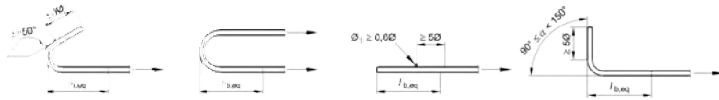
Lunghezza di ancoraggio dei tirafondi (lunghi)
 (EN 1992-1-1 - 8.4)

Caratteristiche del CLS:

f_{ck} (MPa)	ρ (-)	f_{ctm} (MPa)	f_{ctk} (MPa)	f_{ctd} (MPa)
28	1.5	2.77	1.94	1.29
h_1 (-)	h_2 (-)	s_{sd} (MPa)	f_{bd} (MPa)	$l_{b,reqd}$ (m)
0.7	1	189	2.03	0.698

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

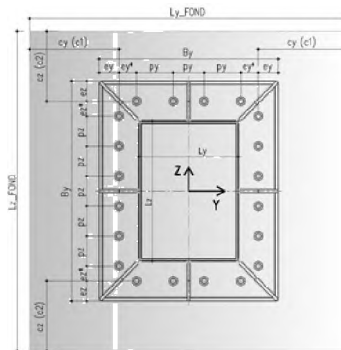
Ancoraggio Diritto (-)	C_d (m)	a_1 (-)	$l_{bd,eq}$ (m)
N	0.048	1	0.698



Verifica a trazione:
 (ETAG 001; Annex C - Metodo di progettazione A)

Geometria della fondazione:

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



Caratteristiche materiali tirafondi - fondazione:

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

Coefficienti di sicurezza adottati

ϕ (-)	ϕ_l (-)	$\phi_{TRAZIONE}$ (-)	ϕ_{Taglio} (-)	Calcestruzzo		Acciaio	
				$\phi_{MC-TRAZIONE}$ (-)	$\phi_{MC-TAGLIO}$ (-)	$\phi_{MS-TRAZIONE}$ (-)	$\phi_{MS-TAGLIO}$ (-)
1.5	1.2	1.2	1	2.16	1.8	1.50	1.25

Rottura dell'acciaio

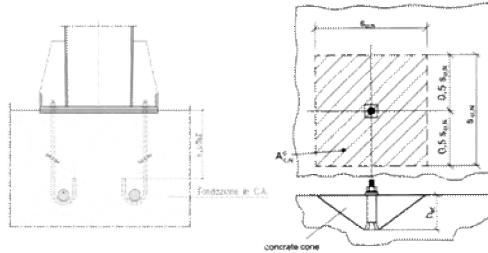
N_{MAX} (Trazz) (kN)	$N_{Rd,s}$ (kN)	Verificata
105.47	299.20	

Resistenza del cono di calcestruzzo

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

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

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



$S_{cr,N}$ (m)	$C_{cr,N}$ (m)	$A_{c,N}^0$ (m ²)	$A_{c,N}$ (m ²)
2.40	1.20	0.36	1.72

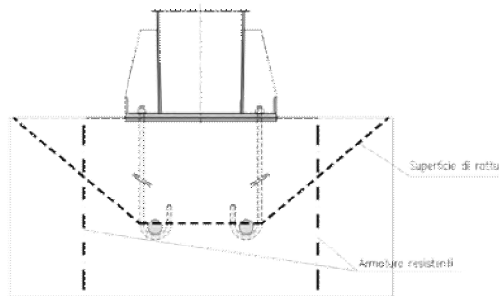
h'_{eff} (m)	$S'_{cr,N}$ (m)	$C'_{cr,N}$ (m)
0.20	0.6	0.30

$\gamma_{s,N}$ (-)	$\gamma_{re,N}$ (-)	e_{Ny} (m)	e_{Nz} (m)	$N_{Rd,c}^0$ (kN)	$\gamma_{ec,N}$ (-)	$\gamma_{ucr,N}$ (-)
0.90	1.00	0.078	0.132	51.90	0.55	1.00

$N_{Rk,c}$ (kN)	$N_{Rd,c}^0$ (kN)	N_{Sd}^0 (kN)	Verifica (-)
2242.15	1038.03	1150.50	Occorre prevedere armatura

Minima armatura per evitare la rottura del cono:

$A_{S_{MIN}}$ (mm ²)	F_s (mm ²)	n_{MIN_BARRE} (-)
3835	24	9



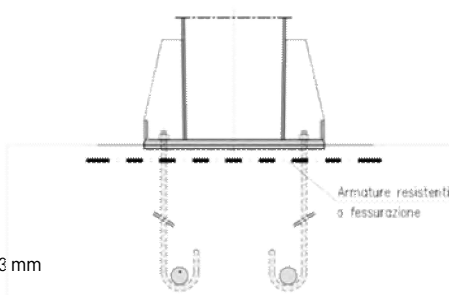
Rottura per fessurazione da carico:

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

N_{Sd}^0 (kN)	F_{Sp} (-)	N_{Sd}^0 (kN)
1150.50	0.5	575.25

Minima armatura per evitare la rottura per fessurazione:

$A_{S_{MIN}}$ (mm ²)	F_s (mm ²)	n_{MIN_BARRE} (-)
1470	24	4



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

Verifica per azioni di taglio:

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

Rottura dell'acciaio:

Verifica ancorante senza braccio di leva:

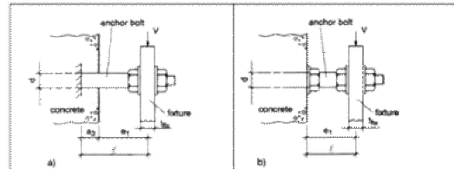
$V_{Rd,s}$ (kN)	
179.52	Verificato

Verifica ancorante con braccio di leva:

Verifica con braccio di leva
 (-)
 S

Determinazione del braccio di leva:

e_1 (m)	a_3 (m)	a (-)
0.0125	0	2
W_{el} (mm ³)	$M_{Rk,s}^0$ (kNm)	$M_{Rk,s}$ (kNm)
1874	1.80	1.16
$V_{Rd,s}$ (kN)		
149	Verificato	



Rottura del bordo di calcestruzzo:

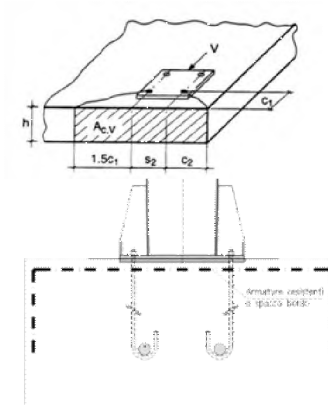
- Verifica omessa nel caso di distanza minima dal bordo della fondazione $c \geq 10 h_{eff}$

Risultante delle azioni di spacco agenti sul bordo in CLS:

$V_{sd,y}^3$ (kN)	$V_{sd,z}^3$ (kN)
743.73	701.68

Minima armatura per evitare la rottura per spacco del bordo:

$A_{S_{MIN,Y}}$ (mm ²)	$A_{S_{MIN,Z}}$ (mm ²)	F_s (mm ²)
2479	2339	24



$n_{MIN_BARRE_Y}$ (-)	$n_{MIN_BARRE_Z}$ (-)
6	6

Rottura a taglio del calcestruzzo:

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

Verifica per azioni combinate (Effettuata solo lato acciaio):

a (-)	N_{Sd}/N_{Rd} (-)	V_{Sd}/V_{Rd} (-)
1.5	0.35	0.55
Ver. Combinata (-)		
0.61	Verificato	

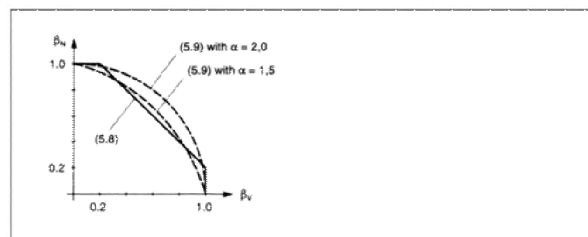


Figure 5.10 Interaction diagram for combined tension and shear loads

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

$$(\beta_w)^2 + (\beta_v)^2 \leq 1 \quad (5.9)$$

with:

β_w, 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 $a=1.50$, pur procedendo alla verifica delle barre di armatura.

Le verifiche risultano soddisfatte.

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

8.2 VERIFICHE PER AZIONI CICLICHE - FATICA

8.2.1 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

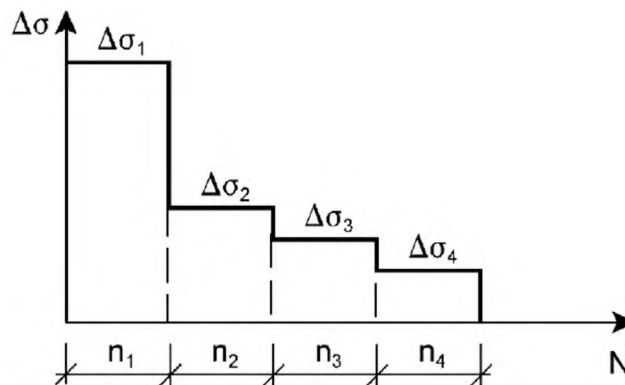


Figura 8-17 - Spettro dell'intervallo di variazione delle tensioni

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.

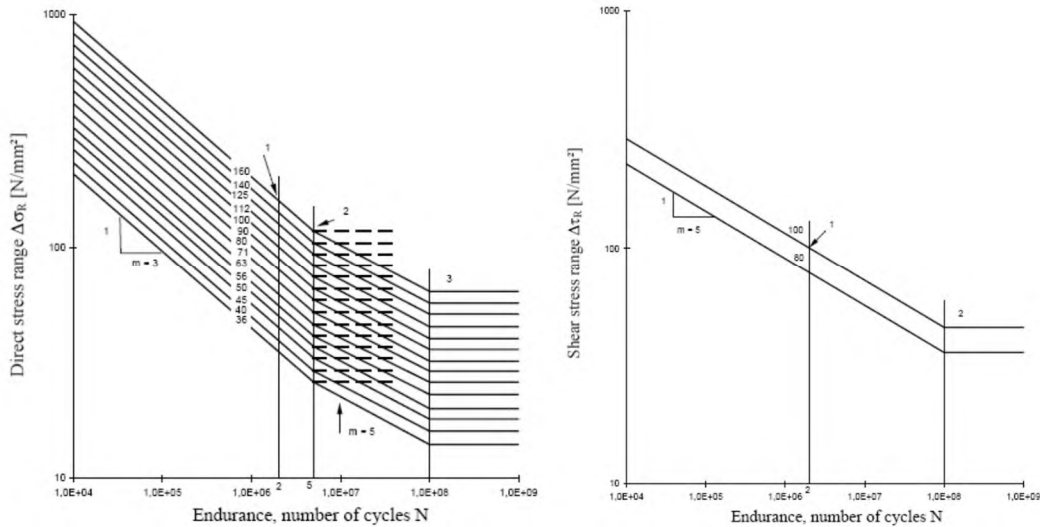


Figura 8-18 - Curve di resistenza a fatica S-N per tensioni normali e tangenziali

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:

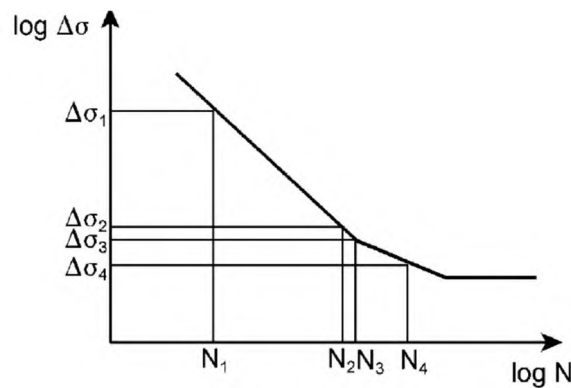


Figura 8-19 - Determinazione del numero di cicli a rottura per Ds assegnato

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:

$g_f = 1$

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

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

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

$$\dot{a} \frac{n_i \cdot g_{Mf} \cdot g_{Ff}}{N_i} \cdot \xi D_d = 1.0$$

(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]

8.2.1.1 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.

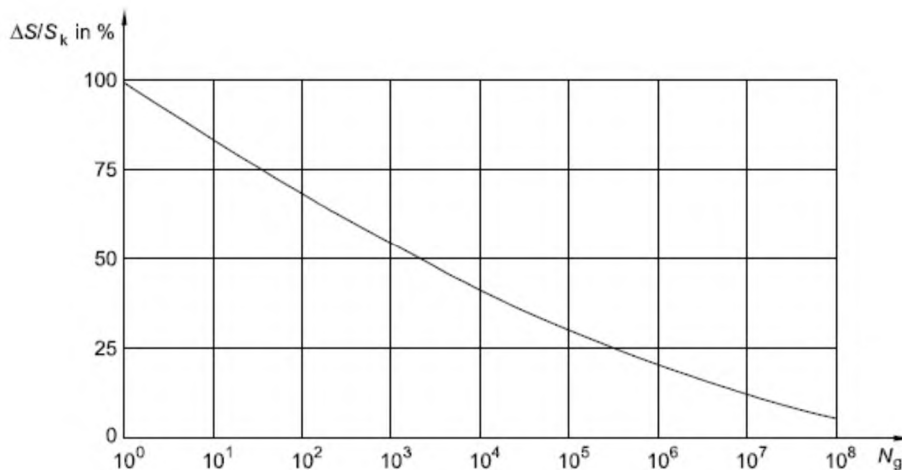


Figura 8-20 - Numero di cicli di carico da fatica per per un effetto DS/Sk

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.

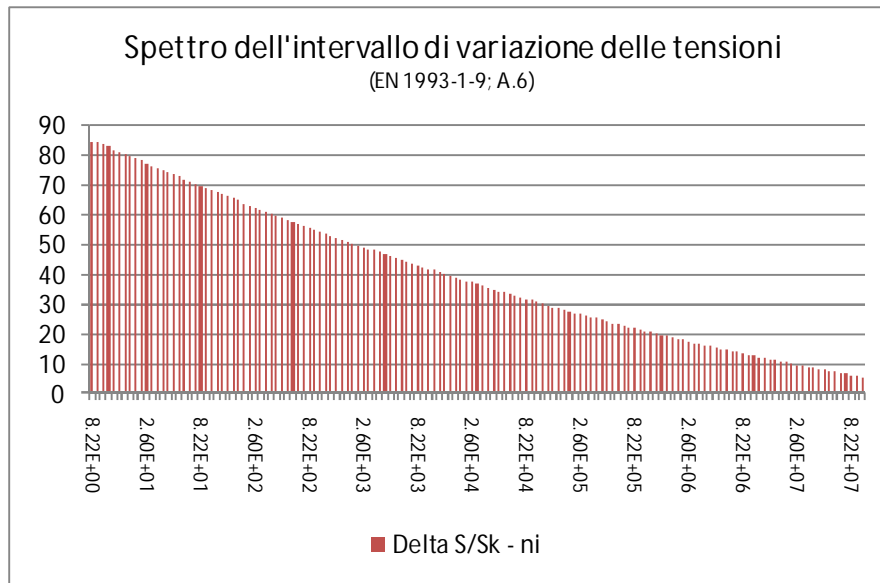


Figura 8-21 - Numero di cicli di carico da raffica (cumulata) per un effetto DS/Sk

8.2.1.2 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:

$$n_i = 1.6 \cdot 10^7 \cdot xL' \cdot F_i$$

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.

8.2.2 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 - Sbraccio1						
	Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
(1)	0	-77	0	-91	0	-673
(2)	0	-1	0	0	3	-7
(3)	0	-1	0	0	4	-9
(4)	0	0	0	0	0	0

Sollecitazioni Fatica - BaseMont						
	Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
(1)	0	0	88	782	-656	0
(2)	0	0	1	9	-7	4
(3)	0	0	1	11	-7	4
(4)	0	0	0	0	0	0

Le sollecitazioni da fatica sono risultate non dimensionanti per la struttura e tutte le sezioni sono verificate con ampi margini. Si riassume nel seguito la procedura di dettaglio per la sezione "Sez A" e il vertice (Pi) n. 2, che è risultato il più sollecitato.

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

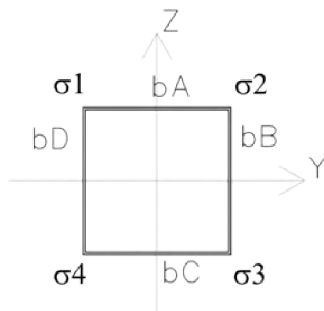
(EN 1993-1-1; EN 1993-1-9)

Azioni di verifica agli SLE:

Sez Verifica		Geometria del profilo in acciaio		
		L_y (m)	L_z (m)	s (m)
A	Sbraccio1	0.80	0.60	0.012

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)
0.0330	0.0020	0.0032	0.0068	0.0079	0.0014	0.0014	0.0111

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



Determinazione dei D_s negli spigoli della sezione:

Variazione di tensione nei vertici della sezione rettangolare

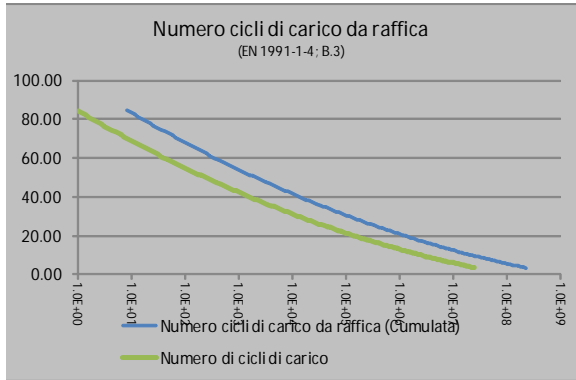
	Sollecitazioni Fatica - Sbraccio1						Azioni taglianti e torcenti				Tensioni risultanti:			
	Assiale	VY	VZ	Torcente	MY	MZ	Dt_1	Dt_2	Dt_3	Dt_4	Ds_1	Ds_2	Ds_3	Ds_4
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)
Fatica_Vento (1)	0	-77	0	-91	0	-673	5259	-5259	-11089	11089	84979	-84979	-84979	84979
Fatica_BuffetingL1 (2)	0	-1	0	0	3	-7	8	47	-33	88	448	-1343	-448	1343
Fatica_BuffetingL2 (3)	0	-1	0	0	4	-9	5	40	-33	78	642	-1733	-642	1733
Fatica_BuffetingL3 (4)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	6	-17	-6	17

Verifiche a fatica delle sezioni dello scatolare metallico:

Azione di fatica del vento:

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

$$\frac{D_s}{S_k} = 3,7 \times 10^6 \log(N_g)^2 - 17,4 \times \log(N_g) + 100$$



Sez. Verifica:	Pi
(-)	(-)
A	1

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

n. veicoli/gg (-)	L (anni)	Lane allocation factors, Fi			
		F1 (-)	F2 (-)	F3 (-)	F4 (-)
15000	50	0.70	0.30	0.00	0.00

Azioni cicliche: (-)	n. di cicli (-)	Ds_k (MPa)	Dt_k (MPa)
Fatica_Vento	-	84.98	5.26
Fatica_BuffetingL1	1.20E+09	0.45	0.01
Fatica_BuffetingL2	5.14E+08	0.64	0.01
Fatica_BuffetingL3	0.00E+00	0.01	0.00

Tensioni di rottura per fatica:
 (EN 1993-1-9; 7.1)

Azioni normali:				Azioni tangenziali:	
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	0.11	0.15	0.00	0.00
Fatica_BuffetingL1	0.00	0.00	0.00	0.00
Fatica_BuffetingL2	0.00	0.00	0.00	0.00
Fatica_BuffetingL3	0.00	0.00	0.00	0.00
$S(X)*g_{Mf}*g_f$		0.146		

La verifica è ampiamente soddisfatta.

8.2.3 Verifica a fatica delle giunzioni bullonate

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

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

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

Si evidenzia che, in virtù della presenza del pretiro agente sui bulloni della "Sez A", la variazione di tensione reale agente sui bulloni, ed avente effetto in termini di fatica, risulta essere solo una frazione della tensione calcolabile assumendo per intero la variazione di azione assiale sul bullone.

Quanto sopra risulta valido per azioni assiali di trazione al più pari all'azione di pretiro.

8.2.3.1 Verifica a fatica bullonatura Sez A

Verifica a fatica delle Giunzioni bullonate:

(EN 1993-1-9; 7.1)

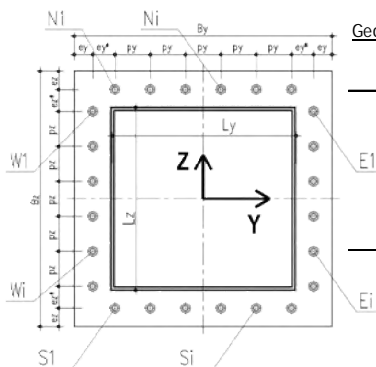
Azioni di verifica agli SLE:

Geometria del profilo in acciaio:

Sez Verifica	Sbraccio1	L_y (m)	L_z (m)	s (m)
A	Sbraccio1	0.80	0.60	0.012

Sollecitazioni Fatica - Sbraccio1

	Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	VYZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
Fatica_Vento (1)	0	-77	0	77	-91	0	-673
Fatica_BuffetingL1 (2)	0	-1	0	1	0	3	-7
Fatica_BuffetingL2 (3)	0	-1	0	1	0	4	-9
Fatica_BuffetingL3 (4)	0	0	0	0	0	0	0



Geometria del giunto bullonato (piastra):

Numero dei bulloni

n_{N-S}	n_{E-W}	$F_{BULLONE}$ (mm)	$A_{NOM_BULLONE}$ (mm ²)	$F_{BULL-FILETTO}$ (mm)	$A_{RES_BULLONE}$ (mm ²)
(-)	(-)	30	707	26.7	561
9	7				

B_y (m)	B_z (m)	SPIASTRA (m)	e_y (m)	e_{y^*} (m)	e_z (m)	e_{z^*} (m)	p_y (m)	p_z (m)
1	0.8	0.025	0.05	0	0.05	0	0.1125	0.1167

Sollecitazioni indotte dalla presso-flessione deviata:

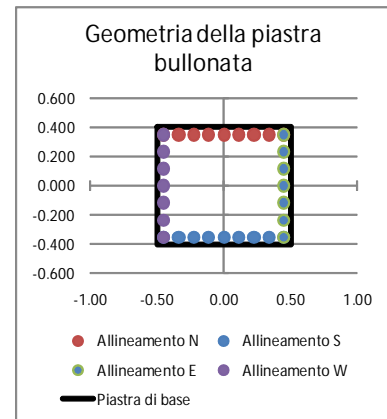
Procedura A)

Azioni sui bulloni - Bulloni sollecitati in compressione e trazione:

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

$A_{RES_BULLONATURA}$ (m ²)	I_{y-G_TOTALE} (m ⁴)	I_{z-G_TOTALE} (m ⁴)
0.01571	0.001390	0.001988

	N_{MIN} (Compres) (kN)	N_{MAX} (Traz) (kN)
Fatica_Vento	-85.52	85.52
Fatica_BuffetingL1	-1.33	1.33
Fatica_BuffetingL2	-1.72	1.72
Fatica_BuffetingL3	-0.02	0.02



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	6.16	145
	0.00	0
	0.00	0
	0.00	0

	N_{MAX} (Traz) (kN)
Fatica_Vento	81.35
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)	
-2.75	0.00	-5.28	-6.79	Fatica_Vento
-0.04	0.02	-0.01	-0.02	Fatica_BuffetingL1
-0.03	0.01	-0.01	-0.02	Fatica_BuffetingL2
0.00	0.00	0.00	0.00	Fatica_BuffetingL3

Variatione tensionale per effetto dei singoli carichi ciclici:

Prearico agente sel bullone:
 (EN 1993-1-8; 3.9.1)

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

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

Rigidezza assiale del bullone e della lamiera:

K_{BULL}	K_{LAM}	$r=K_{LAM}/K_{BULL}$
(kN/m)	(kN/m)	(-)
2094400	16755200	8

	$D_{N_{MAX}}$	$D_{N_{MAX-BULLONE}}$	D_s TRAZ-RIDOTTA*	D_t
	(kN)	(kN)	(MPa)	(MPa)
Fatica_Vento	86	10	17	19
Fatica_BuffetingL1	1	0	0	0
Fatica_BuffetingL2	2	0	0	0
Fatica_BuffetingL3	0	0	0	0

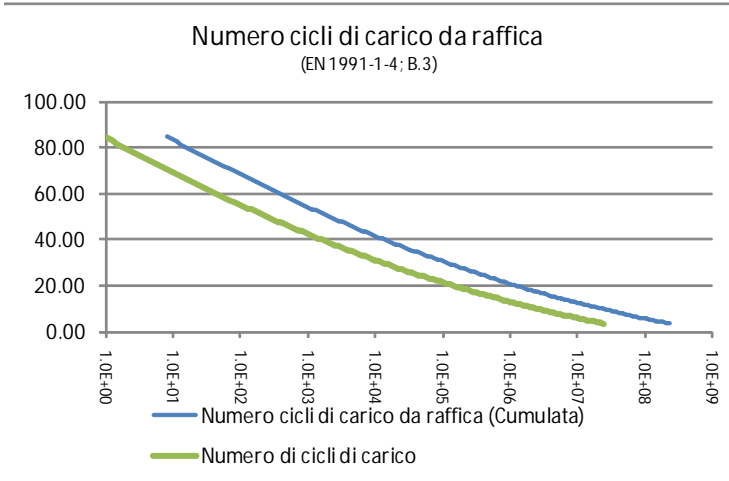
* NOTA: trattazione valida se l'azione di trazione sul bullone (SLE Rara) è inferiore al prearico $F_{P,C}$

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)

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



Sez. Verifica:

(-)

A

Cicli di carico per Buffeting:

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

n. veicoli/gg (-)	L (anni)	Lane allocation factors, Fi			
		F1 (-)	F2 (-)	F3 (-)	F4 (-)
7000	50	0.70	0.30	0.00	0.00

Azioni cicliche: (-)	n. di cicli (-)	Ds _k (MPa)	Dt _k (MPa)
Fatica_Vento	-	16.94	18.76
Fatica_BuffetingL1	5.60E+08	0.26	0.11
Fatica_BuffetingL2	2.40E+08	0.34	0.10
Fatica_BuffetingL3	0.00E+00	0.00	0.00

Tensioni di rottura per fatica:

(EN 1993-1-9; 7.1)

Azioni normali:				Azioni tangenziali:	
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
(-)	(-)
1.15	1.00

Sommatoria di Miner:

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

La verifica è ampiamente soddisfatta.

8.2.3.2 Verifica a fatica bullonatura Sez C - Ancoraggio di base

Verifica a fatica delle Giunzioni bullonate:

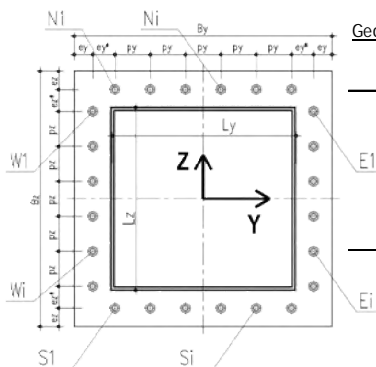
(EN 1993-1-9; 7.1)

Azioni di verifica agli SLE:

Sez Verifica	BaseMont	Geometria del profilo in acciaio:		
		L _y (m)	L _z (m)	s (m)
C	BaseMont	0.60	1.00	0.015

Sollecitazioni Fatica - BaseMont

	Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	VYZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
Fatica_Vento (1)	0	0	88	88	782	-656	0
Fatica_BuffetingL1 (2)	0	0	1	1	9	-7	4
Fatica_BuffetingL2 (3)	0	0	1	1	11	-7	4
Fatica_BuffetingL3 (4)	0	0	0	0	0	0	0



Geometria del giunto bullonato (piastra):

Numero dei bulloni

n _{N-S}	n _{E-W}	F _{BULLONE} (mm)	A _{NOM_BULLONE} (mm ²)	F _{BULL-FILETTO} (mm)	A _{RES_BULLONE} (mm ²)
(-)	(-)	30	707	26.7	561
6	9				

B _y (m)	B _z (m)	SPIASTRA (m)	e _y (m)	e _y * (m)	e _z (m)	e _z * (m)	p _y (m)	p _z (m)
1	1.4	0.025	0.1	0.085	0.1	0.085	0.1260	0.1288

Sollecitazioni indotte dalla presso-flessione deviata:

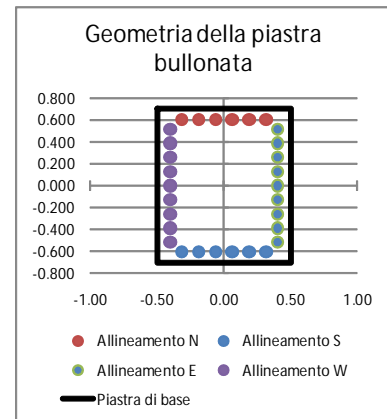
Procedura A)

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)
0.01683	0.003539	0.001927

	N _{MIN (Compress)} (kN)	N _{MAX (Traz)} (kN)
Fatica_Vento	-62.35	62.35
Fatica_BuffetingL1	-1.06	1.03
Fatica_BuffetingL2	-1.06	1.03
Fatica_BuffetingL3	-0.01	0.01



Procedura B)

Azioni sui bulloni - Bulloni sollecitati solo a trazione:

(Sollecitazione determinata in presso-flessione deviata)

Analisi B) significativa (-)	s _c (Mpa)	s _s (Mpa)
s	3.07	94
	0.00	0
	0.00	0
	0.00	0

	N _{MAX (Traz)} (kN)
Fatica_Vento	52.79
Fatica_BuffetingL1	0.00
Fatica_BuffetingL2	0.00
Fatica_BuffetingL3	0.00

Sollecitazioni indotte dal taglio e dalla torsione sul singolo bullone:

Taglio		Torsione		V _{L,MAX} (kN)
V _{Yi} (kN)	V _{Zi} (kN)	V _{Yi,MAX} (kN)	V _{Zi,MAX} (kN)	
0.00	2.92	48.18	25.29	Fatica_Vento
0.00	0.04	0.53	0.28	Fatica_BuffetingL1
0.00	0.03	0.66	0.35	Fatica_BuffetingL2
0.00	0.00	0.01	0.00	Fatica_BuffetingL3

Variazione tensionale per effetto dei singoli carichi ciclici:

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

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

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

Rigidezza assiale del bullone e della lamiera:

K_{BULL} (kN/m)	K_{LAM} (kN/m)	$r=K_{LAM}/K_{BULL}$ (-)
2094400	16755200	8

	D_{NMAX} (kN)	$D_{NMAX-BULLONE}$ (kN)	D_s TRAZ-RIDOTTO* (MPa)	D_t (MPa)
Fatica_Vento	62	62	111	100
Fatica_BuffetingL1	1	1	2	1
Fatica_BuffetingL2	1	1	2	1
Fatica_BuffetingL3	0	0	0	0

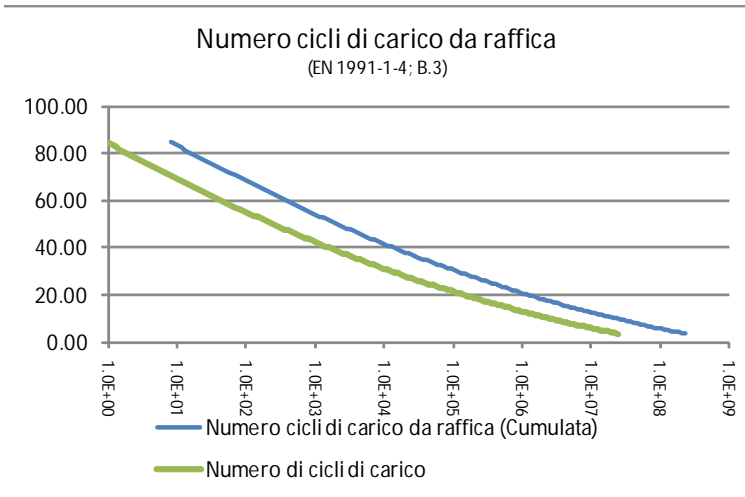
* NOTA: trattazione valida se l'azione di trazione sul bullone (SLE Rara) è inferiore al precarico $F_{p,c}$

Verifiche a fatica delle giunzioni bullonate:

Azione di fatica del vento:

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

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



Sez. Verifica:

(-)

C

Cicli di carico per Buffeting:

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

n. veicoli/gg (-)	L (anni)	Lane allocation factors, Fi			
		F1 (-)	F2 (-)	F3 (-)	F4 (-)
7000	50	0.70	0.30	0.00	0.00

Azioni cicliche: (-)	n. di cicli (-)	Ds _k (MPa)	Dt _k (MPa)
Fatica_Vento	-	111.15	99.52
Fatica_BuffetingL1	5.60E+08	1.83	1.09
Fatica_BuffetingL2	2.40E+08	1.84	1.36
Fatica_BuffetingL3	0.00E+00	0.02	0.01

Tensioni di rottura per fatica:

(EN 1993-1-9; 7.1)

Azioni normali:				Azioni tangenziali:	
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
(-)	(-)
1.15	1.00

Sommatoria di Miner:

	Tensioni normali		Tensioni tangenziali	
	$S(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$S(X) * g_{Mf} * g_{Ff}$	$S(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$S(X) * g_{Mf} * g_{Ff}$
	(-)	(-)	(-)	(-)
Fatica_Vento	0.08	0.09	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
	$S(X) * g_{Mf} * g_{Ff}$		0.090	

La verifica è ampiamente soddisfatta.

Si evidenzia che, cautelativamente, non si è considerato l'effetto di riduzione delle tensioni per effetto del pretiro sui tirafondi.

9 PLINTO E PALI DI FONDAZIONE

Nel presente capitolo si riportano i calcoli di verifica del plinto di fondazione e dei pali.

9.1 DESCRIZIONE E IPOTESI DI CALCOLO

Il plinto in esame, la cui geometria è rappresentata nella figura seguente, si ipotizza cautelativamente fondato su quattro pali trivellati di diametro $\varnothing=800$ mm ad interasse $i=2.30$ m (per maggiori dettagli si rimanda alla relazione geotecnica dedicata).

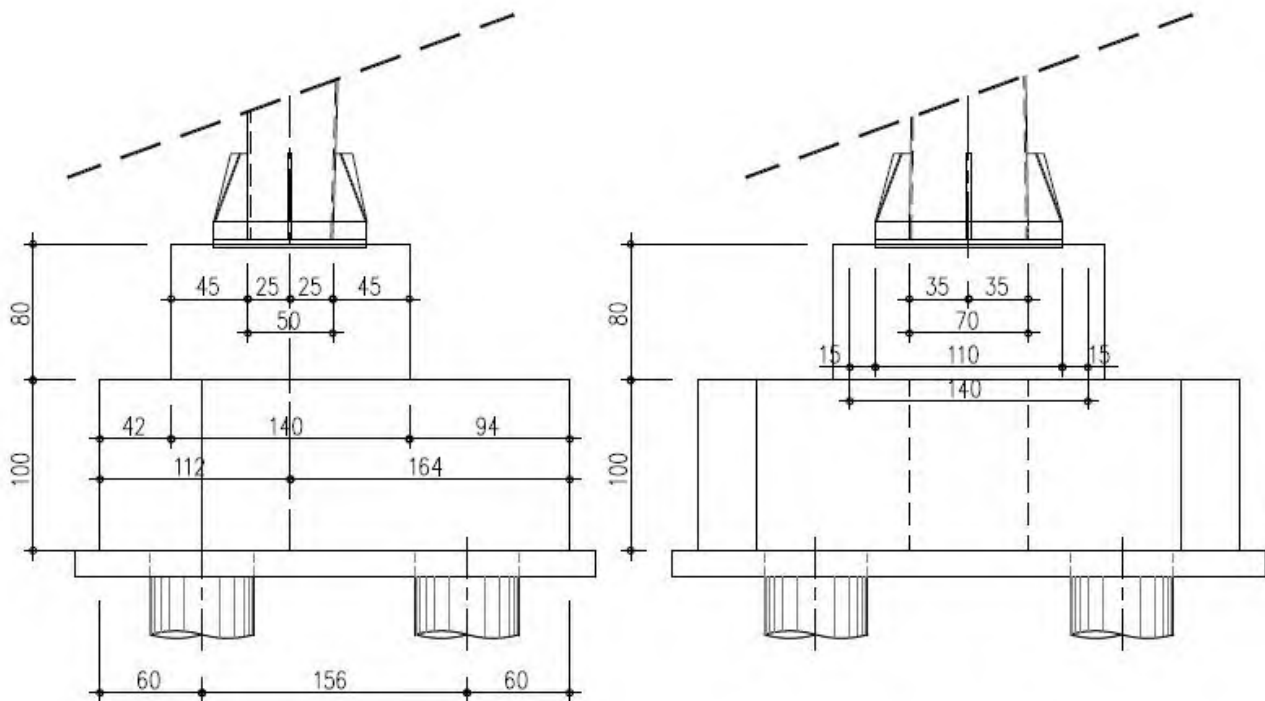


Figura 9-1 - Sezioni del plinto di fondazione - terreno pianeggiante

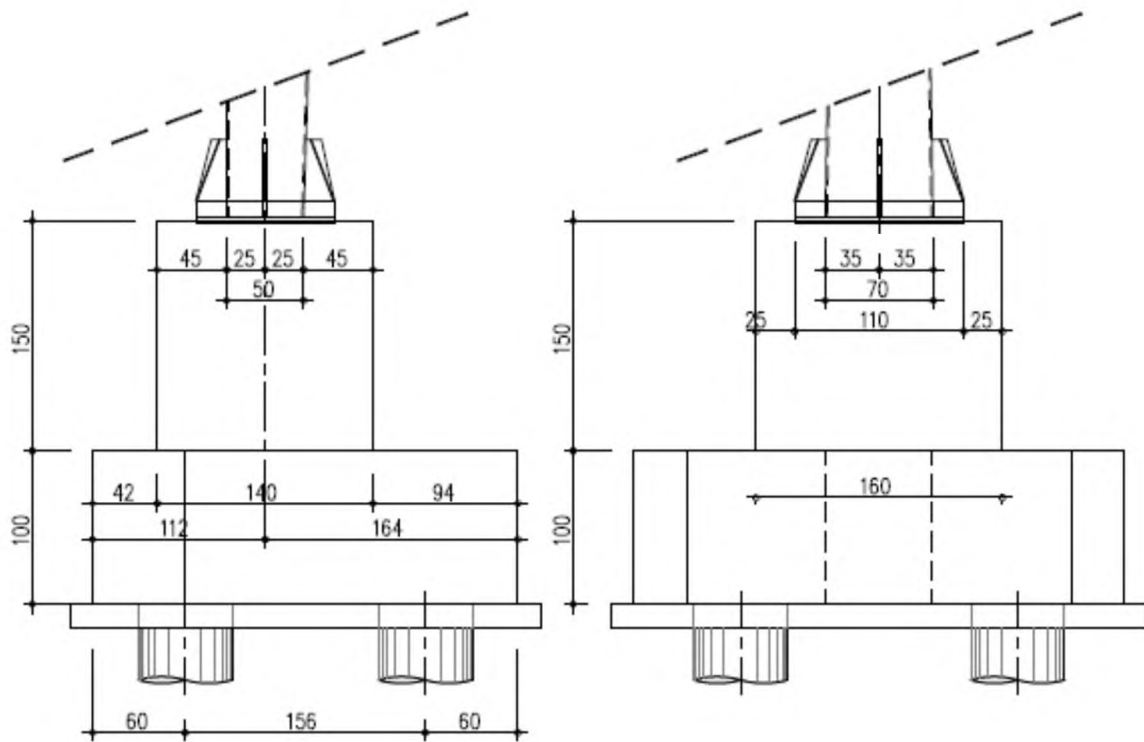


Figura 9-2 - Sezioni del plinto di fondazione - posa su rilevato

La verifica delle strutture di fondazione è stata eseguita prendendo in considerazione le sollecitazioni agli stati limite ultimi ed agli stati limite di esercizio, nella combinazione caratteristica. A partire dalle azioni agenti nel baricentro della fondazione alla quota di imposta della stessa, per il dettaglio delle quali si rimanda al capitolo dedicato, si sono determinate le sollecitazioni gravanti sui pali di fondazione e, nel seguito, se ne esplicitano le verifiche. Per il dettaglio delle analisi condotte sui pali, per la determinazione delle sollecitazioni di verifica, si rimanda al capitolo dedicato.

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

9.1.1 Verifica dei pali di fondazione

Si rimanda alla relazione geotecnica dedicata per la verifica dei pali, sia sotto l'aspetto meramente geotecnico, sia per quanto concerne le verifiche strutturali.

9.1.2 Verifica del plinto di fondazione

Per la verifica del plinto di fondazione, solidale col sistema di fondazioni profonde costituito dai tre pali trivellato o elica $\varnothing=0.8$ m, si identifica un meccanismo resistente del tipo "tirante-puntone".

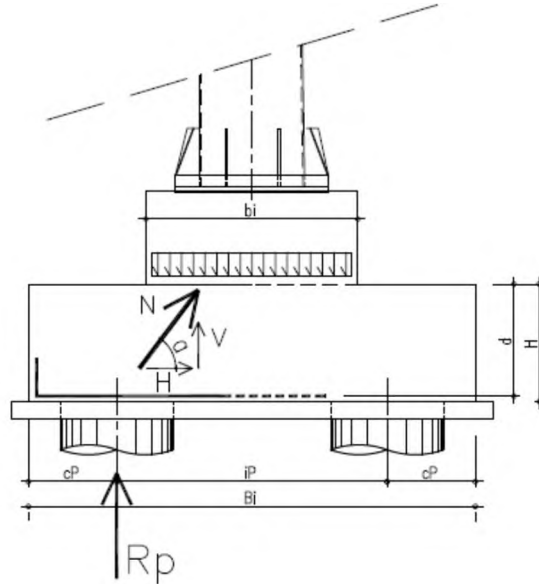


Figura 9-3 - Meccanismo resistente a Tirante-puntone

Si assumono le seguenti ipotesi:

- R_p massima azione assiale nel palo, derivante dall'analisi di interazione suolo-struttura
- N massima azione di compressione agente sul puntone
- V componente verticale della risultante di compressione
- H componente orizzontale della risultante di compressione
- α inclinazione di "N"

La risultante "N" si assume agente tra il baricentro del palo, alla quota dell'armatura inferiore nel plinto e il baricentro del quarto di sezione resistente alla quota H.

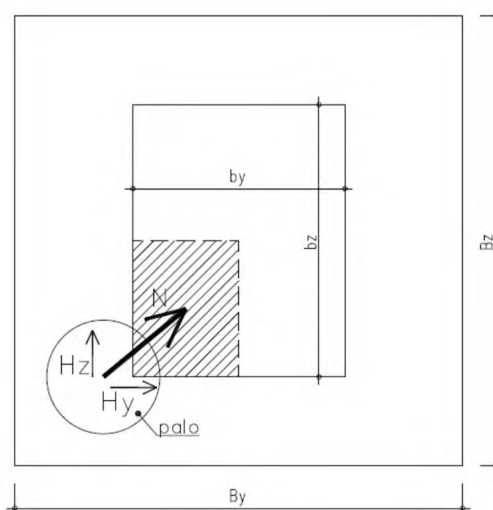


Figura 9-4 - Individuazione qualitativa in pianta del puntone

Le grandezze in gioco sono le seguenti:

- $R_p = 764 \text{ kN}$
- $B_y = B_z = 3.80 \text{ m}$
- $b_y = 1.80 \text{ m}$
- $b_z = 2.30 \text{ m}$
- $c_p = 0.75 \text{ m}$
- $i_p = 2.30 \text{ m}$
- $H = 1.00 \text{ m}$
- $d = 0.95 \text{ m}$

La distanza in pianta tra il baricentro del palo e il baricentro dell'area resistente alla quota H, è pari a circa $(0.7^2 + 0.575^2)^{0.5} = 0.91 \text{ m}$ considerando la configurazione del palo più gravosa.

L'angolo di inclinazione del puntone compresso è quindi:

$$\text{Tang}(a) = 0.95/0.91 = 1.044$$

$$a = 46.23^\circ \text{ circa}$$

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

$$H = R_p / \text{Tang}(a) = 764 / 1.044 = 732 \text{ kN}$$

$$N = R_p / \sin(a) = 764 / 0.722 = 1058 \text{ kN}$$

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

$$A_{S_y-\text{min}} = \frac{\sigma_{CH}}{f_c} \cdot \frac{0.70 \cdot \sigma_{s150}}{0.91} \cdot \frac{1.15}{1.15} = 1439 \text{ mm}^2$$

$$A_{S_z-\text{min}} = \frac{\sigma_{CH}}{f_c} \cdot \frac{0.525 \cdot \sigma_{s150}}{0.91} \cdot \frac{1.15}{1.15} = 1080 \text{ mm}^2$$

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

$$n_{Y_BARRE-MIN} = 1439 / 452 = 3.20/\text{m}$$

$$n_{Z_BARRE-MIN} = 1080 / 452 = 2.40/\text{m}$$

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

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

$$P_{C,Rd} = 0.2 \cdot 0.95 \cdot 1 \cdot 15870 \cdot 0.722 = 2177 \text{ kN}$$

La verifica è abbondantemente soddisfatta.

9.2 VERIFICA GEOTECNICA DELLE FONDAZIONI

Si rimanda alla relazione di calcolo geotecnica dedicata.

10 VALIDAZIONE DEI RISULTATI DEL CALCOLO

Taglio massimo alla base per effetto del vento.

Cartelloni

qw 2.020 kN/m²

Area 2 x 4.00 (b) x 4.50 (h) m²

Trave

qw 1.025 kN/m

L = 13.75 m – 2 x 4.00 m = 5.75 m

Montante

qw 1.472 kN/m

H 6.80 m

V, SLE-Rara = 2.020 kN/m² x 2 x 4.00 m x 4.50 m + 1.025 kN/m x 5.75 m + 1.472 kN/m x 6.80 m =
 = 72.72 kN + 5.89 kN + 10.00 kN = 88.61 kN

V (automatico – v. § 7.5) 88 kN