SEGNALETICA

Tipologico portale a bandiera "Tipo C"
Relazione di calcolo

IL PRESENTE DOCUMENTO NON POTRA' ESSERE COPIATO, RIPRODOTTO O ALTRIMENTI PUBBLICATO, IN TUTTO O IN PARTE, SENZA IL CONSENSO SCRITTO DELLA SOC. AUTOSTRADE PER L'ITALIA S.P.A.. OGNI UTILIZZO NON AUTORIZZATO SARA' PERSEGUITO A NORMA DI LEGGE.
THIS DOCUMENT MAY NOT BE COPIED, REPRODUCED OR PUBLISHED, EITHER IN PART OR IN ITS ENTIRETY, WITHOUT THE WRITTEN PERMISSION OF SOC. AUTOSTRADE PER L'ITALIA S.P.A.. UNAUTHORIZED USE WILL BE PROSECUTED BY LAW

Sommario

1 INTRODUZIONE 6

2 NORMATIVE E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO 7

2.1 NORMATIVE 7
2.2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO 7

3 MATERIALI 8

3.1 CONGLOMERATI CEMENTIZI 8
3.1.1 Classi di esposizione e condizioni ambientali 8
3.1.2 Copriferri e classe di resistenza minima 8
3.1.3 Caratteristiche meccaniche 9
3.2 ACCIAIO PER ARMATURE 9
3.3 ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA 9
3.3.1 Piastre e profili 9
3.3.2 Trattamenti superficiali per la durabilità 10
3.3.3 Bullonature, tirafondi e chiavi di taglio 11
3.3.4 Saldature 11
3.3.5 Classe di esecuzione 11

4 DESCRIZIONE DELL'OPERA 12

5 SOFTWARE DI CALCOLO 14

5.1 MIDAS GEN 14
5.2 VCA SLU ® 14
5.3 MICROSOFT ® OFFICE EXCEL ® 14

6 CRITERI DI CALCOLO E DEFINIZIONE DELLE AZIONI 15

6.1 CRITERI DI CALCOLO 15
6.2 ELENCO DELLE CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI 15
6.3 AZIONI PERMANENTI 15
6.3.1 Pesi propri e permanenti portati (g_1-g_2) 15
6.4 AZIONI VARIABILI (Q) 16
6.4.1 Azioni dei carichi variabili (Q_{ak}) 16
6.4.2 Azioni del vento (Q_{wk}) 16
6.4.3 Azioni della neve 29
6.4.4 Azioni di Buffeting 29
6.4.5 Azioni della temperatura 31
6.5 AZIONE SISMICA (E_K) 31

7 STATI LIMITE E COMBINAZIONI DI CARICO 35

7.1 COMBINAZIONI PER GLI STATI LIMITE ULTIMI 35
7.2 COMBINAZIONI PER GLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO 37

8 ANALISI E MODELLAZIONE STRUTTURALE 39

8.1 GENERALITÀ 39
8.2 CARICHI APPLICATI 40

9 ANALISI DEI RISULTATI 43

9.1 CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE ELEMENTARI 43
9.2 INVILUPPO DELLE CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE 47
9.2.1 Enve SLU - A1 47
9.2.2 Enve SLE - Caratteristica 50

9.2.3 Enve Sisma - SLV ... *53*
9.3 SPOSTAMENTI ... 57
9.4 ANALISI DI BUCKLING GLOBALE ... 59
9.5 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI ... 60
9.5.1 Affidabilità del codice di calcolo ... *60*
9.5.2 Verifica di attendibilità dei risultati ... *62*

10 CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN ACCIAIO ... 63

10.1 CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN ACCIAIO ... 63
10.2 CRITERI DI VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI ... 64
10.3 CRITERI DI VERIFICA PER LE VERIFICHE A FATICA ... 64
10.3.1 Azioni da fatica del vento ... *66*
10.3.2 Azioni da fatica indotti dal transito veicolare - Buffeting ... *68*

11 VERIFICHE STRUTTURALI ... 69

11.1 STRUTTURA METALLICA IN ELEVAZIONE ... 69
11.1.1 Sollecitazioni di verifica ... *69*
11.1.2 Verifica delle sezioni in acciaio ... *72*
11.1.2.1 Sbraccio – Sez.A ... 73
11.1.2.2 Sbraccio – Sez.B ... 79
11.1.2.3 Montante – Sez.C base – Sez.C* sommità ... 86
11.1.3 Verifica dei giunti di connessione ... *97*
11.1.3.1 Verifica del giunto "Sez A" ... 98
11.1.3.2 Verifica del giunto "Sez B" ... 104
11.1.3.3 Verifica del giunto "Sez C" - Connessione di base ... 110
11.2 VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI ... 113
11.3 VERIFICHE DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO ALLE OPERE DI FONDAZIONE ... 114
11.3.1 Verifiche chiavi di taglio ... *114*
11.3.1.1 Sollecitazioni di progetto ... 114
11.3.1.2 Rottura a taglio ... 115
11.3.1.3 Rottura per pry-out ... 116
11.3.1.4 Rottura del bordo di calcestruzzo ... 117
11.3.2 Verifiche dei tirafondi ... *119*
11.3.2.1 Sollecitazioni di progetto ... 119
11.3.2.2 Rottura a trazione ... 120
11.3.2.3 Rottura a sfilamento ... 120
11.3.2.4 Rottura del cono di calcestruzzo ... 120
11.3.2.5 Rottura per blow-out del calcestruzzo ... 121
11.3.2.6 Rottura per splitting ... 122
11.3.2.7 Rottura della rosetta ... 123
11.4 VERIFICHE A FATICA ... 124
11.4.1 Verifica a fatica delle chiavi di taglio ... *124*
11.4.2 Verifica a fatica delle giunzioni bullonate ... *129*
11.4.2.1 Verifica a fatica bullonatura Sez A ... 129
11.4.2.2 Verifica a fatica Nervature e profilo Sez A ... 132
11.4.2.3 Verifica a fatica bullonatura Sez B ... 136
11.4.2.4 Verifica a fatica Nervature e profilo Sez B ... 139
11.4.2.5 Verifica a fatica bullonatura Sez C - Ancoraggio di base ... 143
11.4.2.6 Verifica a fatica Nervature e profilo Sez C - Ancoraggio di base ... 145

12 AZIONI AD INTRADOSSO ELEVAZIONE ... 149

13 VALUTAZIONE DELLE AZIONI DI PORGETTO EFFETTIVE E CONFRONTO CON LE AZIONI DI PORGETTO "INVILUPPO" ... 150

13.1 VALUTAZIONE DELLE AZIONI DI PROGETTO ... 150
13.1.1 Azione del vento ... *150*
13.1.2 Azione sismica ... *151*
13.2 CONFRONTO CON LE AZIONI DI PROGETTO "INVILUPPO" ... 153

14 VERIFICA DELLA FONDAZIONE 154

14.1 DESCRIZIONE DELLA FONDAZIONE 154
14.2 VERIFICA DEL TORRINO 154
14.2.1 Crtiterio di verifica 154
14.2.2 Sollecitazioni agenti ad intradosso torrino 157
14.2.3 Verifiche strutturali 158
14.2.3.1 Verifiche taglio-torsione 158
14.2.3.2 Verifiche flessione deviata 160
14.3 VEIFICA DEL DADO INFERIORE 161
14.3.1 Criterio di verifica 161
14.3.2 Valutazione delle azioni ad intradosso fondazione 161
14.3.3 Verifica strutturale del dado inferiore di fondazione 162
14.3.3.1 Verifiche a punzonamento 163
14.3.3.2 Verifiche a schema resistemte puntone - tirante 163

Indice delle Tabelle e delle Figure

TABELLA 3-1: DEFINIZIONE DELLA CLASSE DI ESPOSIZIONE E CONDIZIONI AMBIENTALI PER OGNI TIPOLOGIA DI OPERA IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO 8
TABELLA 3-2: COPRIFERRI MINIMI IN MM IN FUNZIONE DELLE CONDIZIONI AMBIENTALI 8
TABELLA 3.3. CARATTERISTICHE BULLONERIA AD ALTA RESISTENZA E CHIAVI DI TAGLIO 11
FIGURA 4.1. VISTA FRONTALE E LATERALE DEL PORTALE 12
FIGURA 4.2. – DETTAGLIO DELLA CONNESSIONE ALLA BASE 12
FIGURA 5.1. SOFTWARE MIDAS GEN – CALCOLO AGLI ALEMENTI FINITI 14
FIGURA 5.2. SOFTWARE VCA_SLU – CALCOLO DELLE RESISTENZE 14
FIGURA 6-1 – PRESSIONE DI PICCO DEL VENTO Z=8.05 M (BARICENTRO CARTELLONISTICA H=4.5M) 17
FIGURA 6-3 – PRESSIONE DI PICCO DEL VENTO Z=6.8 M (BARICENTRO SBRACCIO ORIZZONTALE) 19
FIGURA 6-4 – SISTEMA DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE DEL VENTO 20
FIGURA 6-5 – AZIONE DEL VENTO SULLA SEZIONE DI BASE DEL MONTANTE (Q_P = 0.96 KN/M^2 – Z= 6.8 M) 21
FIGURA 6-6 – AZIONE DEL VENTO SULLA SEZIONE DI TESTA DEL MONTANTE (Q_P = 0.96 KN/M^2 – Z= 6.8 M) 22
FIGURA 6-7 – AZIONE DEL VENTO SULLA SEZIONE INIZIALE DELLA MENSOLA (Q_P = 0.96 KN/M^2 – Z= 6.8 M) 23
FIGURA 6-8 – AZIONE DEL VENTO SULLA SEZIONE FINALE DELLA MENSOLA (Q_P = 0.96 KN/M^2 – Z= 6.8 M) 24
FIGURA 6-9 - ANALISI MODALE DELLA STRUTTURA 28
FIGURA 6-10 - AZIONE DI BUFFETING SULLA STRUTTURA 30
FIGURA 6-11 - VARIAZIONE DELLA PRESSIONE DI BUFFETING CON LA QUOTA 31
FIGURA 6-12 - SPETTRO DI PROGETTO DELLA COMPONENTE ORIZZONTALE E VERTICALE 34
TABELLA 7-1 - COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA PER LE COMBINAZIONI DI CARICO AGLI SLU 35
TABELLA 7-2 - COEFFICIENTI ψ_0, ψ_1 E ψ_2 PER LE AZIONI VARIABILI 36
TABELLA 7-3: COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITI ULTIMI (SLU) 36
TABELLA 7-4: COMBINAZIONI DI CARICO PER L'AZIONE SISMICA (SLV) 37
TABELLA 7-5: COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITI DI ESERCIZIO (SLE) 38
FIGURA 8-1 - MODELLO DI CALCOLO FEM - NUMERAZIONE DEGLI ELEMENTI 39
FIG. 1 – PESI PERMANENTI PORTATI – CARTELLONISTICA 40
FIGURA 8-2 - AZIONI DEL VENTO SUI PROFILI – DIR.X (TRASVERSALE ALLA CARREGGIATA) 40
FIGURA 8-3 - AZIONI DEL VENTO SUI PROFILI – DIR.Y (PARALLELO ALLA CARREGGIATA) 41
FIGURA 8-4 - AZIONI DEL VENTO SUL CARTELLO DI SEGNALETICA 41
FIG. 2 – AZIONE DI BUFFETING 42
FIG. 3 – CARICO DA NEVE 42
FIGURA 9-1 - MY (LOCAL) - PESI PROPRI – DIR. TRASVERSALE 43
FIGURA 9-2 - MY (LOCAL) – PERMANENTI PORTATI– DIR. TRASVERSALE 43
FIGURA 9-3 - MY (LOCAL) – VENTO– DIR. TRASVERSALE 44
FIGURA 9-4 - MZ (LOCAL) – VENTO – DIR. LONGITUDINALE 44
FIGURA 9-5 - MX TORCENTE (LOCAL) – VENTO 45

FIGURA 9-6 - MY (LOCAL) – NEVE– DIR. TRASVERSALE 45
FIGURA 9-7 - MZ (LOCAL) - BUFFETING L1– DIR. LONGITUDINALE 46
FIGURA 9-8 – MX TORCENTE (LOCAL) - BUFFETING L1 46
FIGURA 9-9 – FX - AXIAL (LOCAL) 47
FIGURA 9-10 – FY (LOCAL) 47
FIGURA 9-11 – FZ (LOCAL) 48
FIGURA 9-12 - MY (LOCAL) 48
FIGURA 9-13 - MZ (LOCAL) 49
FIGURA 9-14 – MX TORCENTE (LOCAL) 49
FIGURA 9-15 – FX - AXIAL (LOCAL) 50
FIGURA 9-16 – FY (LOCAL) 50
FIGURA 9-17 – FZ (LOCAL) 51
FIGURA 9-18 - MY (LOCAL) 51
FIGURA 9-19 - MZ (LOCAL) 52
FIGURA 9-20 – MX TORCENTE (LOCAL) 52
FIGURA 9-21 – FX - AXIAL (LOCAL) 53
FIGURA 9-22 – FY (LOCAL) 53
FIGURA 9-23 – FZ (LOCAL) 54
FIGURA 9-24 - MY (LOCAL) 54
FIGURA 9-25 - MZ (LOCAL) 55
FIGURA 9-26 – MX TORCENTE (LOCAL) 55
LA TABELLA SUCCESSIVA RIPORTA IL CONFORNTO TRA LE MASSIME AZIONI INTTERNE ASSOCIATE AGLI INVILUPPI SLU ED SLV. 56
FIGURA 9-27 - SPOSTAMENTI VERTICALI MASSIMI 57
FIGURA 9-28 - SPOSTAMENTI ORIZZONTALI MASSIMI IN PUNTA ALLO SBRACCIO 58
FIGURA 9-29 - SPOSTAMENTI ORIZZONTALI MASSIMI IN TESTA AL MONTANTE 58
FIGURA 9-30. GEOMETRIA E VINCOLI DELLA TRAVE UTILIZZATA PER LA VALIDAZIONE 60
FIGURA 9-31. MOMENTO FLETTENTE NELLA TRAVE OGGETTO DI VALIDAZIONE 60
FIGURA 9-32. TAGLIO NELLA TRAVE OGGETTO DI VALIDAZIONE 61
FIGURA 9-33. DEFORMATA DELLA TRAVE OGGETTO DI VALIDAZIONE 61
FIGURA 10-1 - SPETTRO DELL'INTERVALLO DI VARIAZIONE DELLE TENSIONI 65
FIGURA 10-2 - CURVE DI RESISTENZA A FATICA S-N PER TENSIONI NORMALI E TANGENZIALI 65
FIGURA 10-3 - DETERMINAZIONE DEL NUMERO DI CICLI A ROTTURA PER $\Delta\sigma$ ASSEGNATO 65
FIGURA 10-4 - NUMERO DI CICLI DI CARICO DA RAFFICA PER PER UN EFFETTO $\Delta S/S_K$ 66
FIGURA 10-5 - NUMERO DI CICLI DI CARICO DA RAFFICA (CUMULATA) PER UN EFFETTO $\Delta S/S_K$ 67
FIGURA 11-1 - SEZIONI DI VERIFICA 69
FIGURA 11-2 - GEOMETRIA DELLE SEZIONI DI VERIFICA 70
FIGURA 11-3 - AZIONI DI VERIFICA 71
FIGURA 11-4 – MAPPA DEGLI SFRUTTAMENTI DEI PROFILI 72
FIGURA 11-5 - SEZIONI DI VERIFICA - GIUNZIONI BULLONATE 97
FIGURA 11-6. MODELLO DI CALCOLO COLLEGAMENTO 99
FIGURA 11-7. MODELLO DI CALCOLO COLLEGAMENTO SBRACCIO– DETTAGLIO VINCOLI BULLONE 99
FIGURA 11-8. SISTEMA DI RIFERIMENTO NODAL LOADS COLLEGAMENTO SBRACCIO 100
FIGURA 11-9. TENSIONI DI VON MISES SLU 100
FIGURA 11-10. NUMERAZIONE BULLONI 101
FIGURA 11-11. MODELLO DI CALCOLO COLLEGAMENTO 104
FIGURA 11-12. SISTEMA DI RIFERIMENTO NODAL LOADS COLLEGAMENTO SBRACCIO 105
FIGURA 11-13. TENSIONI DI VON MISES SLU 106
FIGURA 11-14. NUMERAZIONE BULLONI 107
FIGURA 11-15. MODELLO DI CALCOLO COLLEGAMENTO ALLA BASE 111
FIGURA 11-16. SISTEMA DI RIFERIMENTO NODAL LOADS COLLEGAMENTO ALLA BASE 112
FIGURA 11-17. TENSIONI DI VON MIES SLU – COLLEGAMENTO ALLA BASE 112
FIGURA 11.18. POSIZIONE DELLE CHIAVI DI TAGLIO 114
TABELLA 11.1. TAGLIO DI PROGETTO AGENTE SULLE CHIAVI DI TAGLIO 114
FIGURA 11.19. SCHEMA AREA $A_{C,N}$ PER PRY-OUT C_{CR}= 1.5 H_{EFF} = 495 MM (H_{EFF}=330 MM) 116
FIGURA 11-20. DETTAGLIO ARMATURA PREDISPOSTA DIR. X A SX E IN DIIREZIONE Y A DX 117
FIGURA 11-21. TRAZIONI NEI TIRAFONDI 119

FIGURA 11-22. DETTAGLIO ARMATURE INTERGRATIVE A TRAZIONE 120
FIGURA 11-23 – AZIONI DI TRAZIONE NEI BULLONI PER EFFETTO DEL VENTO 129
FIGURA 11-24 – AZIONE DI TAGLIO NEI BULLONI PER EFFETTO DEL VENTO 130
FIGURA 11-25 – TENSIONI SUI PROFILI 132
FIGURA 11-26 – TENSIONI SULLE NERVATURE 132
FIGURA 11-27 – AZIONI DI TRAZIONE NEI BULLONI PER EFFETTO DEL VENTO 136
FIGURA 11-28 – AZIONE DI TAGLIO NEI BULLONI PER EFFETTO DEL VENTO 136
FIGURA 11-29 – TENSIONI SUI PROFILI 139
FIGURA 11-30 – TENSIONI SULLE NERVATURE 139
FIGURA 11-31 – AZIONI NEI TIRAFONDI PER EFFETTO DEL VENTO 143
FIGURA 11-32 – TENSIONI SUI PROFILI 145
FIGURA 11-33 – TENSIONI SULLE NERVATURE 145
FIGURA 12-1 – CONVENZIONE DI SEGNO AZIONI ALLA BASE DEL MONTANTE 149
FIGURA 13-1 – PRESSIONE DI PICCO DEL VENTO Z=6.8 M (BARICENTRO SBRACCIO ORIZZONTALE) – COMUNE DI PESARO 150
FIGURA 13-2 - SPETTRO DI PROGETTO DELLA COMPONENTE ORIZZONTALE E VERTICALE – COMUNE DI PESARO 152
FIGURA 13-3 – CONFRONTO SPETTRI DI PROGETTO E SPETTRO DEL SITO DI COSTRUZIONE 153
FIGURA 14-3 – CONVENZIONE DI SEGNO BASE TORRINO 157
TABELLA 14.1. AZIONI ALLA BASE DEL TORRINO 157
FIGURA 14-6 - MECCANISMO RESISTENTE A TIRANTE-PUNTONE 161
TABELLA 14.2. REAZIONI GLOBALI INTRADOSSO FONDAZIONE 162
TABELLA 14.3. AZIONI TESTA PALO 162
TABELLA 14.4. VERIFICA SCHEMA RESISTENTE PUNTONE-TIRANTE (POSIZIONE 1) 164
TABELLA 14.5. VERIFICA SCHEMA RESISTENTE PUNTONE-TIRANTE (POSIZIONE 2) 165

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.

Oggetto della presente relazione è il portale tipologico denominato "**Portale a bandiera Tipo C**", avente lunghezza massima dello sbraccio pari a 16.40 m.

La presente relazione riporta il **progetto tipologico** (i.e. ipotesi progettuali, analisi e verifiche), della parte in **elevazione** del suddetto portale, concepito per l'installazione lungo tutti i tratti autostradali di competenza della Società Autostrade per l'Italia Spa. La struttura di elevazione è infatti progettata per **azioni di progetto "inviluppo"** (i.e. azioni da vento e azioni sismiche)**,** valutate secondo le modalità descritte nel seguito e riportate in dettaglio nei paragrafi specifici.

Il progetto della **fondazione** è invece **specifico** per il sito in esame e viene effettuato in relazione all'effettiva geometria e tipologia (i.e superficiale o profonda) del sistema di fondazione, scelti sulla base della caratterizzazione geotecnica e delle azioni di progetto specifici del sito.

Per quanto riguarda i **pesi degli elementi accessori** (i.e. pannelli di segnaletica fissa) la struttura oggetto di analisi è stata dimensionata considerando l'installazione di pannelli per complessivi 43.50 m² assumendo il peso equivalente di una lastra in acciaio da 3 mm, includendo il 2 % aggiuntivo per conteggiare il peso delle rotaie di aggancio per un totale pari a circa 1000 kg.

Per quanto riguarda le **azioni da vento**, la struttura si suppone collocata in area priva di ostacoli (classe di rugosità del terreno D), con categoria di esposizione II ed in zona 3 fino ad una quota di 500m sul livello del mare, e coefficiente di topografia pari a 1.

Premettendo che, a valle dei risultati ottenuti per una serie di portali oggetto di analisi, le **azioni sismiche** sono risultate non dimensionanti, ed in relazione alla natura tipologica della presente relazione, l'analisi sismica viene effettuata per una vita utile di 50 anni, una classe di importanza pari a IV, con riferimento ad un sito specifico con categoria sottosuolo D, categoria topografica T1 ed una a_g di circa 0.20g.

Si evidenzia inoltre che le strutture in esame non sono dimensionate per un'eventuale **azione eccezionale** provocata dall'urto di un veicolo in svio. Tale situazione dovrà essere evitata mediante una strategia che possa minimizzare il rischio di impatto sulla struttura colonnare, predisponendo elementi marginali alla carreggiata (barriere di sicurezza) ed adeguate distanza dal filo interno del montante.

La presente relazione è così strutturata:

- dal cap. 2 al cap. 12 vengono riportate le normative, i materiali, le ipotesi progettuali assunte, le analisi e le verifiche, della parte in elevazione della struttura tipologica considerando le azioni di progetto "inviluppo" come descritto in precedenza;
- nel cap. 12 sono riportate le azioni trasmesse ad estradosso plinto al fine del calcolo delle fondazioni;
- nel cap. 13 vengono valutate le azioni di progetto in relazione all'effettivo luogo per il quale è previsto il progetto specifico e confrontate con le azioni di progetto "inviluppo" precedentemente descritte;
- nel cap. 14 vengono riportate le analisi e le verifiche delle strutture di fondazione.

2 NORMATIVE E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Normative

Normative e prescrizioni emesse dallo Stato Italiano:

[1.] **D.M. 17.01.2018** "Norme tecniche per le costruzioni"
[2.] **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
[3.] **CNR-DT R1 207/18** contenente le istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni (06.02.2018)

Normativa Europea ed estera:

[4.] **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
[5.] **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
[6.] **EN 1993-1-5 (10/2006) Progettazione delle strutture in acciaio, elementi strutturali a piastra** contenente indicazioni riguardo la verifica delle strutture in acciaio
[7.] **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
[8.] **EN 1993-1-9 (05/2005) Progettazione delle strutture in acciaio, fatica** contenente indicazioni riguardo la verifica alla fatica di strutture in acciaio
[9.] **EN 1992-4- 2018** Progettazione degli attacchi per utilizzo nel calcestruzzo
[10.] **British standards Part 1 (BD94/07)** Hightway structures: Design of minor structures (Special Structures)
[11.] **British standards Part 4 (BD51/98)** structures: Design of portal and cantilever signs/signal gantries (Special Structures)

2.2 Documenti di riferimento

Articoli e pubblicazioni:

[12.] **Setrà** - Sign bridges: improvement of their wind resistance - Engineering Structures Techniques Centre (CTOA). J. Berthellemy
[13.] **Designers' Guide to EN 1993-2.** C.R. Hendy and C.J. Murphy (Thomas Telford Publishing)
[14.] **Internatinonal Journal of Mechanical Engineering Education 33/4**: Theorical analysis of preloaded bolted joints subjected to cyclic loading - Josè Maria Minguez and Jeffrey Vogwell
[15.] **ASPI_MdP_CP_OM03_rev.00_2022_Portali segnaletici** Manuale di progettazione - Criteri di progettazione di portali segnaletica.

3 MATERIALI

Tutti i materiali dovranno essere approvvigionati in accordo alle NTC 2018. La realizzazione dovrà essere eseguita nel rispetto delle tolleranze previste dalla UNI EN 1090. In ogni caso dovrà essere rispettato sia quanto previsto nel Capitolato Speciale di Appalto che nelle specifiche tecniche fornite dalla Direzione Lavori là dove queste siano più restrittive. Le caratteristiche prestazionali dei materiali impiegati sono di seguito specificate.

3.1 Conglomerati Cementizi

3.1.1 Classi di esposizione e condizioni ambientali

Al fine di garantire buone prestazioni di durabilità delle opere in c.a., occorre adottare alcuni provvedimenti atti a limitare gli effetti degradanti indotti dagli attacchi chimico-fisici. Per ogni tipologia di elemento strutturale in c.a. è stata definita la classe di esposizione secondo la UNI EN 206:2021 come riportato nella tabella sottostante

Elemento strutturale	Classi di esposizione	Condizioni ambientali
Calcestruzzo per opere non armate (magrone)	X0	Ordinarie
Torrino di fondazione	XC4/XF4/XD3	Molto aggressive
Plinto di fondazione	XC2	Ordinarie

Tabella 3-1: Definizione della classe di esposizione e condizioni ambientali per ogni tipologia di opera in conglomerato cementizio

In base alla tabella 4.1.III delle NTC18, che associa a ciascuna classe di esposizione la corrispondente condizione ambientale, è possibile definire che il torrino di fondazione è posto in condizioni ambientali molto aggressive mentre le fondazioni sono in condizioni ambientali ordinarie.

3.1.2 Copriferri e classe di resistenza minima

Per la protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato in Tabella C4.1.IV della circolare alle NTC18 di seguito riportata.

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_o	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Tabella 3-2: Copriferri minimi in mm in funzione delle condizioni ambientali

In base alle condizioni ambientali e alla tipologia di elemento è stato definito il valore minimo del copriferro c_{min}. A tale valore viene applicato un incremento di 5 mm per la tolleranza di posa in opera con il successivo controllo di qualità e verifica del copriferro. Per le opre oggetto di studio si ottiene il seguente valore di copriferro nominale e classe di calcestruzzo minima:

c_{nom} = 45 mm + 5 mm= 50 mm

Classe di resistenza minima = C 35/45

3.1.3 Caratteristiche meccaniche

Tipo di calcestruzzo	**C35/45**
Resistenza cubica a compressione caratteristica	$R_{ck} = 45\ N/mm^2$
Resistenza cilindrica a compressione caratteristica	$f_{ck} = 35\ N/mm^2$
Resistenza a compressione di progetto	$f_{cd} = 19.83\ N/mm^2$
Modulo elastico	$E = 34\,077\ N/mm^2$
Modulo elastico tangenziale	$G = 14\,199\ N/mm^2$
Rapporto di Poisson	$\upsilon = 0.2$
Coefficiente di espansione termica lineare (fino a 100 °C)	$\alpha = 10 \cdot 10^{-6}\ \ °C^{-1}$
Peso specifico	$\rho = 2500\ kg/m^3$

3.2 Acciaio per armature

L'acciaio di armatura previsto è di tipo B450C. Ai fini del progetto/verifica si considera un comportamento elastico-perfettamente plastico indefinito. Si riportano di seguito le caratteristiche meccaniche dell'acciaio in oggetto.

Tipo di acciaio	**B450C**
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} = 450\ N/mm^2$
Tensione di rottura caratteristica	$f_{tk} = 540\ N/mm^2$
Tensione di snervamento di progetto	$f_{yd} = 391.3\ N/mm^2$
Modulo elastico	$E = 210\,000\ N/mm^2$
Rapporto di Poisson	$\upsilon = 0.3$

3.3 Acciaio per carpenteria metallica

3.3.1 Piastre e profili

Le piastre dei giunti e di base sono in acciaio S355J2. Per gli spessori e le dimensioni si rimanda agli elaborati grafici.

La carpenteria metallica sarà realizzata in acciaio tipo S355, conforme alle Norme armonizzate della serie UNI EN 10025-2. La carpenteria metallica sarà protetta mediante trattamento di zincatura da eseguire secondo quanto indicato nel capitolato tecnico.

Tipo di acciaio	**S355J2(t=16 mm)**
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 355\ N/mm^2$
Tensione di rottura caratteristica	$f_{tk} \geq 510\ N/mm^2$
Tensione di snervamento di progetto	$f_{yd} = 338\ N/mm^2$
Tipo di acciaio	**S355J2(t=40 mm)**
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 345\ N/mm^2$

Tensione di rottura caratteristica	$f_{tk} \geq 495\ N/mm^2$
Tensione di snervamento di progetto	$f_{yd} = 328\ N/mm^2$
Tipo di acciaio	**S355J2(t=63 mm)**
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 335\ N/mm^2$
Tensione di rottura caratteristica	$f_{tk} \geq 485\ N/mm^2$
Tensione di snervamento di progetto	$f_{yd} = 319\ N/mm^2$
Tipo di acciaio	**S355J2(t=80 mm)**
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 335\ N/mm^2$
Tensione di rottura caratteristica	$f_{tk} \geq 475\ N/mm^2$
Tensione di snervamento di progetto	$f_{yd} = 309\ N/mm^2$
Tipo di acciaio	**S355J2(t=100 mm)**
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 315\ N/mm^2$
Tensione di rottura caratteristica	$f_{tk} \geq 470\ N/mm^2$
Tensione di snervamento di progetto	$f_{yd} = 300\ N/mm^2$
Tipo di acciaio	**S355J2(t=150 mm)**
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 295\ N/mm^2$
Tensione di rottura caratteristica	$f_{tk} \geq 450\ N/mm^2$
Tensione di snervamento di progetto	$f_{yd} = 280\ N/mm^2$
Modulo elastico	$E = 210\,000\ N/mm^2$
Rapporto di Poisson	$\upsilon = 0.3$
Coefficiente di espansione termica lineare	$\alpha = 1.2 \cdot 10^{-6}\ \ °C^{-1}$
Peso specifico	$\rho = 7850\ kg/m^3$

3.3.2 Trattamenti superficiali per la durabilità

Classe di durabilità (VH).

Categoria ci corrosività C4.

Zincatura a caldo (secondo UNI 1461).

3.3.3 Bullonature, tirafondi e chiavi di taglio

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 indicate in tabella.

Elemento	**VITE**
Classe di resistenza	8.8 (UNI EN ISO 898-1: 2001)
Tensione di rottura a trazione	$f_t \geq 800\ N/mm^2$
Tensione di snervamento	$f_y = 640\ N/mm^2$
Elemento	**DADO**
Classe di resistenza	8
Elemento	**TIRAFONDO**
Classe di resistenza	8.8 (UNI EN ISO 898-1: 2001)
Tensione di rottura a trazione	$f_t \geq 800\ N/mm^2$
Tensione di snervamento	$f_y = 640\ N/mm^2$
Elemento	**CHIAVI DI TAGLIO (ϕ=110 mm)**
Classe di resistenza	Acciaio S355
Tensione di rottura a trazione	$f_t \geq 466\ N/mm^2$
Tensione di snervamento	$f_y = 311\ N/mm^2$

Tabella 3.3. Caratteristiche bulloneria ad alta resistenza e chiavi di taglio

Per i bulloni ad alta resistenza si prescrivono le coppie di serraggio riportate nella Tab. 4.2.XVI delle NTC 2018.

3.3.4 Saldature

Le saldature dovranno essere realizzate secondo le indicazioni delle norme tecniche per le costruzioni (D.M. 17.01.2018).

Tutte le saldature per la realizzazione dei profili scatolari del montante, dello sbraccio e per il collegamento delle nervature e delle piastre di base sono da realizzarsi a piena penetrazione. Tutte le rimanenti saldature sono previste a cordone d'angolo solo dove espressamente indicato. Si rimanda agli elaborati grafici per maggiori dettagli.

3.3.5 Classe di esecuzione

La classe di esecuzione prescelta per la realizzazione delle strutture metalliche è EXC3, secondo EN 1090.

4 DESCRIZIONE DELL'OPERA

I portali in oggetto, in carpenteria metallica, destinati al sostenimento della cartellonistica stradale, sono costituiti da un ritto e da uno sbraccio di lunghezza variabile ma inferiore a 16.40 m. Il ritto presenta una sezione scatolare di dimensioni variabili pari a 1400x900mm alla base, 800x800mm in sommità (B×H) mentre lo sbraccio, anch'esso a sezione scatolare, presenta una sezione quadrata di quadrata di 800x600mm (B×H). Ritto e sbraccio sono realizzati in stabilimento attraverso saldature a piena penetrazione e, una volta mobilitata in prossimità del luogo di montaggio, sono assembrati attraverso giunzioni bullonate con schema resistente "a taglio". Le lamiere hanno spessore s= 12mm per la parte dello sbraccio (Modulo 3) e spessore s= 15mm per la restante porzione della mensola e la colonna montante.

La cartellonistica è sorretta da tubolari in acciaio Φ=90mm, aventi interasse e spessore variabili in relazione alla dimensione del cartellone, solidarizzati alla mensola della struttura principale attraverso collari bullonati. La struttura dei cartelloni è costituita da una lamiera in acciaio di spessore massimo s=3mm.

Si riporta di seguito la vista frontale e laterale dei portali oggetto della presente relazione, i portali di segnaletica:

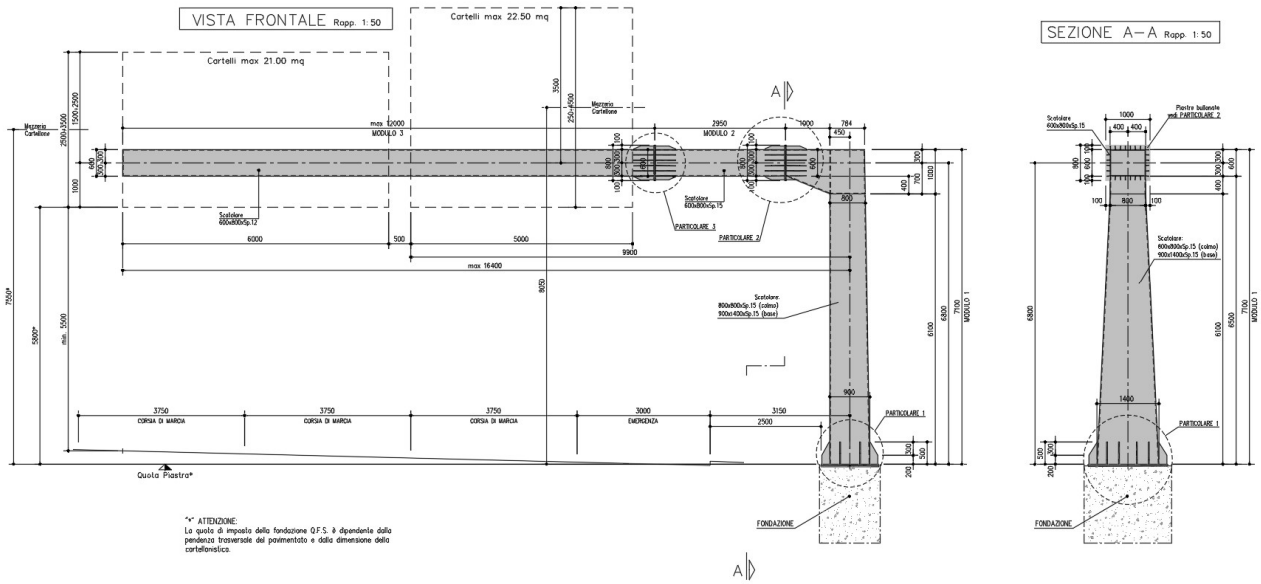


Figura 4.1. Vista frontale e laterale del portale

Il collegamento alla base dei piedritti, con le strutture di fondazione, è composto costituito da n. 4 chiavi di taglio (Φ = 110 mm – Acciaio S355; L = 330+40 mm) e n.28 tirafondi (M30 - classe 8.8) dotati di rosetta terminale. La piastra i base, saldata al ritto, opportunamente irrigidita, presenta uno spessore s=40 mm.

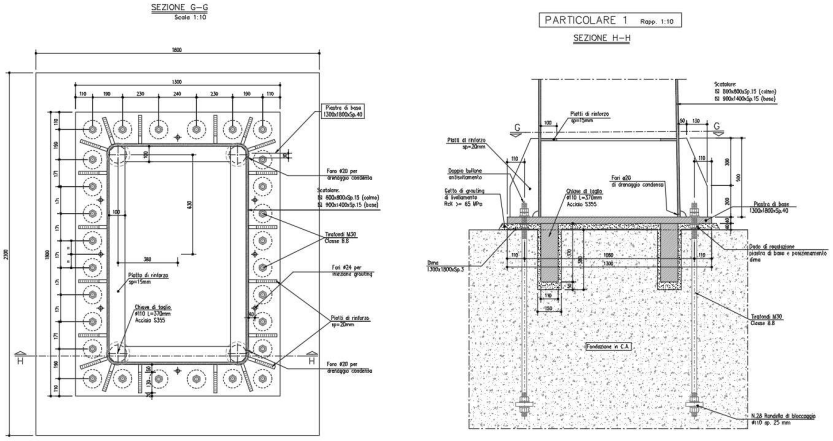


Figura 4.2. – Dettaglio della connessione alla base

Per ulteriori dettagli si rimanda ai pertinenti elaborati di progetto.

5 SOFTWARE DI CALCOLO

5.1 MIDAS GEN

L'analisi della struttura nelle varie fasi è condotta applicando il metodo degli elementi finiti; a tale fine, si adotta il pacchetto software denominato "MIDAS GEN 2024 V.1.2", fornito da MIDAS IT su piattaforma Windows.

Codice Licenza: CFENGEN0003158

Figura 5.1. Software Midas GEN – Calcolo agli alementi finiti

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.

La verifica delle membrature viene effettuata mediante apposite routines sviluppate sul medesimo ambiente.

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 365***.

5.2 VCA SLU ®

Per le verifiche delle sezioni in c.a. si adotta il programma "VCA-SLU" sviluppato ver. 7.7 del 30 Agosto 2011, sviluppato dal Prof. Piero Gelfi.

Figura 5.2. Software VCA_SLU – calcolo delle resistenze

5.3 MICROSOFT ® OFFICE EXCEL ®

In generale, fogli elettronici in **Microsoft ® Office Excel 2019** sono stati opportunamente sviluppati per l'elaborazione dei dati di input/output.

6 CRITERI DI CALCOLO E DEFINIZIONE DELLE AZIONI

6.1 Criteri di calcolo

In ottemperanza al D.M. del 17.01.2018 [NTC18], i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite. Per l'analisi strutturale, volta alla valutazione degli effetti delle azioni sia per gli stati limiti di esercizio [SLE] sia per gli stati limiti ultimi [SLU], si adotta il metodo dell'analisi elastica lineare.

6.2 Elenco delle condizioni di carico elementari

Si elencano qui di seguito le azioni significative, considerate agenti sulle strutture ai fini del loro dimensionamento.

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

Trattandosi di strutture poste in prossimità dell'asse viario, risulta essere necessario considerare l'azione eccezionale d'urto di un veicolo in svio. Per tale condizione di carico è possibile distinguere due tipologie:

- Urto da parte di un veicolo in svio (urto sul montante verticale)
- Urto da parte di un veicolo fuori sagoma (urto su elemento orizzontale al di sopra del piano viabile)

Per minimizzare il rischio di impatto di veicoli contro il montante della struttura, è prevista la disposizione di idonee barriere di sicurezza a bordo carreggiata ad un'adeguata distanza dalla struttura.

Secondo la normativa UNI EN 1991-1-7, l'eventualità dell'urto da parte di un veicolo fuori sagoma può essere minimizzata progettando la struttura in modo che gli elementi portanti posti sull'asse viario risultino ad un'altezza massima possibile alla sua funzionalità. Inoltre, considerando quanto contenuto nell' NTC18, tale urto può essere considerato nullo per elementi posti ad un'altezza dal piano viabile maggiore di 6 m.

Per quanto esposto precedentemente, l'azione eccezionale d' urto contro la struttura da parte di veicoli, viene trascurata.

6.3 Azioni permanenti

6.3.1 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.

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 43.50 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 0.003x1.02*= 0.24 kN/m^2
- Tubolari metallici: .....78.50 x 0.002513= 0.1973 kN/m

*amplificato del 2% come da disciplinare ASPI

I pesi propri degli elementi strutturali sono stati amplificati del 20% per tenere in considerazione piastrame, bullonatura e zincatura.

6.4 AZIONI VARIABILI (Q)

6.4.1 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.

6.4.2 Azioni del vento (Q_{wk})

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

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

In dettaglio, le aree geografiche del territorio italiano interessate da progetti di potenziamento/rinnovo della struttura austostradale 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

CALCOLO PRESSIONE DI PICCO DEL VENTO				
Regione	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)			
Altezza di riferimento (quota che compete alla linea mediana dell'impa	Zona:	3		
	z =	8.05	m	
Altitudine sul livello del mare	a_r =	450	m	
Categoria di esposizione del terreno		II		*Appendice Nazionale: - §4.3.1 (1), Nota 2 - §4.3.2 (1), Nota Figura N.A.2*
Periodo di ritorno	T_R =	50	anni	
Parametri tabella N.A.1	v_{b0} =	27	m/s	*Appendice Nazionale: - §4.1 (1), Nota*
	a_0 =	500	m	*- §4.2 (1)P, Nota 2*
	k_0 =	0.020	1/s	*- §4.2 (2)P, Nota 1*
Velocità fondamentale della velocità base del vento	v_{b0} =	27	m/s	*§4.2, (1)P Appendice Nazionale: - §4.1 (1), Nota - §4.2 (1)P, Nota 2 - §4.2 (2)P, Nota 1*
Fattore direzionale	c_{dir} =	1	-	*Appendice Nazionale: §4.2 (2)P, Nota 2*
Fattore di stagionalità	c_{season} =	1	-	*Appendice Nazionale: §4.2 (2)P, Nota 3*
Velocità di riferimento	v_b =	27.0	m/s	*§4.2, formula (4.1)*
Parametri tabella N.A.2	k_r =	0.19	-	*Appendice Nazionale: - §4.3.1 (1), Nota 2 - §4.3.2 (1), Nota Tabella N.A.2*
	z_0 =	0.05	m	
	z_{min} =	4	m	
	z_{max} =	200	m	*§4.3.1 (1), Nota 2*
Fattore di rugosità	$c_r(z)$ =	0.97	-	*§4.3.2, formula (4.4)*
Fattore di orografia	$c_o(z)$ =	1.00	-	*§4.3.3 - vedi ANNESSO A per casi parti*
Velocità media alla quota z sopra il terreno	$v_m(z)$ =	26.07	m/s	*§4.3.1, formula (4.3)*
Densità dell'aria	ρ =	1.25	kg/m³	*Appendice Nazionale: §4.5 (1), Nota 2*
Pressione dinamica di base	q_b =	455.6	N/m²	*§4.5, formula (4.10)*
Fattore della turbolenza	k_I =	1.00	-	*Appendice Nazionale: §4.4 (1), Nota 2*
Intensità di turbolenza all'altezza z	$I_v(z)$ =	0.20	-	*§4.4, formula (4.7)*
Coefficiente di esposizione	c_e =	2.22	-	*§4.5, formula (4.8)*
Pressione di picco del vento	q_p =	**1.01**	**kN/m²**	*§4.5, formula (4.8) Appendice Nazionale: §4.5 (1), Nota 2*

Figura 6-1 – Pressione di picco del vento z=8.05 m (baricentro cartellonistica h=4.5m)

AZIONE DEL VENTO SU PILE DA PONTE RETTANGOLARI (EN1991-1-4, §7.6)				
Inserire i dati necessari nelle celle con carattere rosso	simbolo	valore	unità	riferimento
CALCOLO PRESSIONE DI PICCO DEL VENTO				
Regione	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)			
Altezza di riferimento (quota che compete alla linea mediana dell'impa	Zona:	3		
	z =	7.55	m	
Altitudine sul livello del mare	a_r =	450	m	
Categoria di esposizione del terreno		II		*Appendice Nazionale: - §4.3.1 (1), Nota 2 - §4.3.2 (1), Nota Figura N.A.2*
Periodo di ritorno	T_R =	50	anni	
Parametri tabella N.A.1	v_{b0} =	27	m/s	*Appendice Nazionale: - §4.1 (1), Nota - §4.2 (1)P, Nota 2*
	a_0 =	500	m	
	k_0 =	0.020	1/s	*- §4.2 (2)P, Nota 1*
Velocità fondamentale della velocità base del vento	v_{b0} =	27	m/s	*§4.2, (1)P Appendice Nazionale: - §4.1 (1), Nota - §4.2 (1)P, Nota 2 - §4.2 (2)P, Nota 1*
Fattore direzionale	c_{dir} =	1	-	*Appendice Nazionale: §4.2 (2)P, Nota 2*
Fattore di stagionalità	c_{season} =	1	-	*Appendice Nazionale: §4.2 (2)P, Nota 3*
Velocità di riferimento	v_b =	27.0	m/s	*§4.2, formula (4.1)*
Parametri tabella N.A.2	k_r =	0.19	-	*Appendice Nazionale: - §4.3.1 (1), Nota 2 - §4.3.2 (1), Nota*
	z_0 =	0.05	m	
	z_{min} =	4	m	*Tabella N.A.2*
	z_{max} =	200	m	*§4.3.1 (1), Nota 2*
Fattore di rugosità	$c_r(z)$ =	0.95	-	*§4.3.2, formula (4.4)*
Fattore di orografia	$c_o(z)$ =	1.00	-	*§4.3.3 - vedi ANNESSO A per casi parti*
Velocità media alla quota z sopra il terreno	$v_m(z)$ =	25.74	m/s	*§4.3.1, formula (4.3)*
Densità dell'aria	ρ =	1.25	kg/m^3	*Appendice Nazionale: §4.5 (1), Nota 2*
Pressione dinamica di base	q_b =	455.6	N/m^2	*§4.5, formula (4.10)*
Fattore della turbolenza	k_I =	1.00	-	*Appendice Nazionale: §4.4 (1), Nota 2*
Intensità di turbolenza all'altezza z	$I_v(z)$ =	0.20	-	*§4.4, formula (4.7)*
Coefficiente di esposizione	c_e =	2.18	-	*§4.5, formula (4.8)*
Pressione di picco del vento	**q_p =**	**0.99**	**kN/m^2**	*§4.5, formula (4.8) Appendice Nazionale: §4.5 (1), Nota 2*

Figura 6-2 – Pressione di picco del vento z=7.55 m (baricentro cartellonistica h=3.5m)

CALCOLO PRESSIONE DI PICCO DEL VENTO				
Regione	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)			
Altezza di riferimento (quota che compete alla linea mediana dell'impa	Zona:	3		
	z =	6.8	m	
Altitudine sul livello del mare	a_r =	450	m	
Categoria di esposizione del terreno		II		*Appendice Nazionale: - §4.3.1 (1), Nota 2 - §4.3.2 (1), Nota Figura N.A.2*
Periodo di ritorno	T_R =	50	anni	
Parametri tabella N.A.1	v_{b0} =	27	m/s	*Appendice Nazionale: - §4.1 (1), Nota - §4.2 (1)P, Nota 2 - §4.2 (2)P, Nota 1*
	a_0 =	500	m	
	k_0 =	0.020	1/s	
Velocità fondamentale della velocità base del vento	v_{b0} =	27	m/s	*§4.2, (1)P Appendice Nazionale: - §4.1 (1), Nota - §4.2 (1)P, Nota 2 - §4.2 (2)P, Nota 1*
Fattore direzionale	c_{dir} =	1	-	*Appendice Nazionale: §4.2 (2)P, Nota 2*
Fattore di stagionalità	c_{season} =	1	-	*Appendice Nazionale: §4.2 (2)P, Nota 3*
Velocità di riferimento	v_b =	27.0	m/s	*§4.2, formula (4.1)*
Parametri tabella N.A.2	k_r =	0.19	-	*Appendice Nazionale: - §4.3.1 (1), Nota 2 - §4.3.2 (1), Nota Tabella N.A.2*
	z_0 =	0.05	m	
	z_{min} =	4	m	
	z_{max} =	200	m	*§4.3.1 (1), Nota 2*
Fattore di rugosità	$c_r(z)$ =	0.93	-	*§4.3.2, formula (4.4)*
Fattore di orografia	$c_o(z)$ =	1.00	-	*§4.3.3 - vedi ANNESSO A per casi particolari*
Velocità media alla quota z sopra il terreno	$v_m(z)$ =	25.20	m/s	*§4.3.1, formula (4.3)*
Densità dell'aria	ρ =	1.25	kg/m^3	*Appendice Nazionale: §4.5 (1), Nota 2*
Pressione dinamica di base	q_b =	455.6	N/m^2	*§4.5, formula (4.10)*
Fattore della turbolenza	k_I =	1.00	-	*Appendice Nazionale: §4.4 (1), Nota 2*
Intensità di turbolenza all'altezza z	$I_v(z)$ =	0.20	-	*§4.4, formula (4.7)*
Coefficiente di esposizione	c_e =	2.11	-	*§4.5, formula (4.8)*
Pressione di picco del vento	**q_p =**	**0.96**	**kN/m^2**	*§4.5, formula (4.8) Appendice Nazionale: §4.5 (1), Nota 2*

Figura 6-3 – Pressione di picco del vento z=6.8 m (baricentro sbraccio orizzontale)

Per il montante è stata considerata come altezza di riferimento per il calcolo del vento la quota in asse allo sbraccio; quindi, i valori di pressione riportati nella tabella precedente valgono per montante e sbraccio orizzontale.

Nell'immagine sucessiva è riportata la convenzione di segno adottata per l'azione del vento.

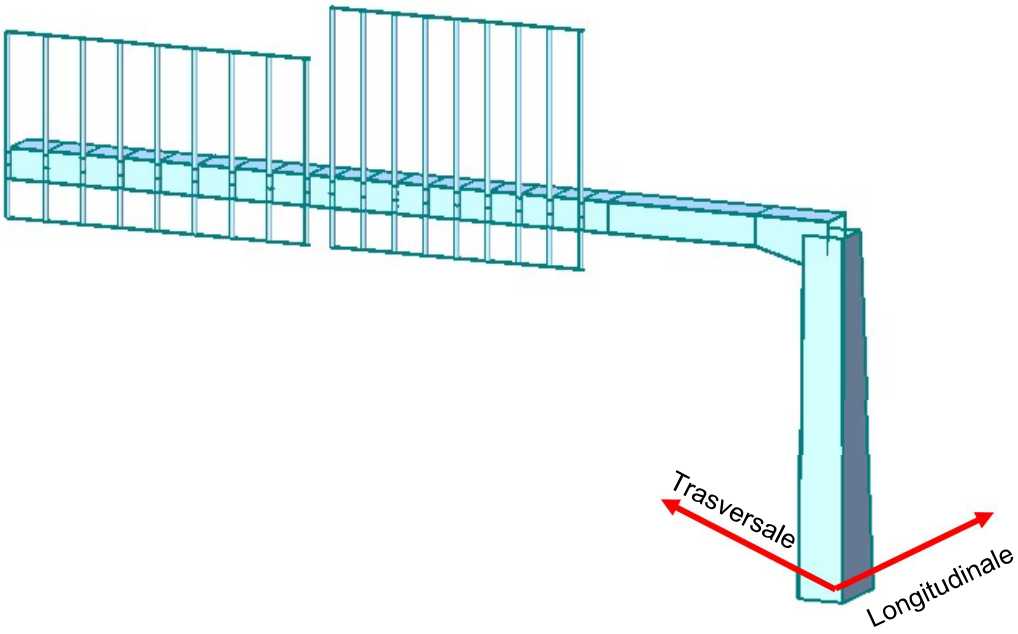


Figura 6-4 – Sistema di riferimento per l'azione del vento

Si riassumono in forma tabellare i risultati ottenuti:

Montante verticale base – Scatolare 1400x900:

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SCATOLARE			
Dimensione in direzione trasversale	a_1 =	0.90	m
Dimensione in direzione longitudinale	a_2 =	1.40	m
Altezza	l =	6.80	m
Raggio di curvatura spigoli arrotondati (se spigoli vivi, inserire 0)	r =	0.03	m

CALCOLO FORZE INDOTTE DAL VENTO				
Azione vento trasversale				
Dimensione ortogonale al vento	b	1.40	m	
Dimensione parallela al vento	d	0.90	m	
Rapporto geometrico	d/b	0.64	-	
Rapporto geometrico	r/b	0.02	-	
Rapporto geometrico	l/b	4.86	-	
Rapporto di solidità	φ	1.00	-	*§7.13, formula (4.28)*
Snellezza	λ	70.00	-	*Prospetto 7.16, N4*
Coefficiente di forza relativo a sezioni rettangolari con spigoli vivi e in assenza di flusso di estremità libera	$c_{f,0}$	2.37	m	*Figura 7.23*
Fattore di riduzione per sezioni quadrate con spigoli arrotondati	ψ_r	0.95	m	*Figura 7.24*
Fattore relativo agli effetti di estremità per elementi con flusso di estremità	ψ_λ	0.91	m	*Figura 7.36*
Coefficiente di forza	c_f	2.04	-	*§7.6, formula (7.9)*
Forza trasversale	$F_{w,trasv}$	2.75	kN/m	
Azione vento longitudinale				
Dimensione ortogonale al vento	b	0.90	m	
Dimensione parallela al vento	d	1.40	m	
Rapporto geometrico	d/b	1.56	-	
Rapporto geometrico	r/b	0.03	-	
Rapporto geometrico	l/b	7.56	-	
Rapporto di solidità	φ	1.00	-	*§7.13, formula (4.28)*
Snellezza	λ	70.00	-	*Prospetto 7.16, N4*
Coefficiente di forza relativo a sezioni rettangolari con spigoli vivi e in assenza di flusso di estremità libera	$c_{f,0}$	1.81	m	*Figura 7.23*
Fattore di riduzione per sezioni quadrate con spigoli arrotondati	ψ_r	0.92	m	*Figura 7.24*
Fattore relativo agli effetti di estremità per elementi con flusso di estremità	ψ_λ	0.91	m	*Figura 7.36*
Coefficiente di forza	c_f	1.51	-	*§7.6, formula (7.9)*
Forza longitudinale	$F_{w,long}$	1.31	kN/m	

Figura 6-5 – Azione del vento sulla sezione di base del montante (q_p = 0.96 kN/m^2 – z= 6.8 m)

Montante verticale sommità – Scatolare 800x800:

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SCATOLARE			
Dimensione in direzione trasversale	a_1 =	0.80	m
Dimensione in direzione longitudinale	a_2 =	0.80	m
Altezza	l =	6.80	m
Raggio di curvatura spigoli arrotondati (se spigoli vivi, inserire 0)	r =	0.03	m

CALCOLO FORZE INDOTTE DAL VENTO

Azione vento trasversale

Dimensione ortogonale al vento	b	0.80	m	
Dimensione parallela al vento	d	0.80	m	
Rapporto geometrico	d/b	1.00	-	
Rapporto geometrico	r/b	0.04	-	
Rapporto geometrico	l/b	8.50	-	
Rapporto di solidità	φ	1.00	-	*§7.13, formula (4.28)*
Snellezza	λ	70.00	-	*Prospetto 7.16, N°4*
Coefficiente di forza relativo a sezioni rettangolari con spigoli vivi e in assenza di flusso di estremità libera	$c_{f,0}$	2.10	m	*Figura 7.23*
Fattore di riduzione per sezioni quadrate con spigoli arrotondati	ψ_r	0.91	m	*Figura 7.24*
Fattore relativo agli effetti di estremità per elementi con flusso di estremità	ψ_λ	0.91	m	*Figura 7.36*
Coefficiente di forza	c_f	1.73	-	*§7.6, formula (7.9)*
Forza trasversale	$F_{W,trasv}$	**1.33**	**kN/m**	

Azione vento longitudinale

Dimensione ortogonale al vento	b	0.80	m	
Dimensione parallela al vento	d	0.80	m	
Rapporto geometrico	d/b	1.00	-	
Rapporto geometrico	r/b	0.04	-	
Rapporto geometrico	l/b	8.50	-	
Rapporto di solidità	φ	1.00	-	*§7.13, formula (4.28)*
Snellezza	λ	70.00	-	*Prospetto 7.16, N°4*
Coefficiente di forza relativo a sezioni rettangolari con spigoli vivi e in assenza di flusso di estremità libera	$c_{f,0}$	2.10	m	*Figura 7.23*
Fattore di riduzione per sezioni quadrate con spigoli arrotondati	ψ_r	0.91	m	*Figura 7.24*
Fattore relativo agli effetti di estremità per elementi con flusso di estremità	ψ_λ	0.91	m	*Figura 7.36*
Coefficiente di forza	c_f	1.73	-	*§7.6, formula (7.9)*
Forza longitudinale	$F_{W,long}$	**1.33**	**kN/m**	

Figura 6-6 – Azione del vento sulla sezione di testa del montante (q_p = 0.96 kN/m^2 – z= 6.8 m)

Mensola orizzontale – Scatolare 800x1000

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SCATOLARE				
Dimensione in direzione trasversale	a_1 =	1.00	m	
Dimensione in direzione longitudinale	a_2 =	0.80	m	
Altezza	l =	16.40	m	
Raggio di curvatura spigoli arrotondati (se spigoli vivi, inserire 0)	r =	0.03	m	

CALCOLO FORZE INDOTTE DAL VENTO				
Azione vento trasversale				
Dimensione ortogonale al vento	b	0.80	m	
Dimensione parallela al vento	d	1.00	m	
Rapporto geometrico	d/b	1.25	-	
Rapporto geometrico	r/b	0.04	-	
Rapporto geometrico	l/b	20.50	-	
Rapporto di solidità	φ	1.00	-	*§7.9, formula (4.26)*
Snellezza	λ	70.00	-	*Prospetto 7.16, N°4*
Coefficiente di forza relativo a sezioni rettangolari con spigoli vivi e in assenza di flusso di estremità libera	$c_{f,0}$	1.96	m	*Figura 7.23*
Fattore di riduzione per sezioni quadrate con spigoli arrotondati	ψ_r	0.91	m	*Figura 7.24*
Fattore relativo agli effetti di estremità per elementi con flusso di estremità	ψ_λ	0.91	m	*Figura 7.36*
Coefficiente di forza	c_f	1.61	-	*§7.6, formula (7.9)*
Forza trasversale	$F_{w,trasv}$	**1.24**	**kN/m**	
Azione vento longitudinale				
Dimensione ortogonale al vento	b	1.00	m	
Dimensione parallela al vento	d	0.80	m	
Rapporto geometrico	d/b	0.80	-	
Rapporto geometrico	r/b	0.03	-	
Rapporto geometrico	l/b	16.40	-	
Rapporto di solidità	φ	1.00	-	*§7.9, formula (4.26)*
Snellezza	λ	70.00	-	*Prospetto 7.16, N°4*
Coefficiente di forza relativo a sezioni rettangolari con spigoli vivi e in assenza di flusso di estremità libera	$c_{f,0}$	2.29	m	*Figura 7.23*
Fattore di riduzione per sezioni quadrate con spigoli arrotondati	ψ_r	0.93	m	*Figura 7.24*
Fattore relativo agli effetti di estremità per elementi con flusso di estremità	ψ_λ	0.91	m	*Figura 7.36*
Coefficiente di forza	c_f	1.93	-	*§7.6, formula (7.9)*
Forza longitudinale	$F_{w,long}$	**1.85**	**kN/m**	

Figura 6-7 – Azione del vento sulla sezione iniziale della mensola (q_p = 0.96 kN/m^2 – z= 6.8 m)

Mensola orizzontale – Scatolare 800x600

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SCATOLARE				
Dimensione in direzione trasversale	a_1 =	0.60	m	
Dimensione in direzione longitudinale	a_2 =	0.80	m	
Altezza	l =	16.40	m	
Raggio di curvatura spigoli arrotondati (se spigoli vivi, inserire 0)	r =	0.03	m	

CALCOLO FORZE INDOTTE DAL VENTO				
Azione vento trasversale				
Dimensione ortogonale al vento	b	0.80	m	
Dimensione parallela al vento	d	0.60	m	
Rapporto geometrico	d/b	0.75	-	
Rapporto geometrico	r/b	0.04	-	
Rapporto geometrico	l/b	20.50	-	
Rapporto di solidità	φ	1.00	-	*§7.13, formula (4.26)*
Snellezza	λ	70.00	-	*Prospetto 7.16, N4*
Coefficiente di forza relativo a sezioni rettangolari con spigoli vivi e in assenza di flusso di estremità libera	$c_{f,0}$	2.34	m	*Figura 7.23*
Fattore di riduzione per sezioni quadrate con spigoli arrotondati	ψ_r	0.91	m	*Figura 7.24*
Fattore relativo agli effetti di estremità per elementi con flusso di estremità	ψ_λ	0.91	m	*Figura 7.36*
Coefficiente di forza	c_f	1.93	-	*§7.6, formula (7.9)*
Forza trasversale	$F_{w,trasv}$	**1.49**	**kN/m**	
Azione vento longitudinale				
Dimensione ortogonale al vento	b	0.60	m	
Dimensione parallela al vento	d	0.80	m	
Rapporto geometrico	d/b	1.33	-	
Rapporto geometrico	r/b	0.05	-	
Rapporto geometrico	l/b	27.33	-	
Rapporto di solidità	φ	1.00	-	*§7.13, formula (4.26)*
Snellezza	λ	70.00	-	*Prospetto 7.16, N4*
Coefficiente di forza relativo a sezioni rettangolari con spigoli vivi e in assenza di flusso di estremità libera	$c_{f,0}$	1.91	m	*Figura 7.23*
Fattore di riduzione per sezioni quadrate con spigoli arrotondati	ψ_r	0.88	m	*Figura 7.24*
Fattore relativo agli effetti di estremità per elementi con flusso di estremità	ψ_λ	0.91	m	*Figura 7.36*
Coefficiente di forza	c_f	1.52	-	*§7.6, formula (7.9)*
Forza longitudinale	$F_{w,long}$	**0.88**	**kN/m**	

Figura 6-8 – Azione del vento sulla sezione finale della mensola (q_p = 0.96 kN/m^2 – z= 6.8 m)

Cartellone - 5.00 x 4.50 m (BxH):

Il coeffieciente di forza impiegato per la cartellonistica è pari a 1.8. si calcola di seguito il valore del coeff. dinamico CsCd da applicare al vento agente sul cartellone.

Azione del vento – Fattore di struttura CsCd				
Altezza di riferimento	z_t	200	m	
Lunghezza di scala di riferimento	L_t	300	m	
Coefficiente	α	0.52	-	
Frequenza naturale	$n=n_{1,x}$	**1.65**	Hz	*Nota: da modello FEM*
Quota baricentro pannello	z_s	**8.05**	m	
Larghezza pannello	b	**5**	m	
Altezza pannello	h	**4.5**	m	
Massa generalizzata	m_s	**491.00**	kg/m	
Velocità media	$v_m(z_s)$	**26.07**	m/s	
Intensità della turbolenza	$I_v(z_s)$	0.1968		
Coefficiente forma del pannello	Cf	**1.8**	-	
Decr. Logarit. Smorzamento struttura	δs	**0.03**	-	
Decr. Logarit. Smorzamento aerodinam	δa	0.181	-	
Decr. Logarit. Smorzamento dispositivi	δd	**0.00**	-	
Decr. Logarit. Smorzamento	δ	0.21	-	
Lunghezza di scala della turbolenza	L(ze)	56.40	m	
Frequenza adimensionale	fL(ze,n)	3.57	Hz	
Frequenza della velocità del vento	SL(ze,n)	5.80E-02		
Coefficiente	ηh	1.31	-	
coefficiente	ηb	1.46	-	
Finzione di ammettenza aerodinamica	Rh	0.49	-	
Finzione di ammettenza aerodinamica	Rb	0.46	-	
Fattore di risposta risonante	R^2	0.31		
Fattore di bordo	B^2	0.774	-	
Frequenza di attraversamento	υ	0.88	Hz	
Intervallo di tempo	T	600.00	sec	
Fattore di picco	kp	3.00	-	
Fattore di dimensione	Cs	0.93	-	
Fattore dinamico	Cd	1.01	-	
Fattore di struttura CsCd	**CsCd**	**0.94**	-	

Si adotterà quindi a favore di sicurezza un coeff. CsCd =1

Si ottiene quuindi una pressione agente sul cartellone pari a 1.01 kN/m^{2}x1.8 = 1.82 kN/m^2

Cartellone - 6.00 x 3.50 m (BxH):

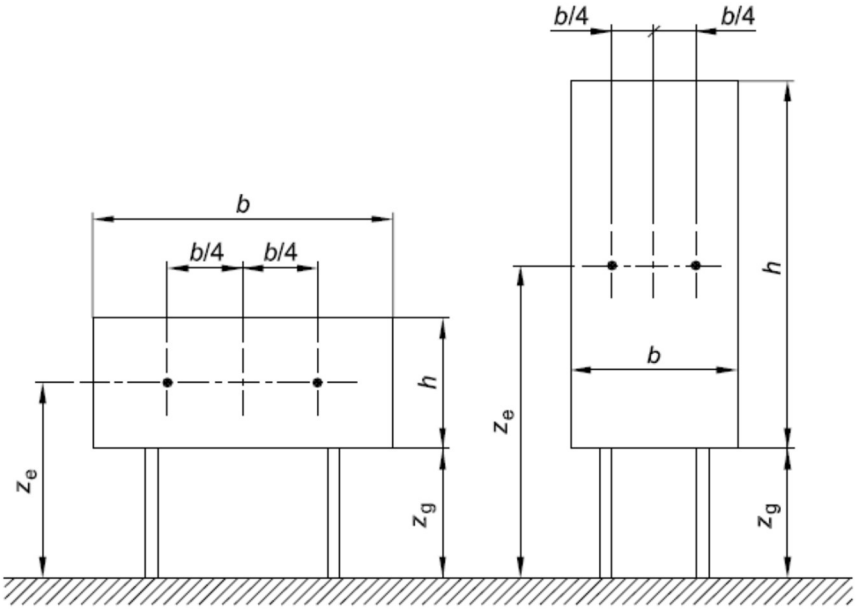
Il coeffieciente di forza impiegato per la cartellonistica è pari a 1.8. si calcola di seguito il valore del coeff. dinamico CsCd da applicare al vento agente sul cartellone.

Azione del vento – Fattore di struttura CsCd				
Altezza di riferimento	z_t	200	m	
Lunghezza di scala di riferimento	L_t	300	m	
Coefficiente	α	0.52	-	
Frequenza naturale	$n=n_{1,x}$	**1.65**	Hz	*Nota: da modello FEM*
Quota baricentro pannello	z_e	**7.55**	m	
Larghezza pannello	b	**6**	m	
Altezza pannello	h	**3.5**	m	
Massa generalizzata	m_e	**491.00**	kg/m	
Velocità media	$v_m(z_e)$	**26.07**	m/s	
Intensità della turbolenza	$I_v(z_e)$	0.1993		
Coefficiente forma del pannello	Cf	**1.8**	-	
Decr. Logarit. Smorzamento struttura	δs	**0.03**	-	
Decr. Logarit. Smorzamento aerodinam	δa	0.217	-	
Decr. Logarit. Smorzamento dispositivi	δd	**0.00**	-	
Decr. Logarit. Smorzamento	δ	0.25	-	
Lunghezza di scala della turbolenza	L(ze)	54.55	m	
Frequenza adimensionale	fL(ze,n)	3.45	Hz	
Frequenza della velocità del vento	SL(ze,n)	5.92E-02		
Coefficiente	ηh	1.02	-	
coefficiente	ηb	1.75	-	
Finzione di ammettenza aerodinamica	Rh	0.56	-	
Finzione di ammettenza aerodinamica	Rb	0.41	-	
Fattore di risposta risonante	R^2	0.28		
Fattore di bordo	B^2	0.771	-	
Frequenza di attraversamento	υ	0.85	Hz	
Intervallo di tempo	T	600.00	sec	
Fattore di picco	kp	3.00	-	
Fattore di dimensione	Cs	0.93	-	
Fattore dinamico	Cd	1.00	-	
Fattore di struttura CsCd	**CsCd**	**0.93**	-	

Si adotterà quindi a favore di sicurezza un coeff. CsCd =1

Si ottiene quuindi una pressione agente sul cartellone pari a 0.99 kN/m^{2}x1.8 = 1.78 kN/m^2

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



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

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

- as = 450 m quota ipotizzata del sito
- ze = 8.05 m altezza del baricentro della superficie del cartellone investita dal vento
- b = 5.00 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
- me=491 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
- η1x= 1.65 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 su metà dell'area di impronta del cartellone e di intensità: 1.82 kN/m² x 2 = 3.64 kN/m² (cartellone h=4.50) e 1.78 kN/m² x 2 = 3.56 kN/m² (cartellone h=3.50). In questo modo la risultante delle forze terrà in conto l'ecccentricità richiesta da normativa e pari a b/4=1 m.

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:

EIGENVALUE ANALYSIS

Mode No	Frequency (rad/sec)	Frequency (cycle/sec)	Period (sec)	Tolerance
1	10.3704	1.6505	0.6059	0.0000e+00
2	23.0111	3.6623	0.2730	0.0000e+00
3	23.9065	3.8048	0.2628	0.0000e+00
4	38.5683	6.1383	0.1629	0.0000e+00
5	39.3537	6.2633	0.1597	0.0000e+00
6	52.5535	8.3642	0.1196	0.0000e+00
7	71.0308	11.3049	0.0885	0.0000e+00
8	72.8344	11.5920	0.0863	0.0000e+00

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%	SUM(%)	MASS(%	SUM(%)	MASS(%	SUM(%)	MASS(%	SUM(%)	MASS(%	SUM(%)	MASS(%	SUM(%)
1	0.0000	0.0000	60.9546	60.9546	0.0000	0.0000	49.5551	49.5551	0.0000	0.0000	38.4219	38.4219
2	19.6232	19.6232	0.0000	60.9546	0.0000	0.0000	0.0000	49.5551	67.6762	67.6762	0.0249	38.4468
3	0.0000	19.6232	1.0140	61.9686	0.0000	0.0000	27.1193	76.6744	0.0000	67.6762	2.6853	41.1321
4	54.8202	74.4434	0.0000	61.9686	0.0000	0.0000	0.0000	76.6744	31.3487	99.0250	0.0001	41.1322
5	0.0000	74.4434	1.1327	63.1013	0.0000	0.0000	0.0052	76.6796	0.0000	99.0250	0.6365	41.7687
6	25.3816	99.8250	0.0000	63.1013	0.0000	0.0000	0.0000	76.6796	0.3600	99.3849	0.0227	41.7915
7	0.0000	99.8250	33.0296	96.1309	0.0000	0.0000	9.8138	86.4934	0.0000	99.3849	47.1404	88.9318
8	0.0796	99.9046	0.0000	96.1309	0.0000	0.0000	0.0000	86.4934	0.0417	99.4266	0.0000	88.9318

Figura 6-9 - Analisi modale della struttura

6.4.3 Azioni della neve

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

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

$$q_S = \mu_i \, q_{sk} \, C_E C_T$$

dove:

- q_s carico da neve sulla copertuta
- μi=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:

$$q_S = 1.20 kN / m^2$$

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

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

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

qs=1.2 kN/m^2 x 0.8 m = 0.96 kN/m

6.4.4 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 sovrapressioni interessano sia i cartelloni, sia la mensola della struttura principale.

La formulazione proposta consente di modellare il profilo di variazione delle sovrapressioni 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 (N/m^2)

Dove:

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

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

Nota: Con riferimento alla dimensione delle cartellonistiche ed alla conseguente variabilità spaziale della pressione indotta dal transito veicolare, si è operato, nel seguito, determinando una "larghezza di riferimento

Bi". Lo scopo perseguito è quello di individuare una porzione di struttura, avente appunto larghezza “Bi", interessata dalle sovrapressioni 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 derminato il valore di P_d, nel centro di pressione.

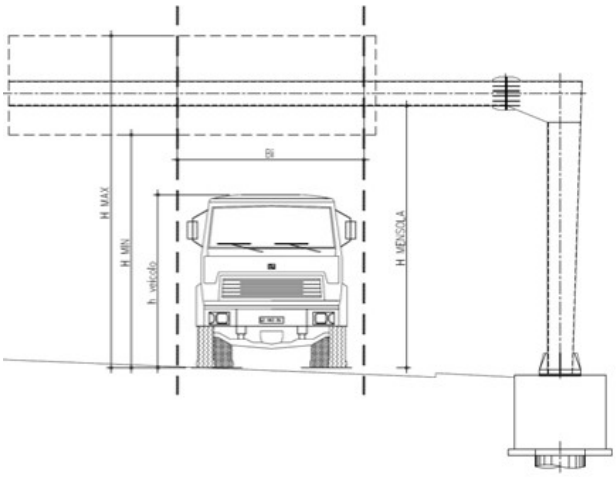


Figura 6-10 - Azione di Buffeting sulla struttura

Di seguito si riassumono i risultati ottenuti nelle analisi.

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

$H_{veicolo}$	H_{min}	H_{max}
[m]	[m]	[m]
4.2	5.8	10.3

h_{tot}	$z_{da\ testa\ veicolo}$	p
[m]	[m]	[N/m^2]
5.8	1.6	133.5
6.0	1.8	118.0
6.2	2.0	104.5
6.4	2.2	92.7
6.6	2.4	82.1
6.8	2.6	72.5
7.0	2.8	63.8
7.2	3.0	55.9
7.4	3.2	48.6
7.6	3.4	41.9
7.8	3.6	35.6
8.0	3.8	29.7
8.2	4.0	24.3
8.4	4.2	19.1
8.6	4.4	14.3

8.8	4.6	9.7
9.0	4.8	5.4
9.2	5.0	1.2
9.3	5.1	0.0
14.5	10.3	0.0

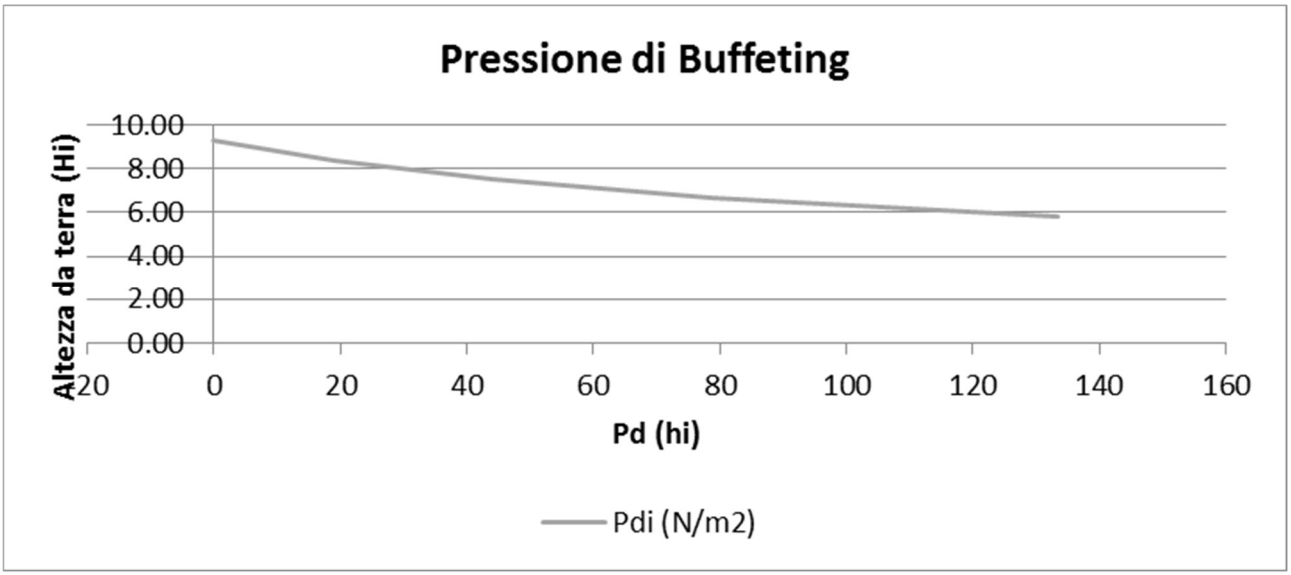


Figura 6-11 - Variazione della pressione di buffeting con la quota

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

Tipo di autostrada	Fattori di corsia, 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

6.4.5 Azioni della 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.

6.5 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: IV associato alla classe d'uso CU = 2.0 (Tab 2.4.II - N.T.C.)

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

$V_R = V_N C_U = 50x2.00 = 100$

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

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

$T_B \le T < T_C$ $$S_e(T) = a_g \, S \, \eta \, F_o$$

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

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

Con

T periodo proprio di vibrazione della struttura

S tiene conto della categoria del sottosuolo e delle condizioni topografiche

η parametro che modifica lo spettro elastico per coeff. di smorzamento ξ differenti da 5% $\eta = [10/(5+\xi)]^{0.5} \ge 0.55$

F_o è il fattore di amplificazione spettrale

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

$T_C = C_C \, T^*_C$

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

$T_B = T_C / 3$

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

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

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

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

$T_B \le T < T_C$ $$S_e(T) = a_g \, S \, \eta \, F_v$$

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

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

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

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

Mentre, i valori di a_g, F_o, S ed η, 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; T_B = 0.05 s; TC = 0.15 s e T_D = 1.0 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

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.203 g
F_o	2.412
T_C^*	0.318 s
S_S	1.665
C_C	2.216
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.665
η	1.000
T_B	0.235 s
T_C	0.705 s
T_D	2.412 s

Componente verticale

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{gv}	0.124 g
S_S	1.000
S_T	1.000
q	1.500
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	1.467
S	1.000
η	0.667

Spettro di progetto della componente orizzontale e verticale:

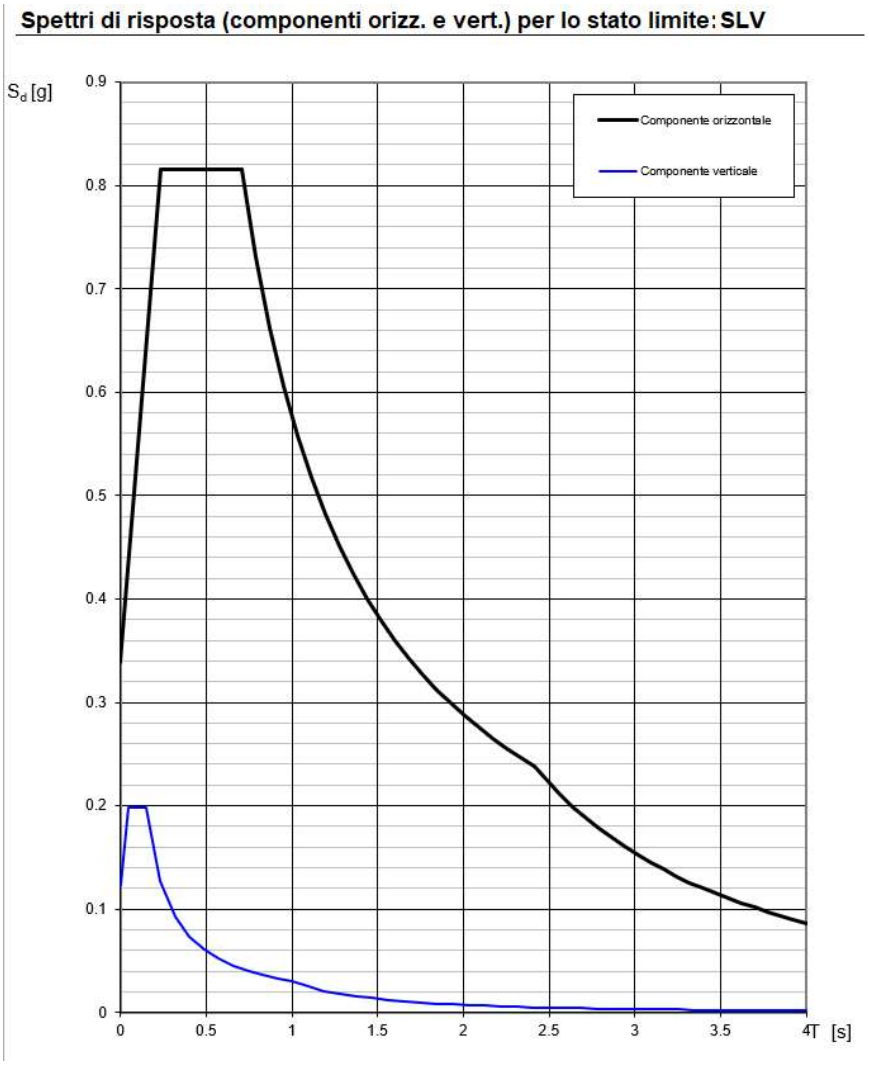


Figura 6-12 - Spettro di progetto della componente orizzontale e verticale

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.

7 STATI LIMITE E COMBINAZIONI DI CARICO

7.1 Combinazioni per gli stati limite ultimi

Combinazione fondamentale utilizzata per gli stati limite ultimi (SLU)

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

Combinazione sismica impiegata per gli stati limite (SLV)

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

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;

γ_G e γ_Q sono i coefficienti parziali delle azioni per gli SLU;

ψ_0, ψ_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 7-1 - 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 γ_F	EQU	A1	A2
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_{Qi}	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 7-2 - Coefficienti ψ_0, ψ_1 e ψ_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

Legenda

G_{k1}	Peso proprio elementi strutturali	SLV X	sisma in direzione trasversale alla strada
G_{k2}	Peso permanente portato	SLV Y	sisma in direzione longitudinale alla strada
W_x	Vento in direzione trasversale alla strada	SLV Z	sisma in direzione verticale
W_y	Vento in direzione longitudinale alla strada		
P_d	Buffeting		
S	Azione della neve		

Comb	G_{k1}	G_{k2}	W_x	W_y	P_d	S
SLU 1	1.3	1.5	1.5		0.75	0.75
SLU 2	1.3	1.5		1.5	0.75	0.75
SLU 3	1.3	1.5	-1.5		-0.75	0.75
SLU 4	1.3	1.5		-1.5	-0.75	0.75
SLU 5	1.3	1.5	0.9		0.75	1.5
SLU 6	1.3	1.5		0.9	0.75	1.5
SLU 7	1.3	1.5	-0.9		-0.75	1.5
SLU 8	1.3	1.5		-0.9	-0.75	1.5
SLU 9	1.3	1.5			1.5	
SLU 10	1.3	1.5			-1.5	
SLU 11	1	0.8	1.5		0.75	0.75
SLU 12	1	0.8		1.5	0.75	0.75
SLU 13	1	0.8	-1.5		-0.75	0.75
SLU 14	1	0.8		-1.5	-0.75	0.75
SLU 15	1	0.8	0.9		0.75	1.5
SLU 16	1	0.8		0.9	0.75	1.5
SLU 17	1	0.8	-0.9		-0.75	1.5
SLU 18	1	0.8		-0.9	-0.75	1.5
SLU 19	1	0.8			1.5	
SLU 20	1	0.8			-1.5	

Tabella 7-3: Combinazioni di carico agli stati limiti ultimi (SLU)

Comb	G_{k1}	G_{k2}	SLV X	SLV Y	SLV Z
SLV 1	1	1	1	0.3	0.3
SLV 2	1	1	1	-0.3	0.3
SLV 3	1	1	-1	0.3	0.3
SLV 4	1	1	-1	-0.3	0.3
SLV 5	1	1	1	0.3	-0.3
SLV 6	1	1	1	-0.3	-0.3
SLV 7	1	1	-1	0.3	-0.3
SLV 8	1	1	-1	-0.3	-0.3
SLV 9	1	1	0.3	1	0.3
SLV 10	1	1	-0.3	1	0.3
SLV 11	1	1	0.3	-1	0.3
SLV 12	1	1	-0.3	-1	0.3
SLV 13	1	1	0.3	1	-0.3
SLV 14	1	1	-0.3	1	-0.3
SLV 15	1	1	0.3	-1	-0.3
SLV 16	1	1	-0.3	-1	-0.3
SLV 17	1	1	0.3	0.3	1
SLV 18	1	1	-0.3	0.3	1
SLV 19	1	1	0.3	-0.3	1
SLV 20	1	1	-0.3	-0.3	1
SLV 21	1	1	0.3	0.3	-1
SLV 22	1	1	-0.3	0.3	-1
SLV 23	1	1	0.3	-0.3	-1
SLV 24	1	1	-0.3	-0.3	-1

Tabella 7-4: Combinazioni di carico per l'azione sismica (SLV)

7.2 Combinazioni per gli stati limite di esercizio

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

Combinazione caratteristica rara

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots\ldots$$

Combinazione frequente

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{12} \cdot Q_{k2} + \psi_{13} \cdot Q_{k3} + \ldots\ldots$$

Combinazione quasi permanente

$$G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots\ldots$$

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).

Legenda

G_{k1}	Peso proprio elementi strutturali	SLV X	sisma in direzione trasversale alla strada
G_{k2}	Peso permanente portato	SLV Y	sisma in direzione longitudinale alla strada
W_x	Vento in direzione trasversale alla strada	SLV Z	sisma in direzione verticale
W_y	Vento in direzione longitudinale alla strada		
P_d	Buffeting		
S	Azione della neve		

Comb	G_{k1}	G_{k2}	W_x	W_y	P_d	S
SLE R1	1	1	1		0.5	0.5
SLE R2	1	1		1	0.5	0.5
SLE R3	1	1	-1		-0.5	0.5
SLE R4	1	1		-1	-0.5	0.5
SLE R5	1	1	0.6		0.5	1
SLE R6	1	1		0.6	0.5	1
SLE R7	1	1	-0.6		-0.5	1
SLE R8	1	1		-0.6	-0.5	1
SLE R9	1	1			1	
SLE R10	1	1			-1	
SLE F1	1	1	0.2			
SLE F2	1	1		0.2		
SLE F3	1	1	-0.2			
SLE F4	1	1		0.2		
SLE F5	1	1				0.5
SLE F6	1	1			0.2	
SLE F7	1	1			-0.2	
SLE QP	1	1				

Tabella 7-5: Combinazioni di carico agli stati limiti di esercizio (SLE)

8 ANALISI E MODELLAZIONE STRUTTURALE

8.1 Generalità

Come anticipato nei capitoli precedenti, l'analisi strutturale riportata di seguito riguarda il portale a bandiera "Tipo C", avente lunghezza dello sbraccio metallico L_B= 16.40 m, misurata a partire dalla linea d'asse del montante. Il compito dell'opera è quello di offrire il supporto alla segnaletica stradale.

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

Il suddetto modello è costituito da elementi frame a sei g.d.l che schematizzano le aste che costituiscono la struttura principale del portale.

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 evidenziono le seguenti misure significative di carpenteria:

- Sezione della mensola (Modulo 2) 0.8 x 0.6 x 0.015 m (BxHxs)
- Sezione della mensola (Modulo 3) 0.8 x 0.6 x 0.012 m (BxHxs)
- Sezione di testa del montante 0.8 x 0.8 x 0.015 m (BxHxs)
- Sezione di base del montante 1.4 x 0.9 x 0.015 m (BxHxs)

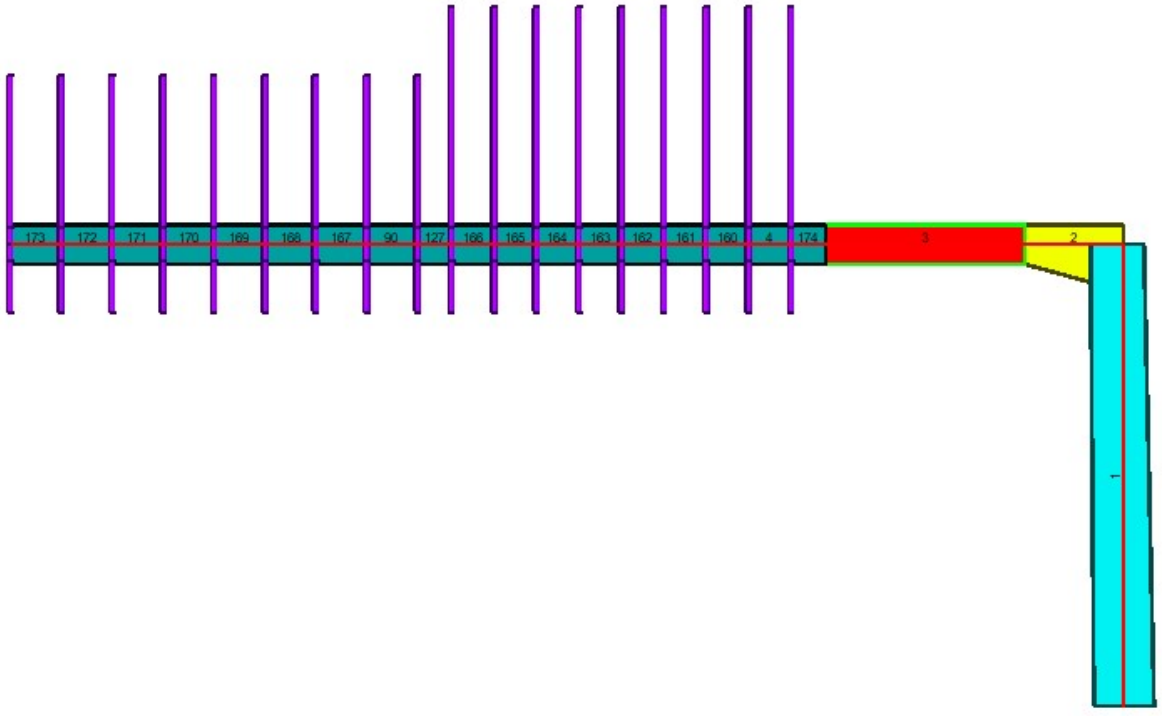


Figura 8-1 - Modello di calcolo FEM - numerazione degli elementi

8.2 Carichi applicati

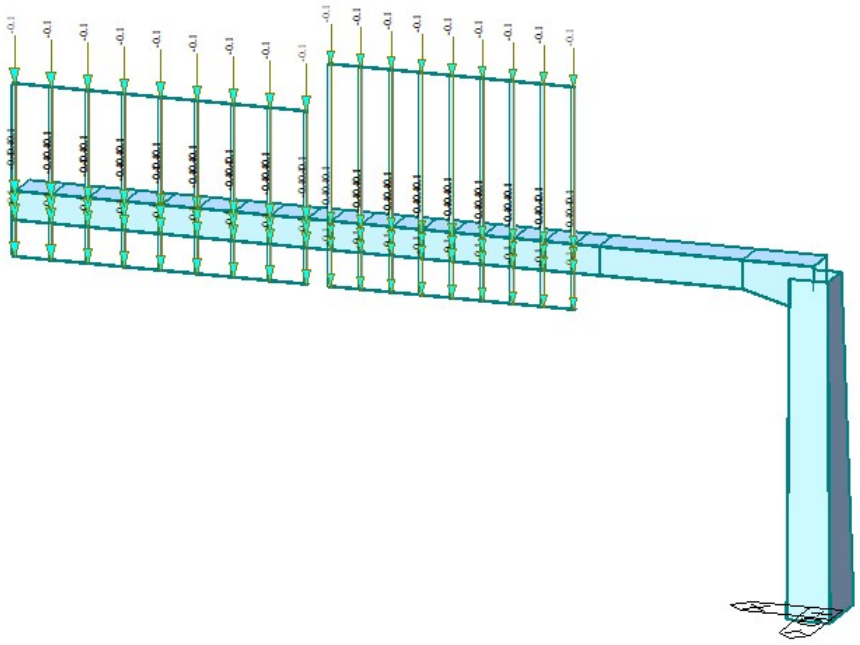


Fig. 1 – Pesi permanenti portati – cartellonistica.

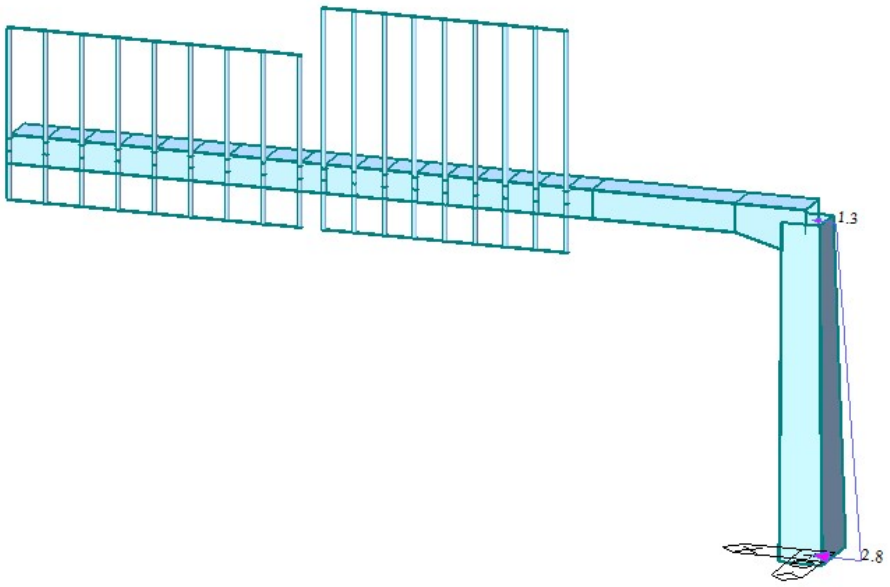


Figura 8-2 - Azioni del vento sui profili – Dir.x (Trasversale alla carreggiata)

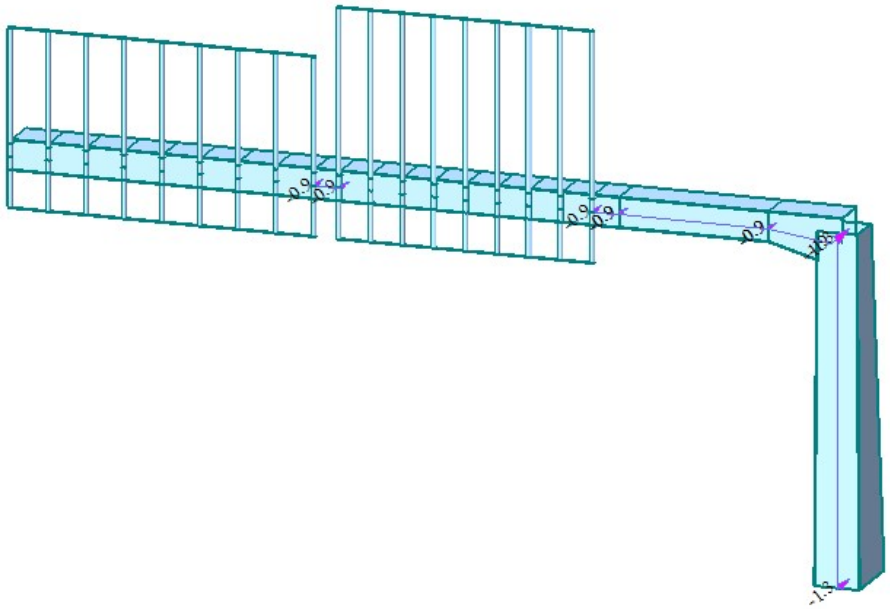


Figura 8-3 - Azioni del vento sui profili – Dir.y (parallelo alla carreggiata)

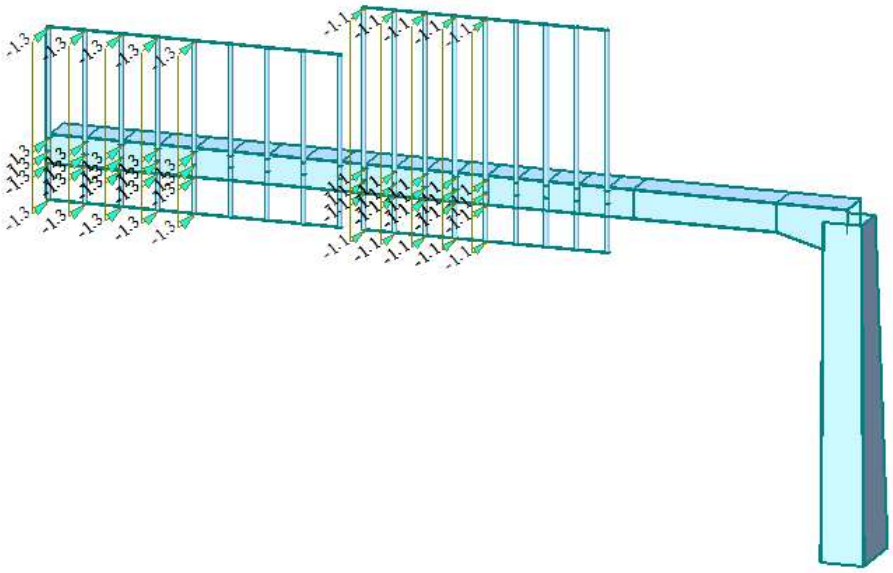


Figura 8-4 - Azioni del vento sul cartello di segnaletica

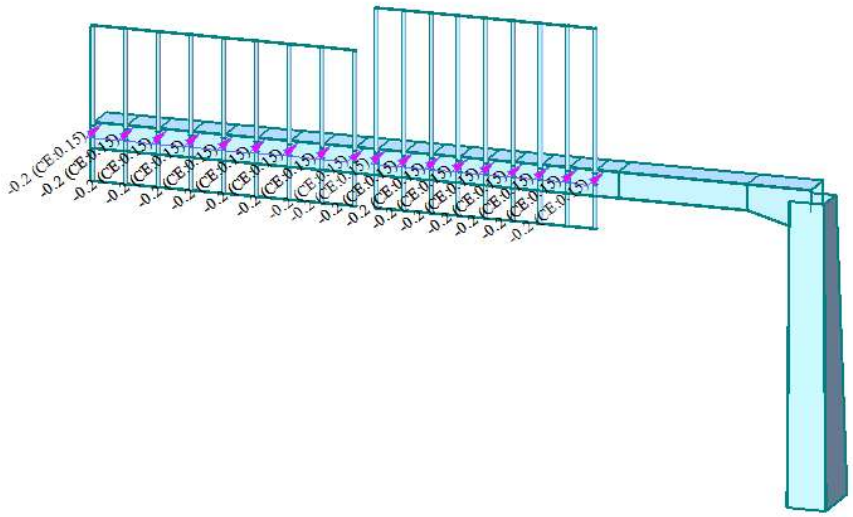


Fig. 2 – Azione di Buffeting

L'azione di buffeting è stata applicata al modello considerando un carico lineare pari a 0.177 kN/m applicata con la relativa eccentricità da asse sbraccio, corrispondente alla posizione della risultante della distribuzione di forze generata dal buffeting.

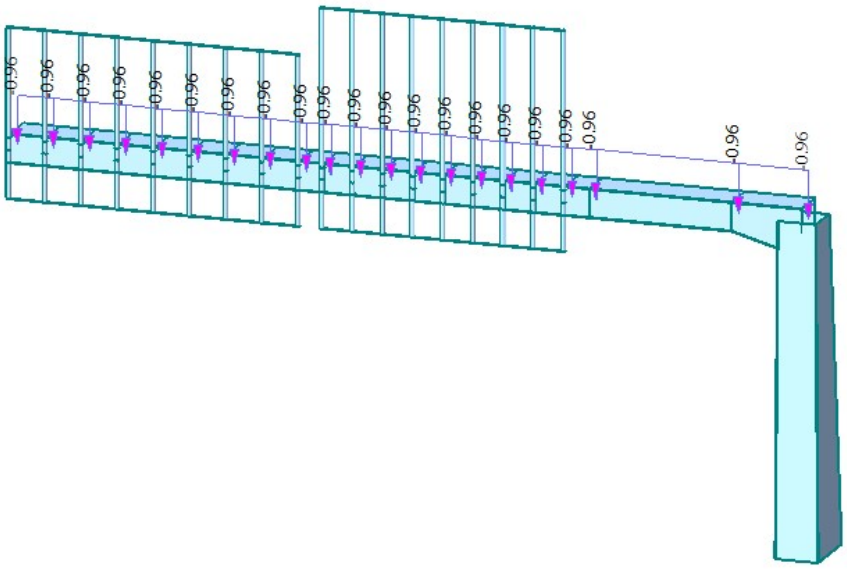


Fig. 3 – Carico da neve

9 ANALISI DEI RISULTATI

9.1 CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE ELEMENTARI

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

Peso proprio degli elementi strutturali:

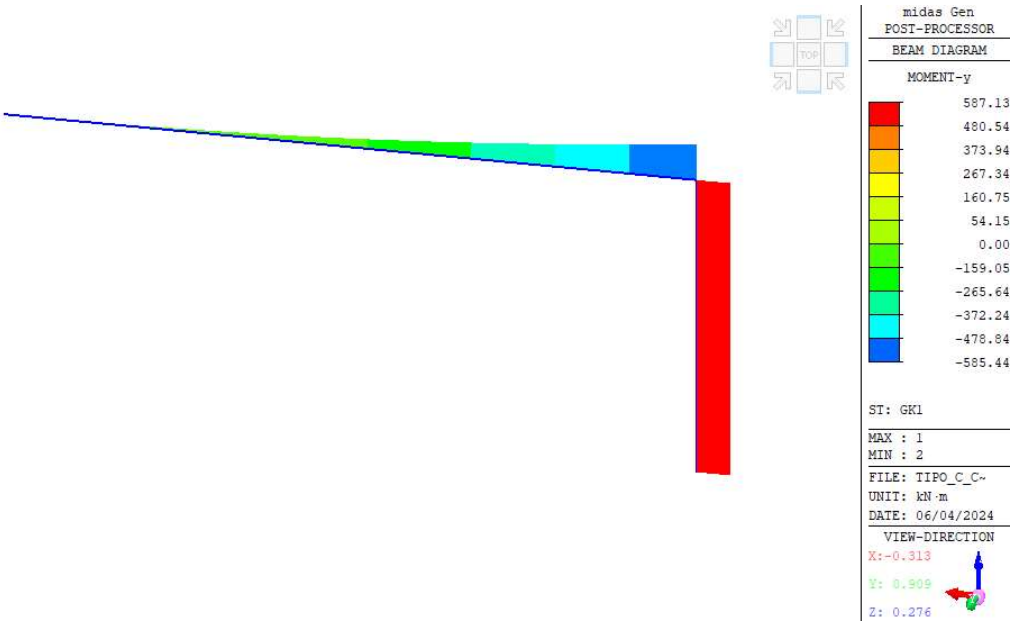


Figura 9-1 - My (Local) - Pesi propri – Dir. Trasversale

Peso permanenti portati:

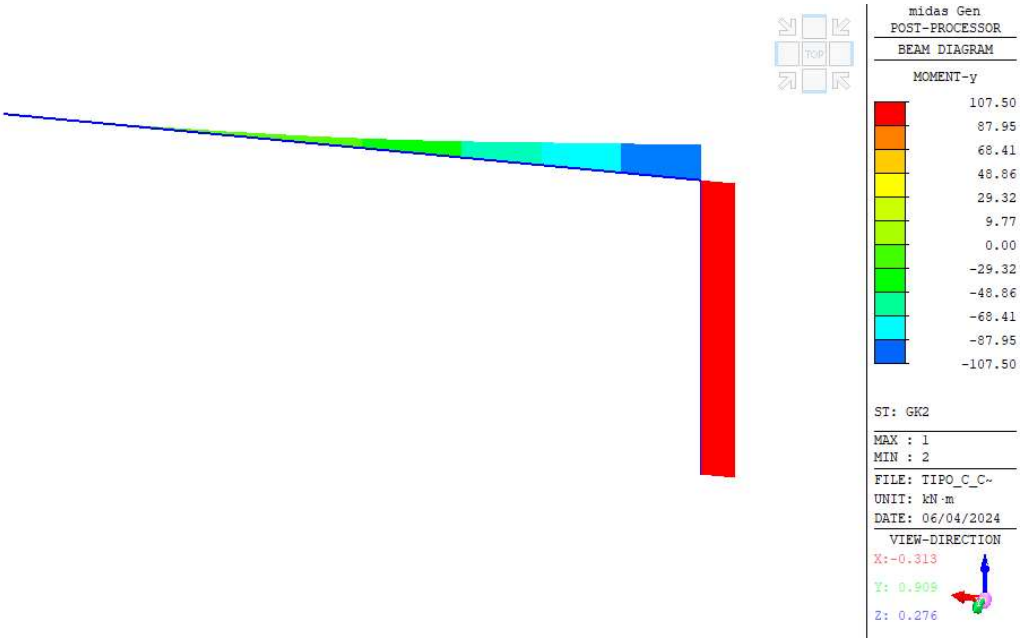


Figura 9-2 - My (Local) – Permanenti portati– Dir. Trasversale

Vento:

Figura 9-3 - My (Local) – Vento– Dir. Trasversale

Figura 9-4 - Mz (Local) – Vento – Dir. Longitudinale

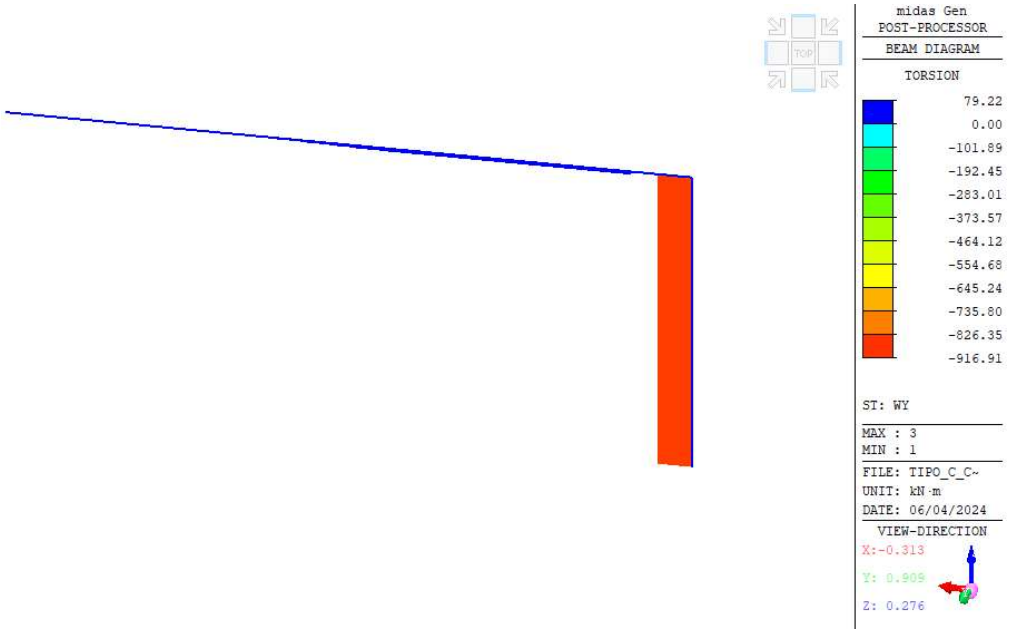


Figura 9-5 - Mx Torcente (Local) – Vento

Neve:

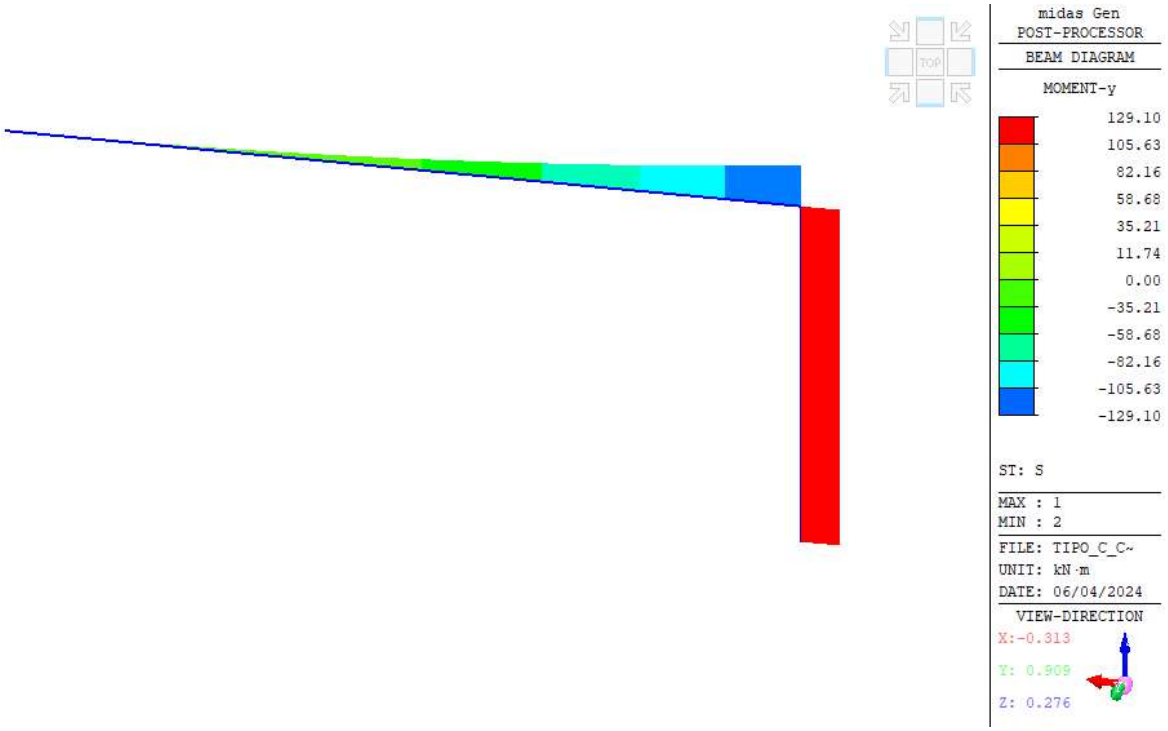


Figura 9-6 - My (Local) – Neve– Dir. Trasversale

Buffeting:

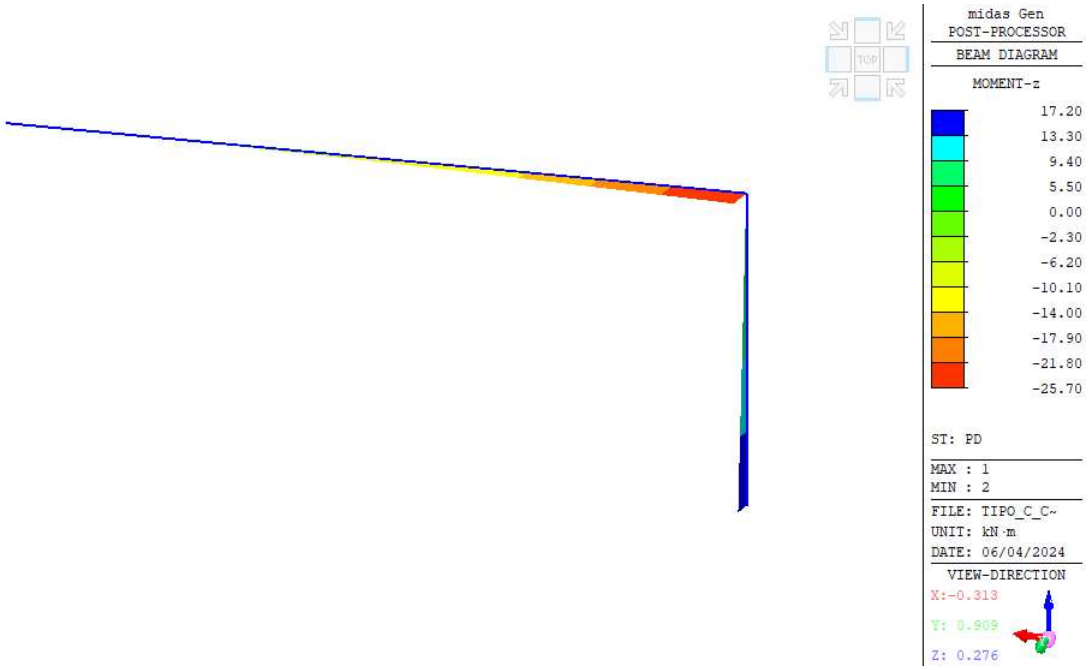


Figura 9-7 - Mz (Local) - Buffeting L1– Dir. Longitudinale

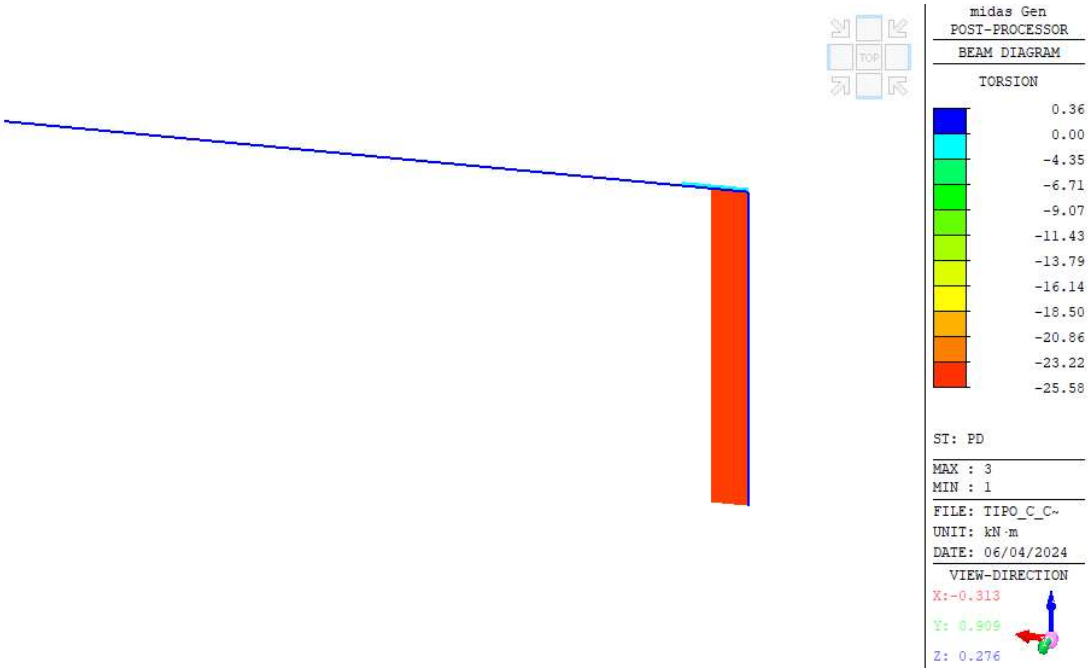


Figura 9-8 – Mx Torcente (Local) - Buffeting L1

9.2 INVILUPPO DELLE CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

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

9.2.1 Enve SLU - A1

Inviluppo agli SLU - A1 (STR):

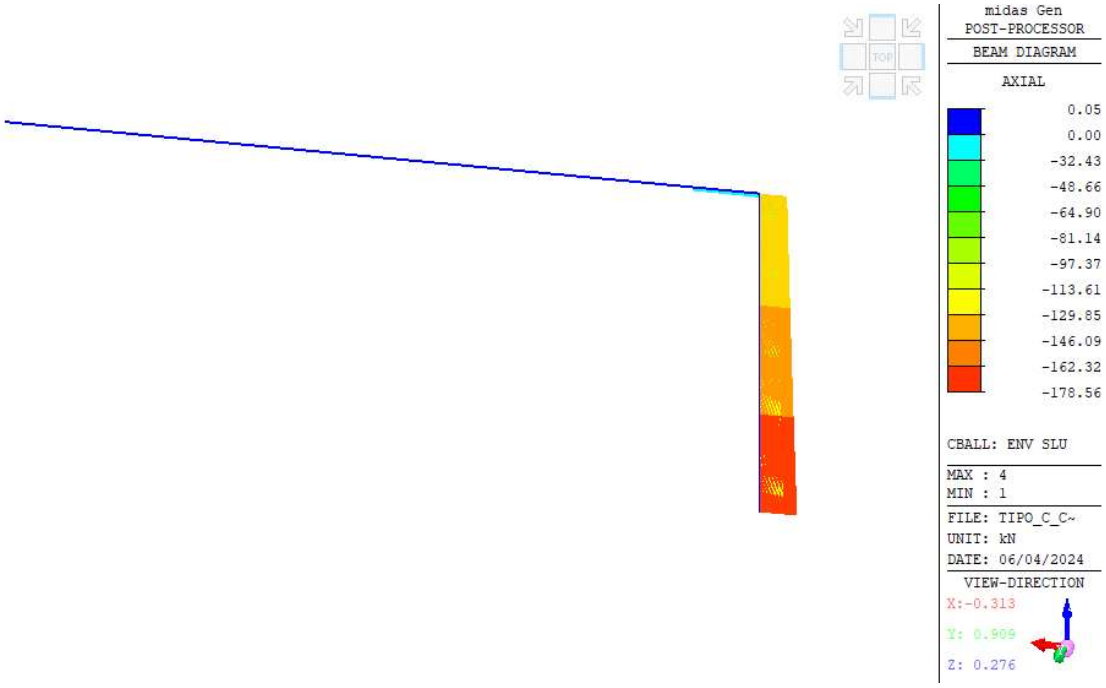


Figura 9-9 – Fx - Axial (Local)

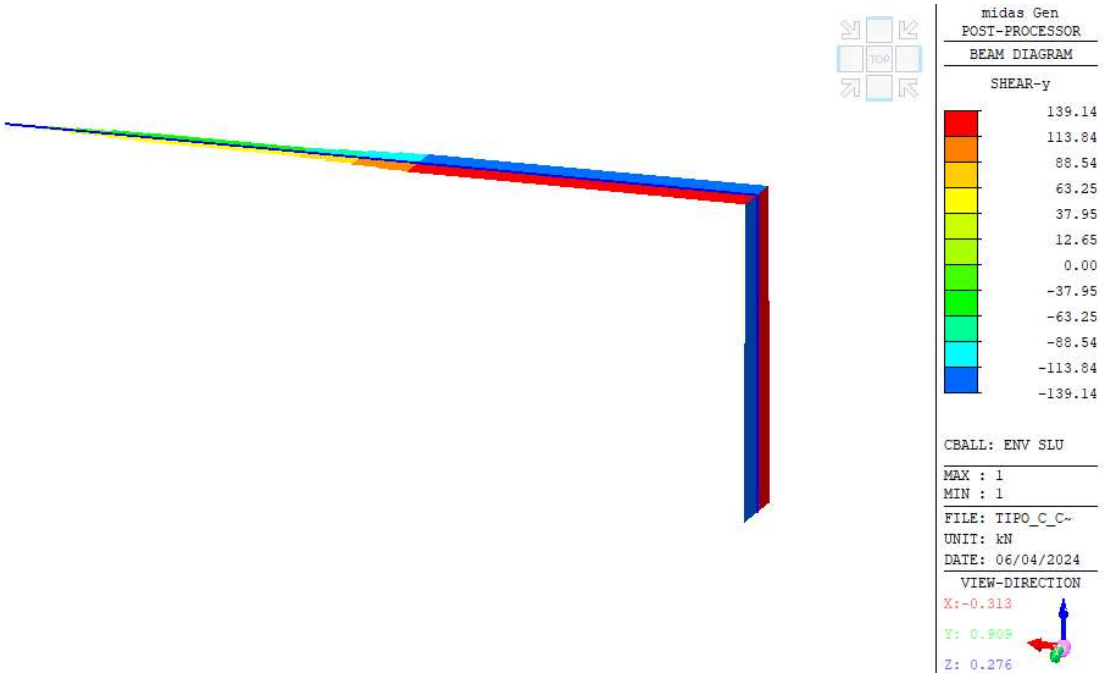


Figura 9-10 – Fy (Local)

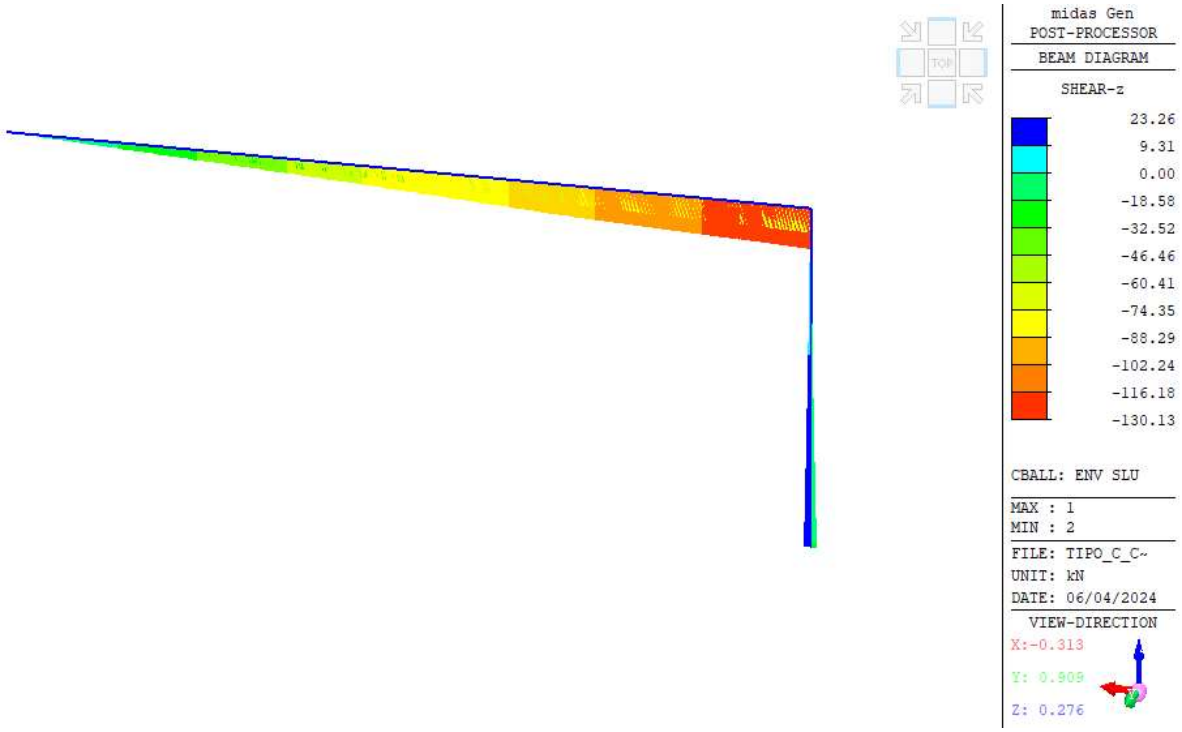


Figura 9-11 – Fz (Local)

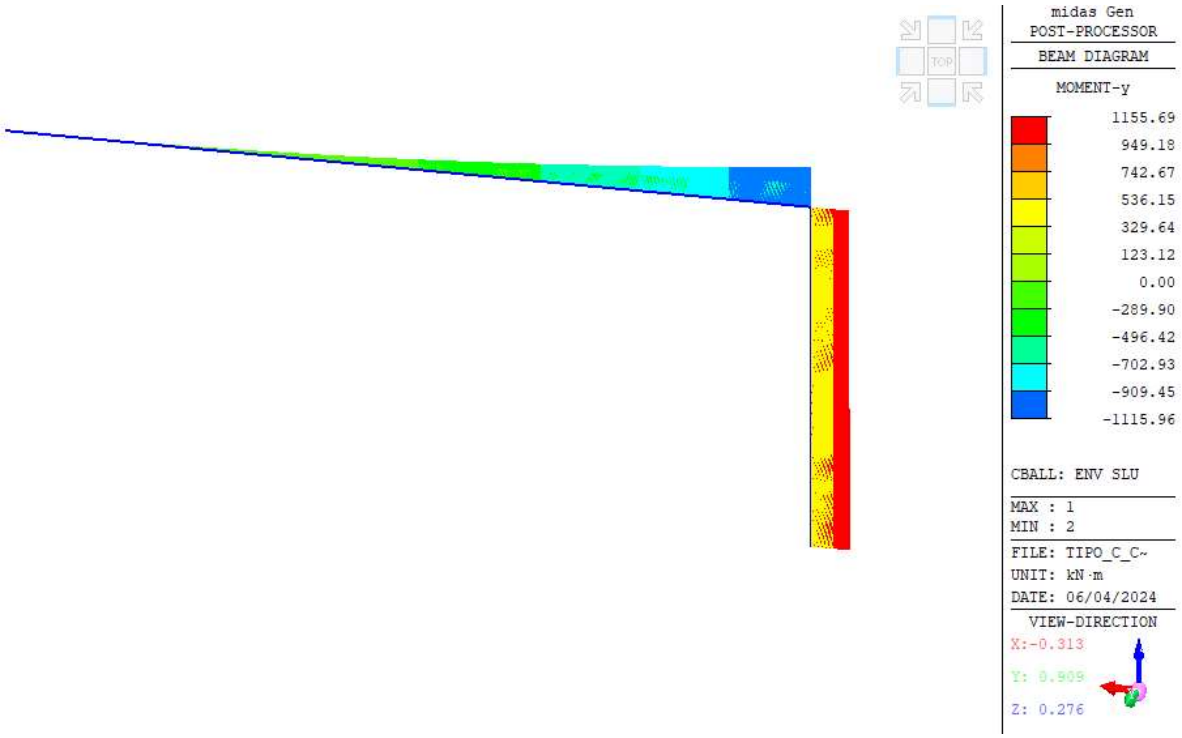


Figura 9-12 - My (Local)

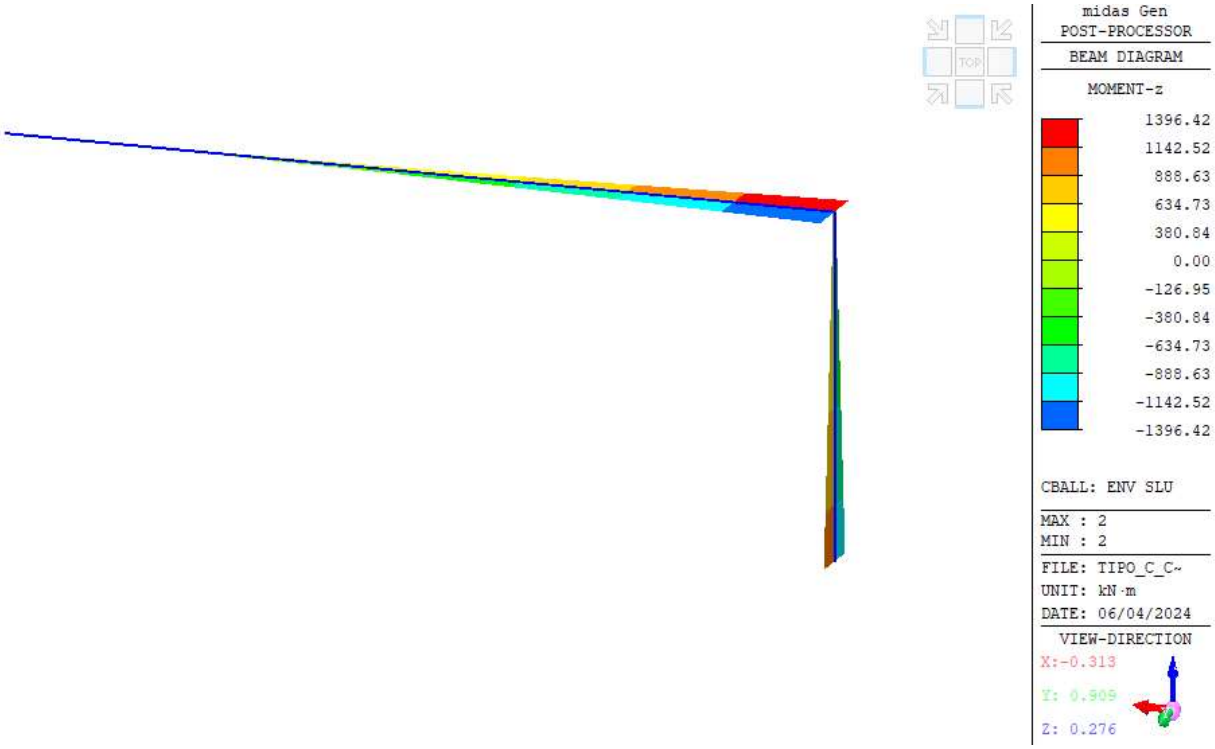


Figura 9-13 - Mz (Local)

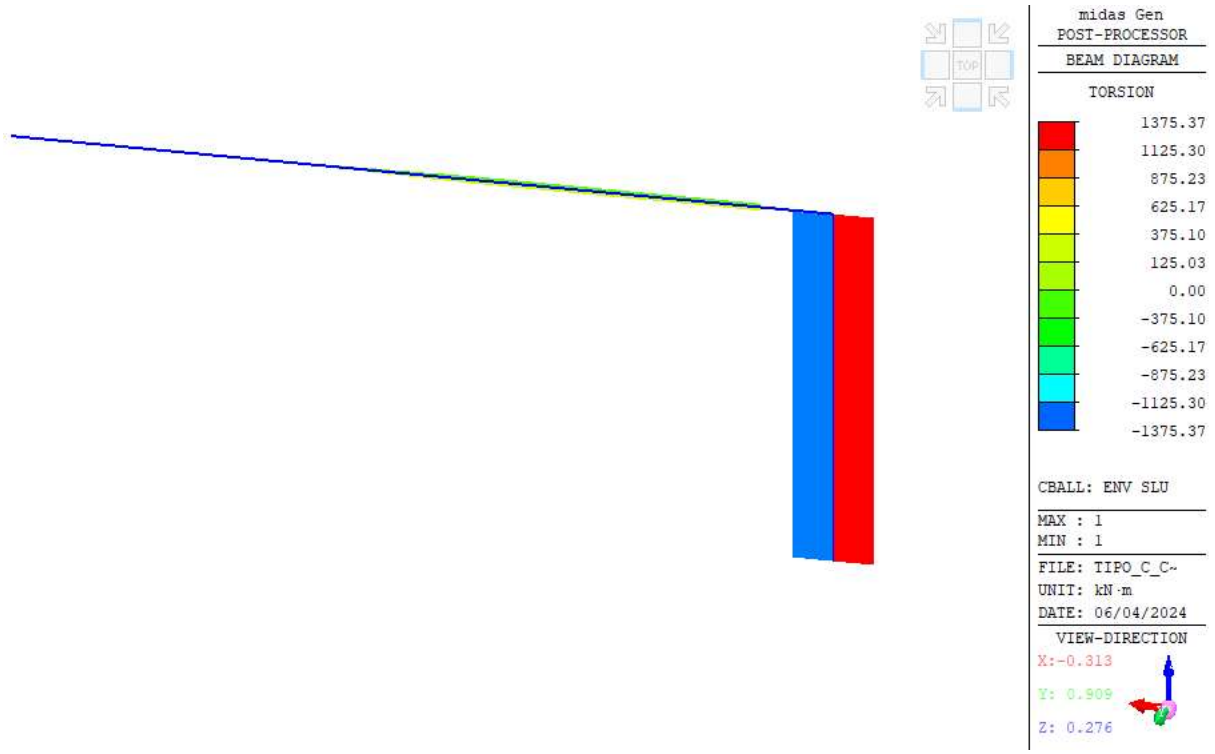


Figura 9-14 – Mx Torcente (Local)

9.2.2 Enve SLE - Caratteristica

Inviluppo agli SLE - Caratteristica:

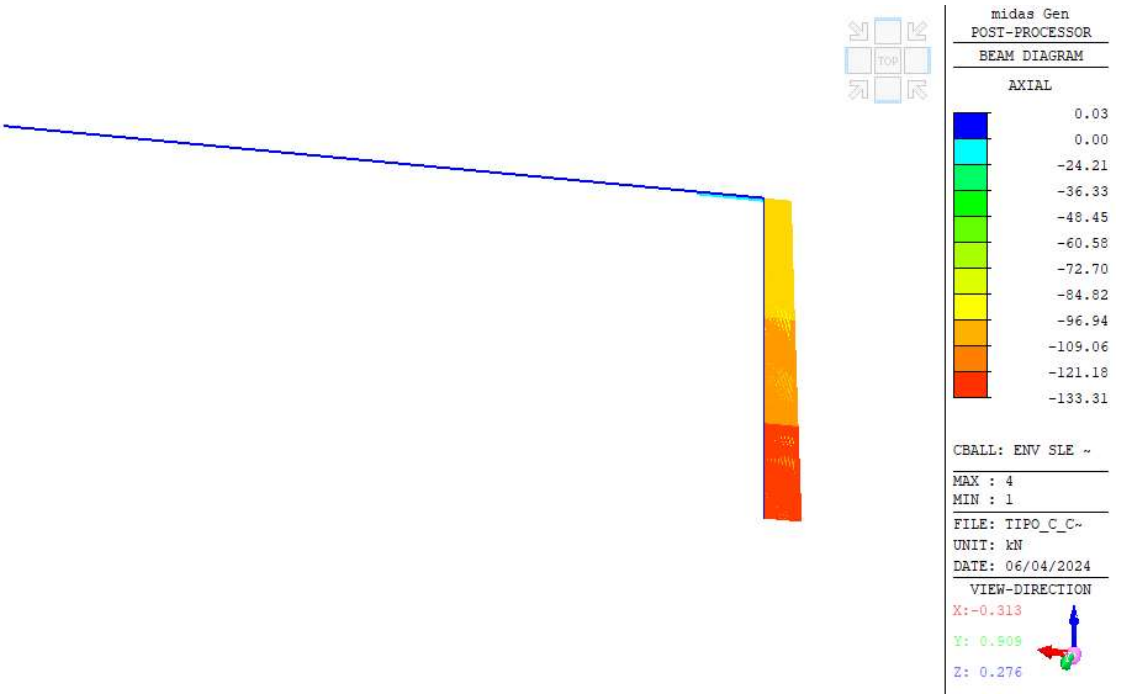


Figura 9-15 – Fx - Axial (Local)

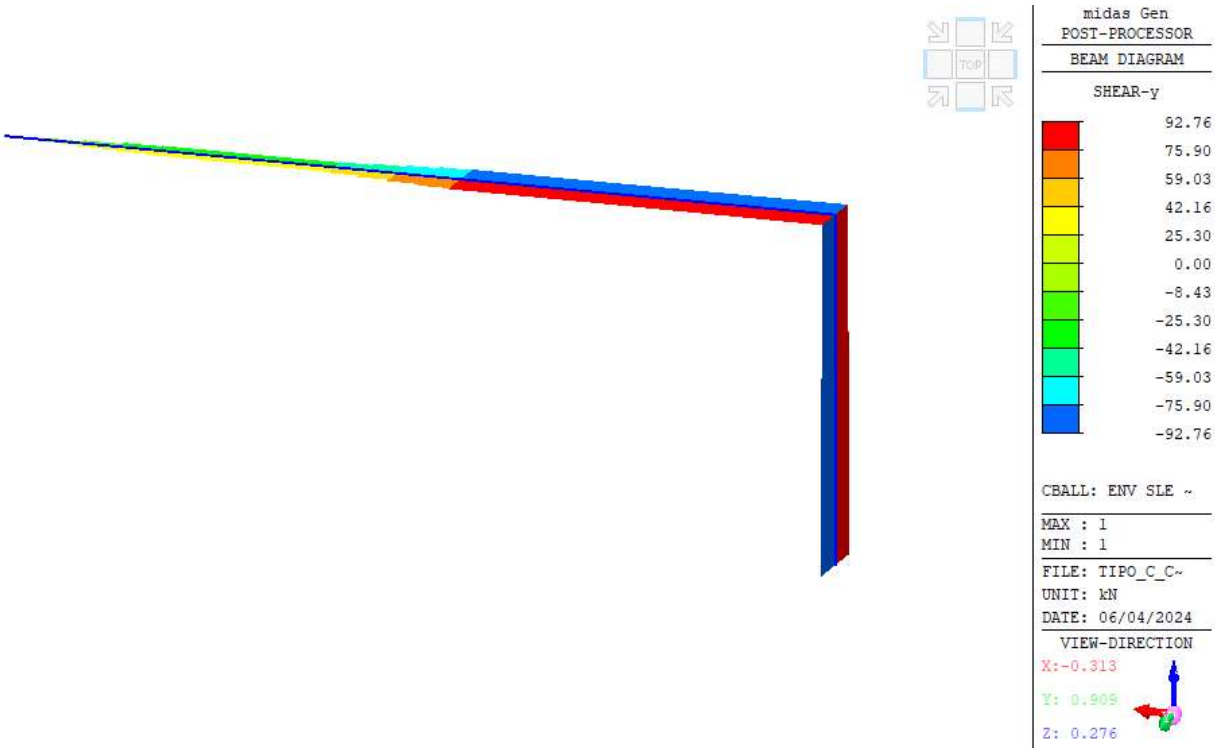


Figura 9-16 – Fy (Local)

Figura 9-17 – Fz (Local)

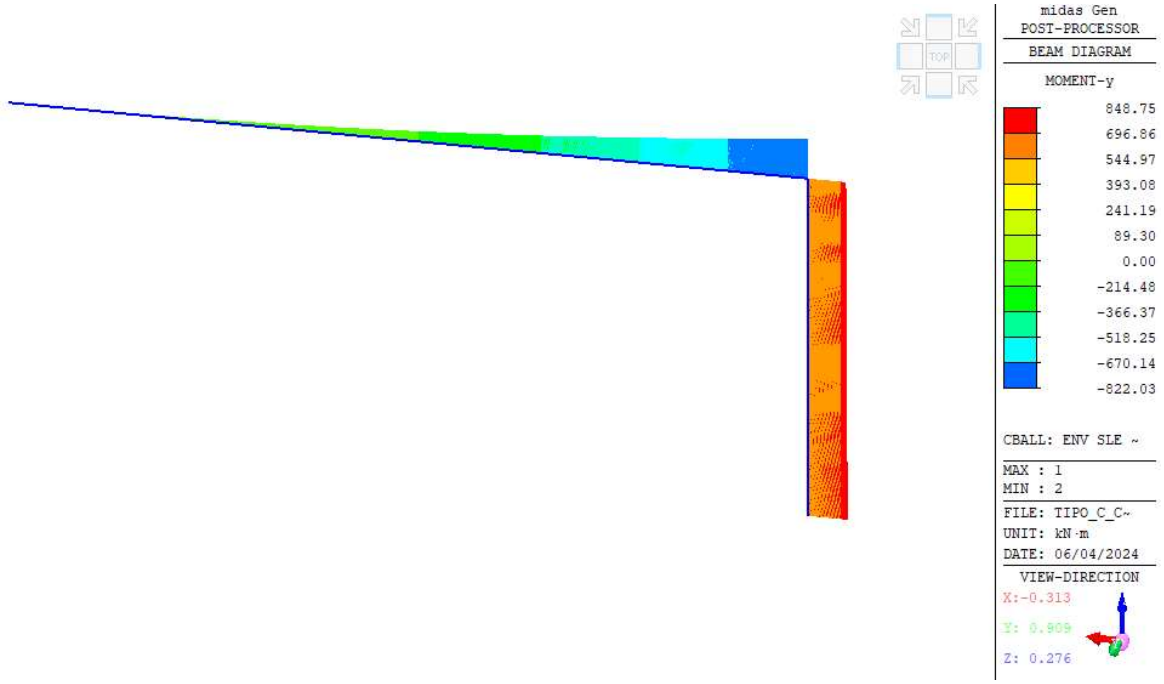


Figura 9-18 - My (Local)

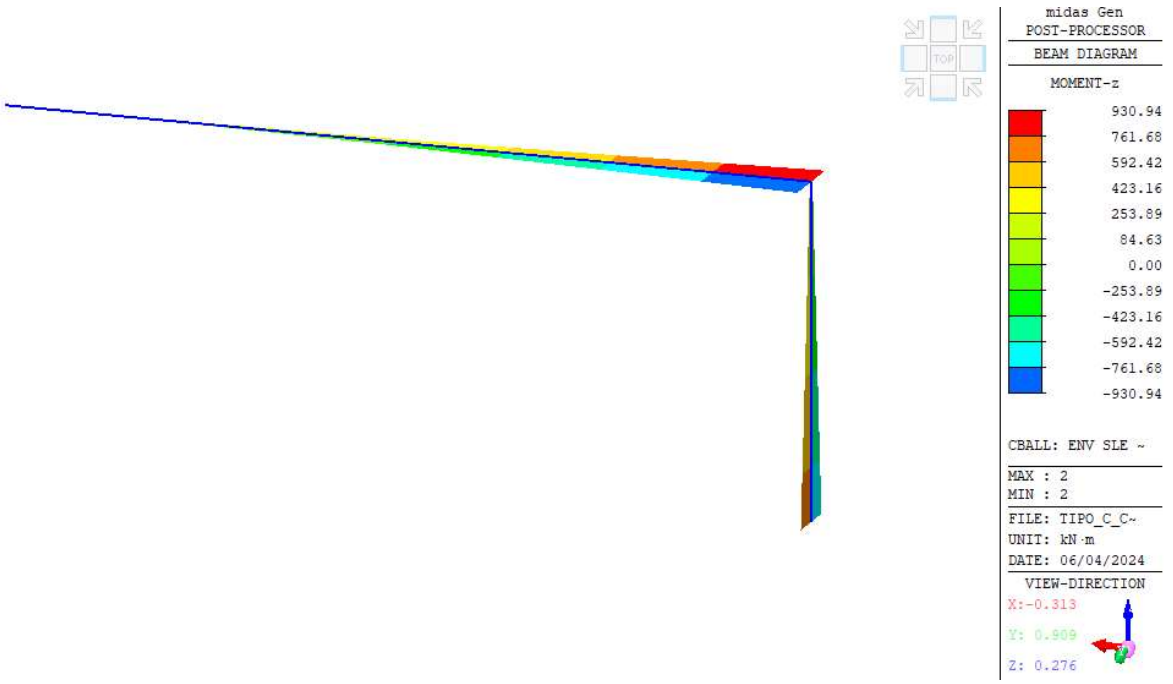


Figura 9-19 - Mz (Local)

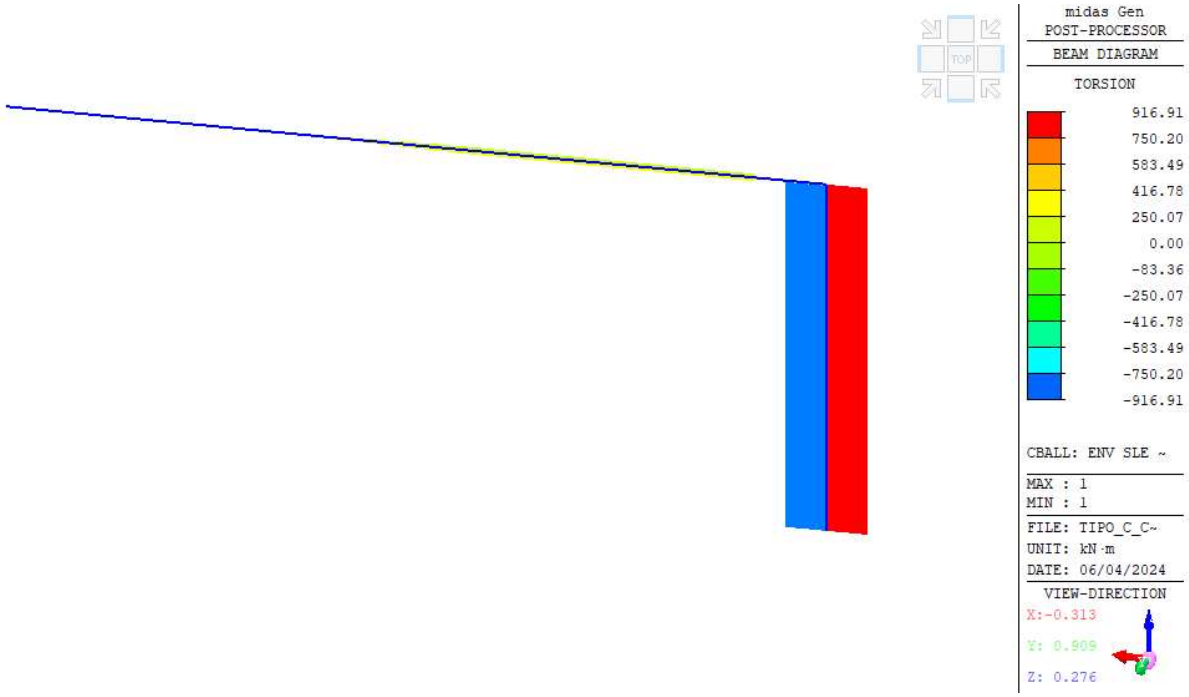


Figura 9-20 – Mx Torcente (Local)

9.2.3 Enve Sisma - SLV

Inviluppo agli SLV:

Figura 9-21 – Fx - Axial (Local)

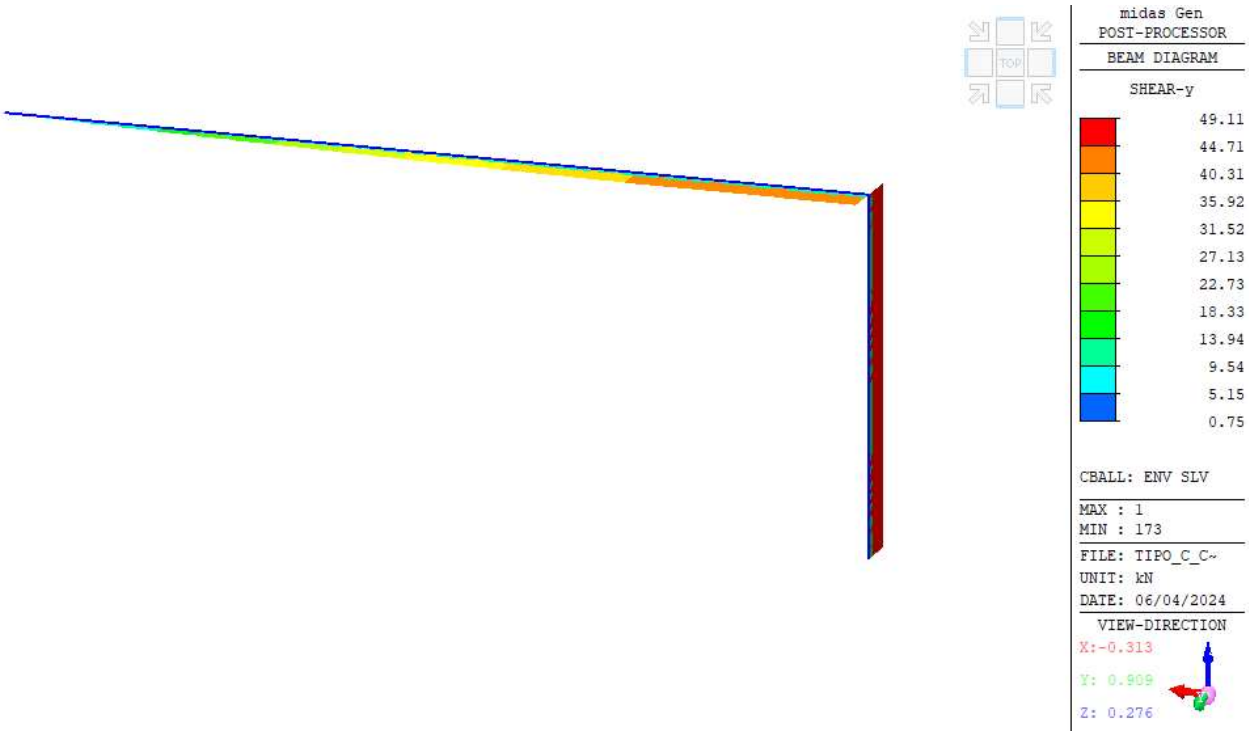


Figura 9-22 – Fy (Local)

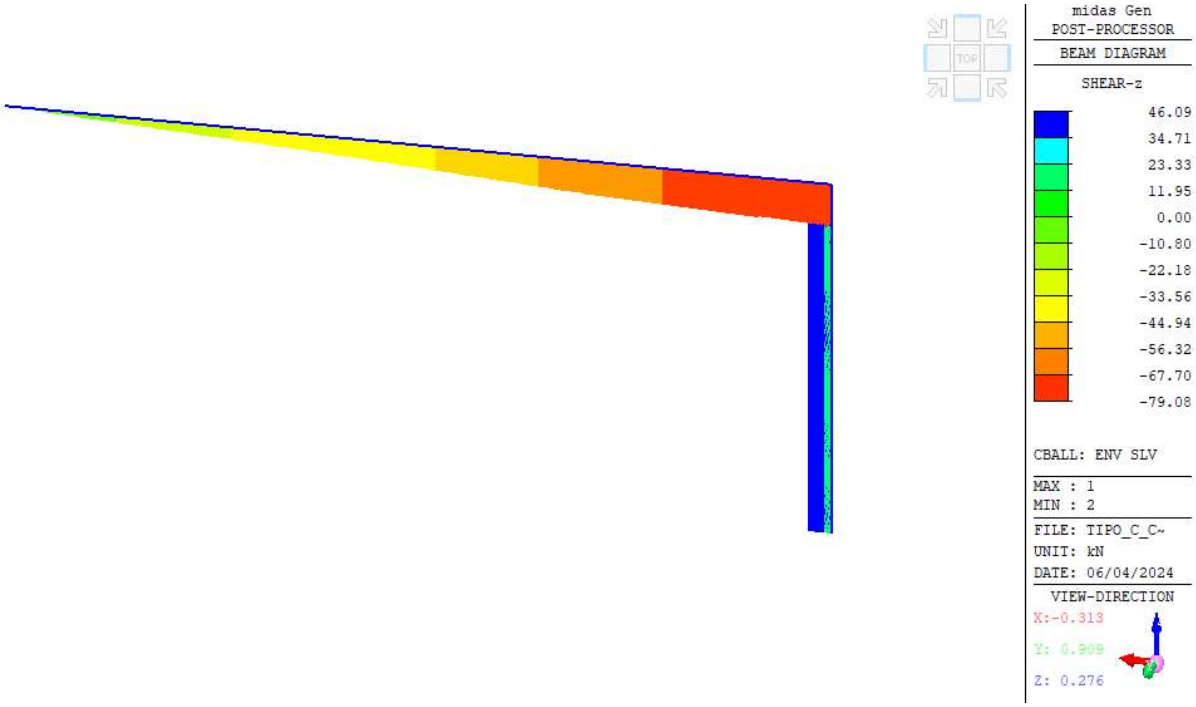


Figura 9-23 – Fz (Local)

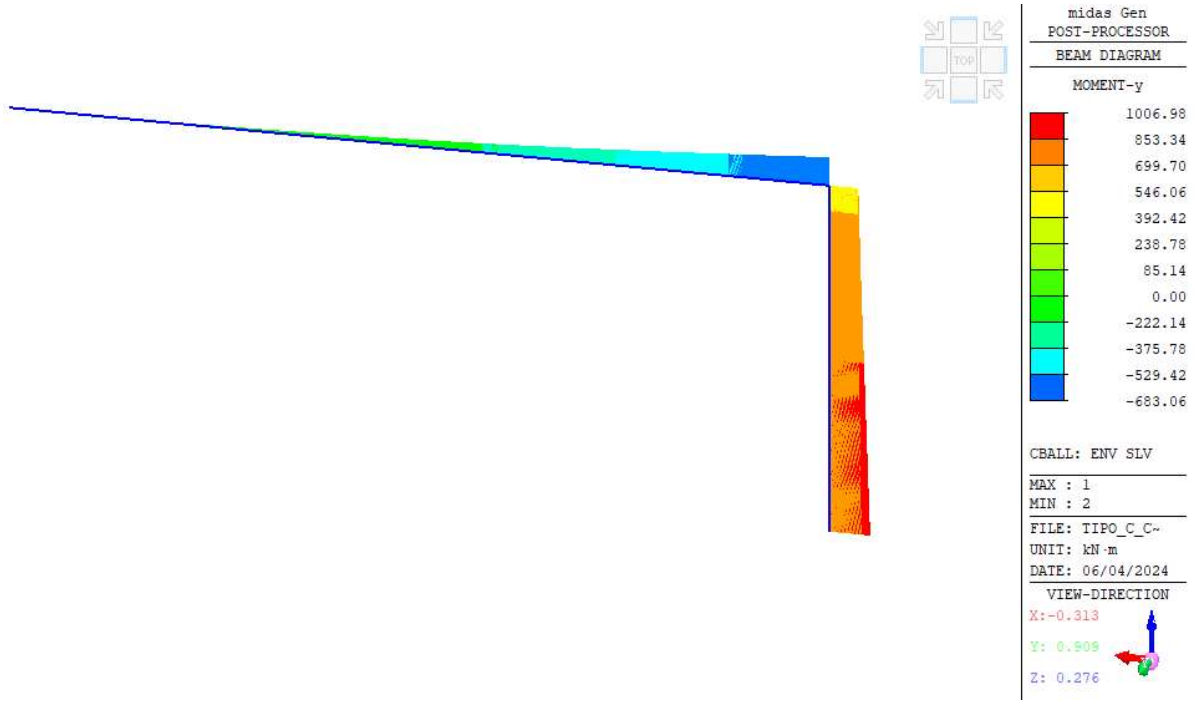


Figura 9-24 - My (Local)

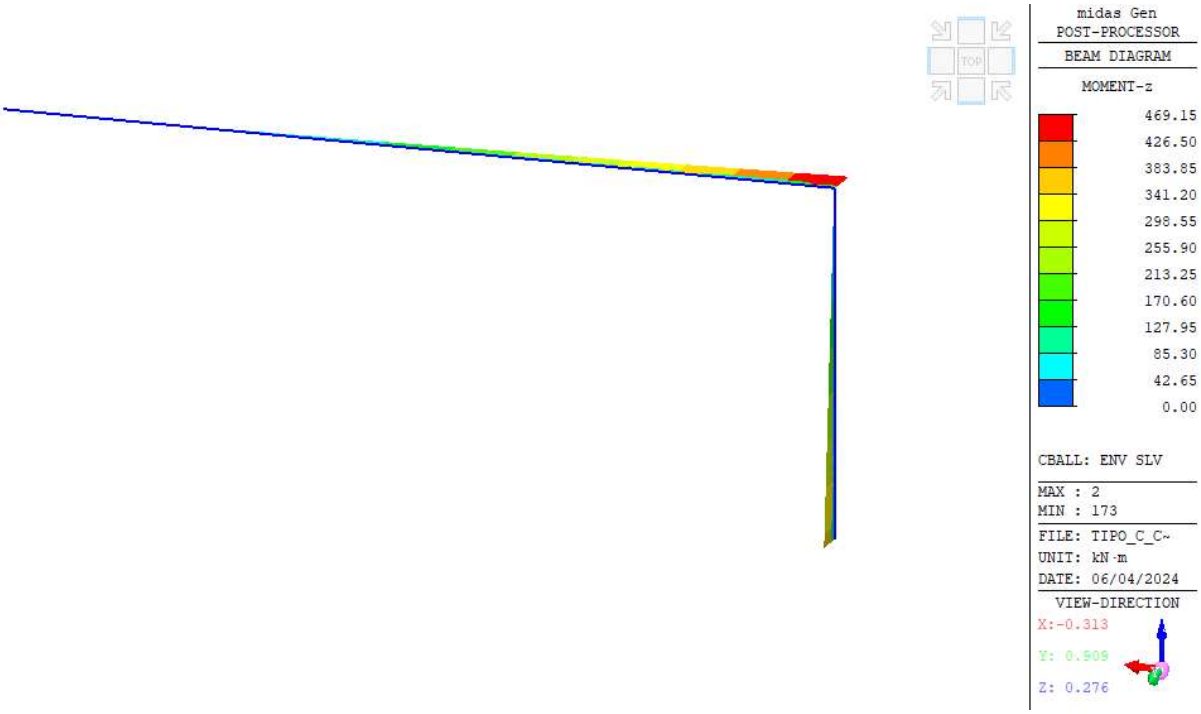


Figura 9-25 - Mz (Local)

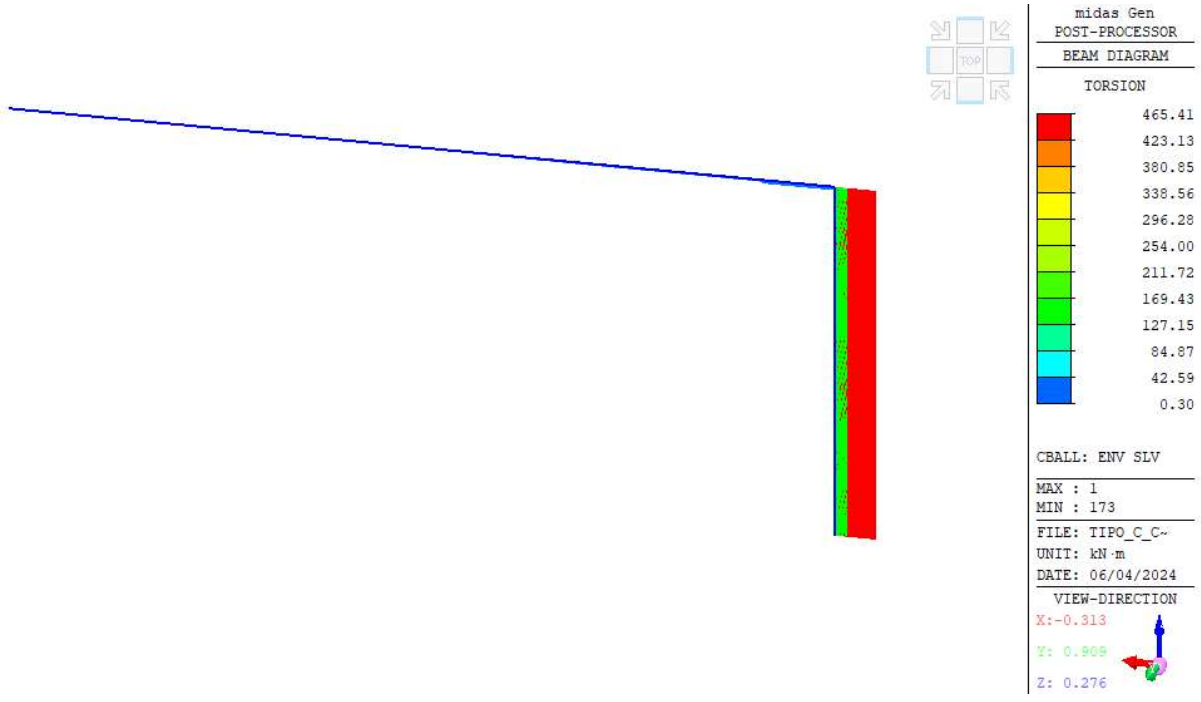


Figura 9-26 – Mx Torcente (Local)

La tabella successiva riporta il confornto tra le massime azioni intterne associate agli inviluppi SLU ed SLV.

Azione	SISMA	SLU
Momento My	1006 kNm	1155 kNm
Momento Mz	469 kNm	1396 kNm
Taglio Fy	49 kN	139 kN
Taglio Fz	79 kN	130 kN

Come si può osservare dalla tabella precedente l'azione del vento agente in direzione longitudinale risulta dimensionante rispetto all'azione sismica agente nella medesima direzione. In direzione trasversale le azioni sismiche e statiche risultano confrontabili in termini di momento.

Le verifiche successive saranno svolte nei confronti delle sole azioni SLU che coprono, in termini di fattore di sfruttamento, anche le azioni sismiche.

9.3 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 tipologica 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 (δZ) - Carichi permanenti

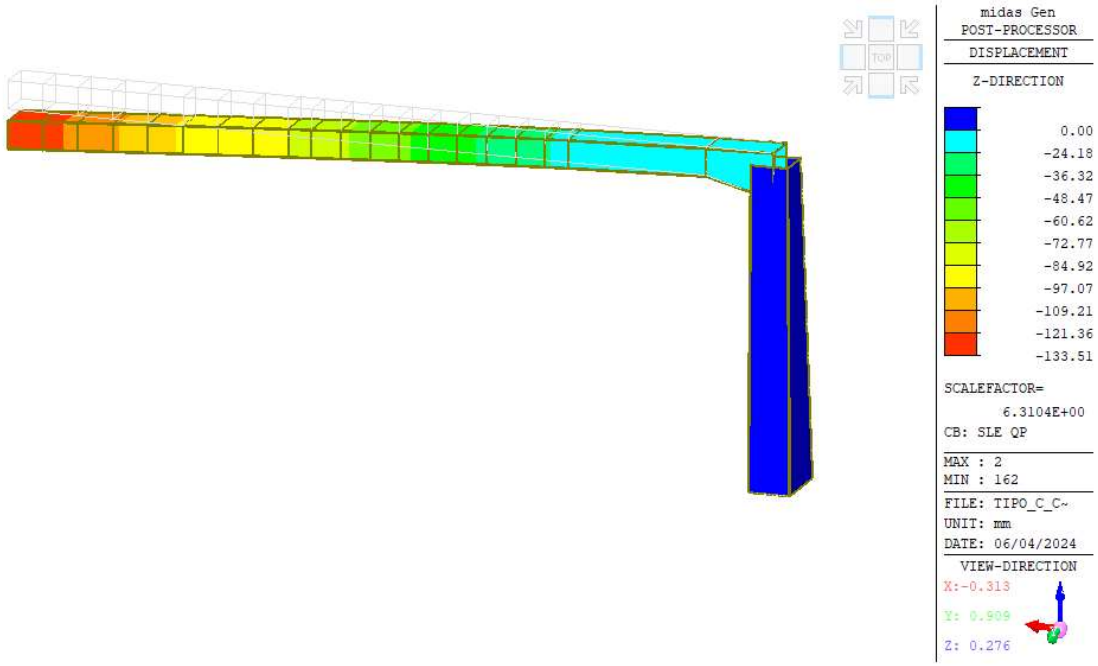


Figura 9-27 - Spostamenti verticali massimi

Spostamenti orizzontali (δY) - Azioni variabili

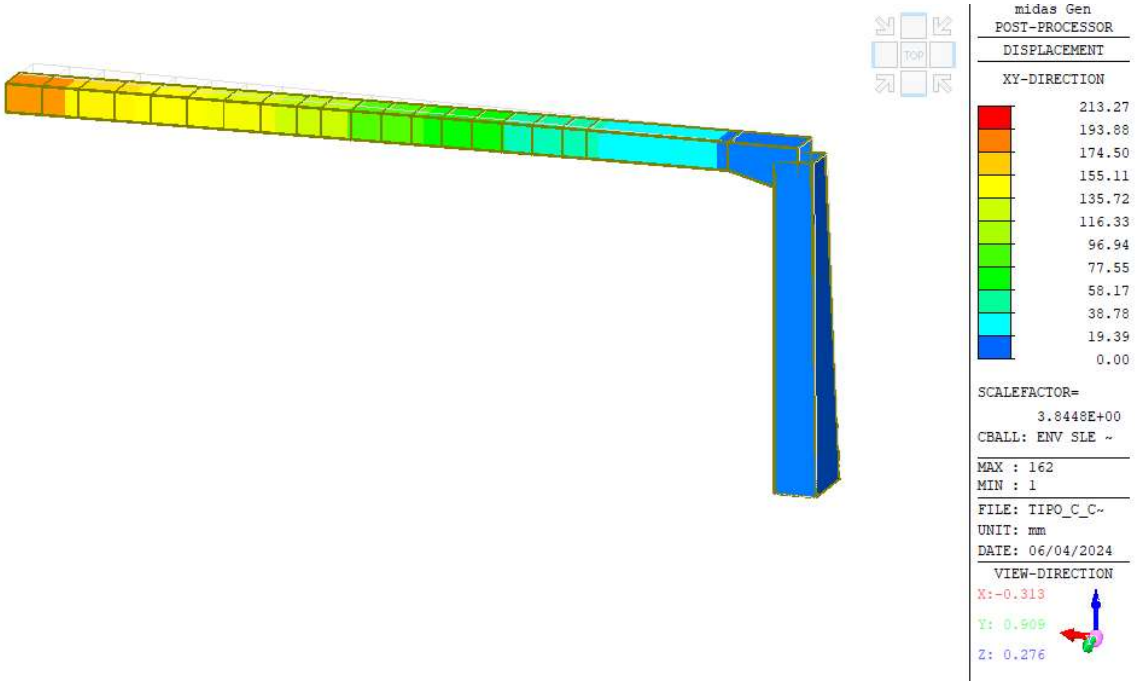


Figura 9-28 - Spostamenti orizzontali massimi in punta allo sbraccio

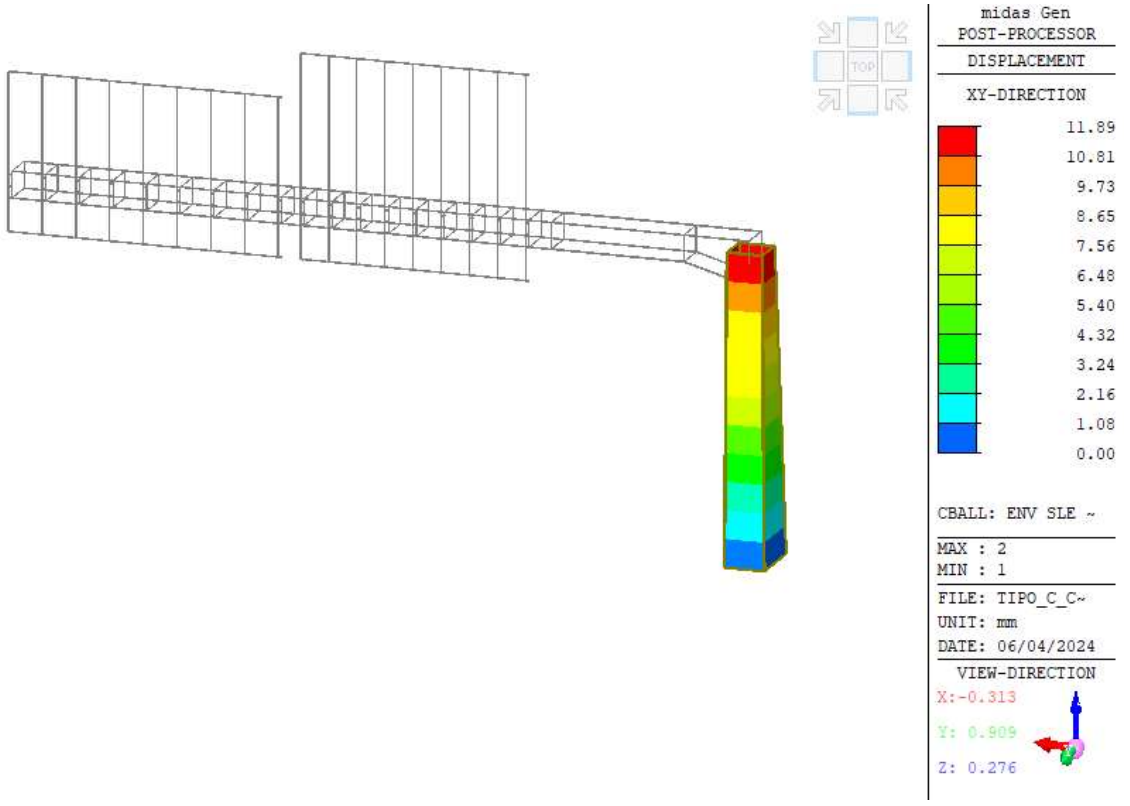


Figura 9-29 - Spostamenti orizzontali massimi in testa al montante

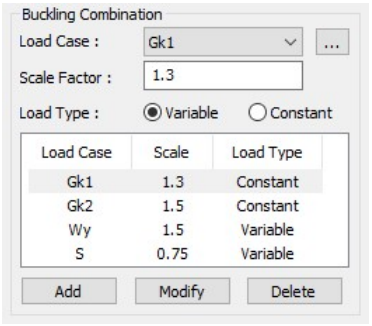
9.4 ANALISI DI BUCKLING GLOBALE

L'analisi di buckling viene impostata al fine di determinare il moltiplicatore di collasso per instabilità globale della struttura, necessario al completamento delle verifiche strutturali nell'ambito del "metodo generale" proposto da EN 1993.1.1. La mesh degli elementi "beam" di corrente è stata infittita portando le suddivisioni per ciascun campo individuato da due nodi contigui a 10cm.

Ai fini dell'analisi di buckling globale si individua lo scenario di carico significativo:

- S.L.U. – Vento dominante

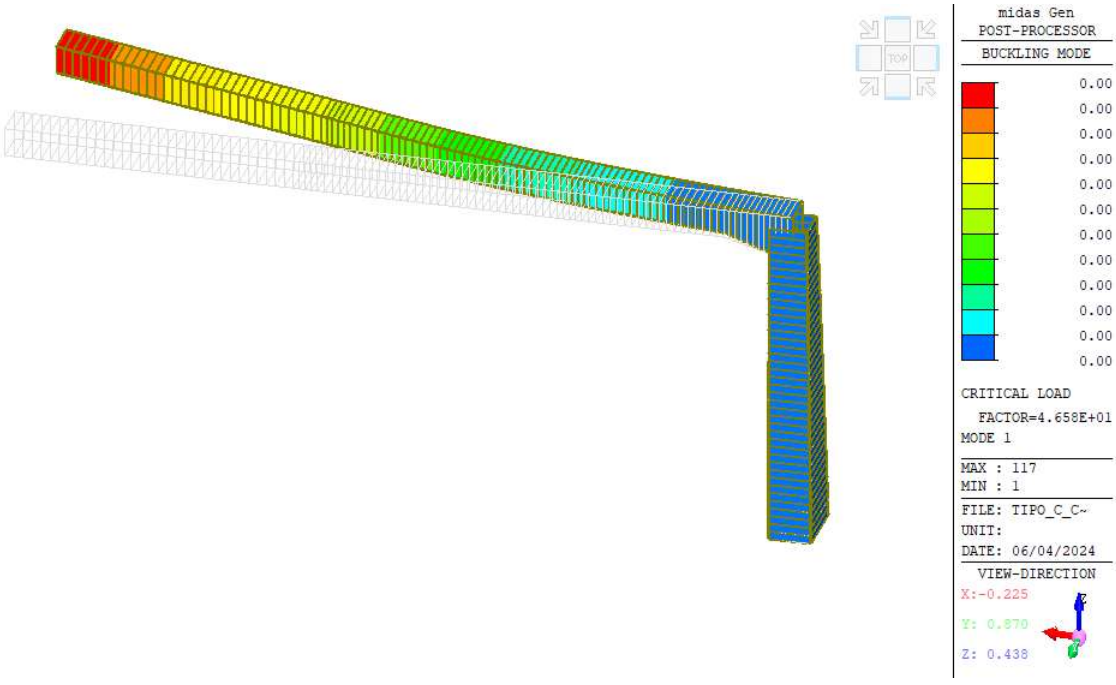
Insieme all'azione di vento si considera il contributo dovuto al peso proprio e permanente implementato con il valore di progetto (val. caratteristico pre-moltiplicato per $\gamma_{S.L.U.}$) e il contributo del carico di progetto da neve



Pertanto, i moltiplicatori di carico λ ottenuti dalle analisi, rappresentano il moltiplicatore che, applicato al singolo scenario di carico S.L.U. , genera il collasso per instabilità.

Di seguito si riporta il moltiplicatore minimo ottenuto nell'ambito dell'analisi.

Portale tipo C - vento (λ = 46.58)

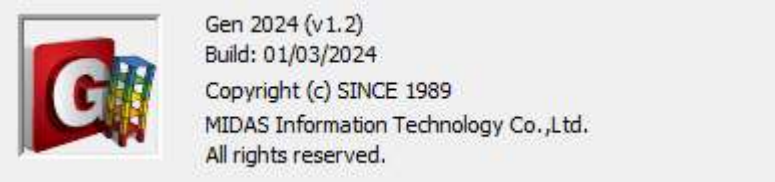


Come si può notare dall'esame della deformata critica e dal moltiplicatore di carico ottenuti, particolarmente elevati, le analisi di stabilità globale consentono di ritenere del tutto ininfluenti i fenomeni da esse indotti sulle verifiche. Saranno tenuti in conto solo gli effetti del buckling locale dei profili.

9.5 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

9.5.1 Affidabilità del codice di calcolo

Il software di calcolo FEM utilizzato per la modellazione e la verifica degli elementi strutturali è Midas Gen versione v.1.1.2022



Il software è stato utilizzato ai fini delle analisi generali e delle verifiche delle strutture in c.a. (pilastri e travi). E' stata esaminata la documentazione a corredo del software, ritenendolo affidabile ed idoneo alla progettazione delle strutture in oggetto.

Per la validazione generale del programma è stata analizzata una trave in semplice appoggio, lunga 5 m e caricata verticalmente con un carico lineare uniforme pari a 10 kN/m diretto verso il basso. La trave è costituita da un profilo HEB 200 in acciaio S275.

Nelle seguenti immagini si riportano alcuni estratti del modello numerico realizzato con Midas Gen.

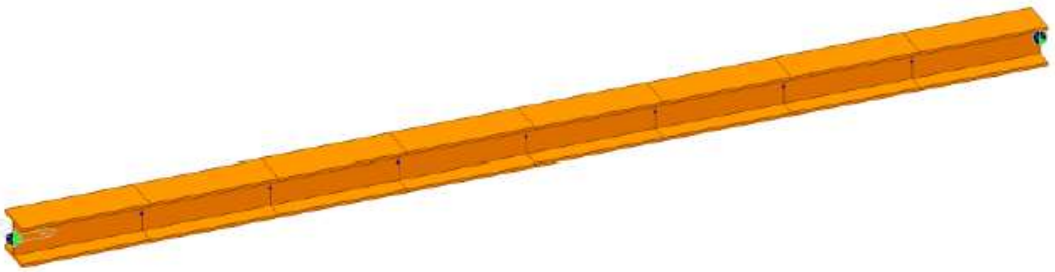


Figura 9-30. geometria e vincoli della trave utilizzata per la validazione

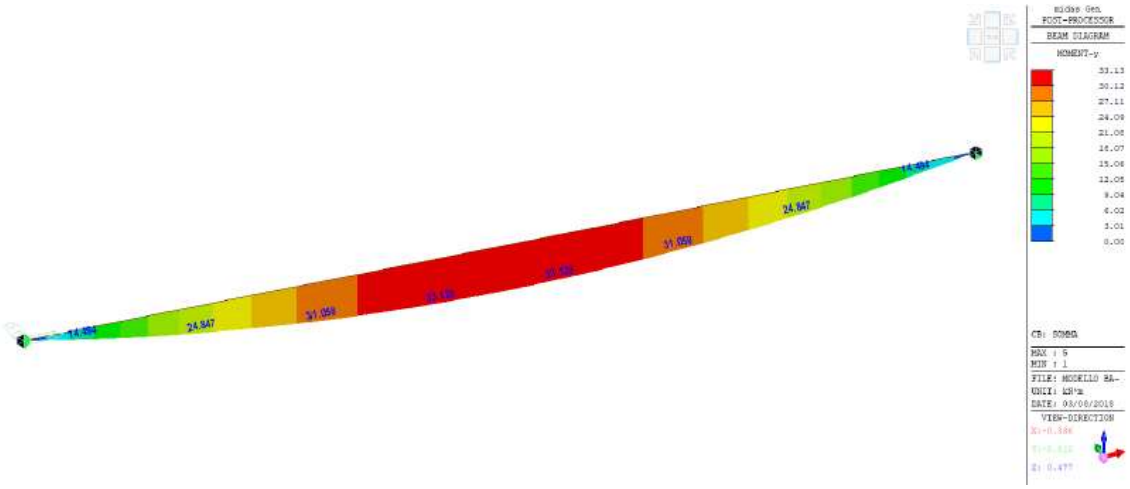


Figura 9-31. momento flettente nella trave oggetto di validazione

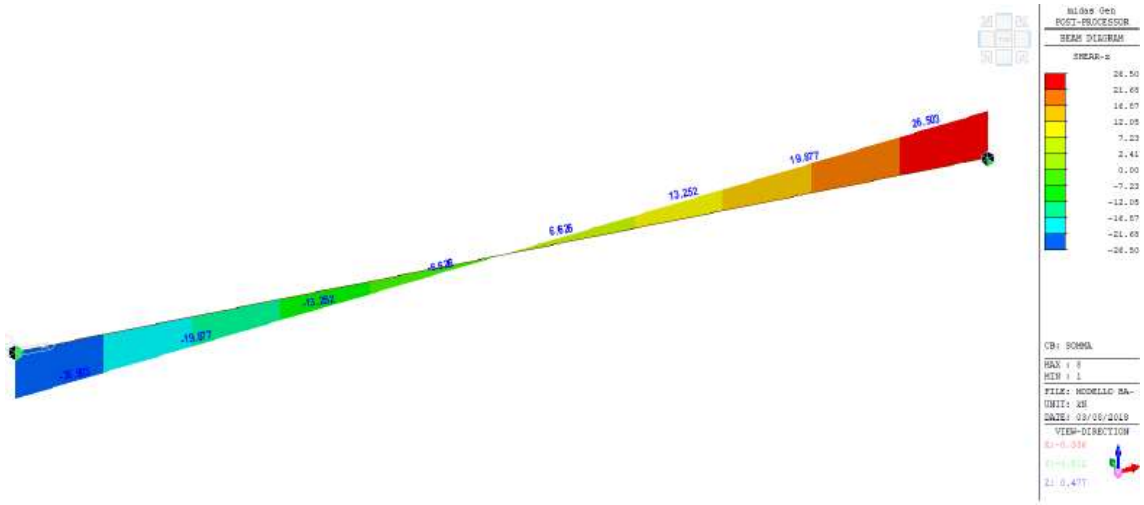


Figura 9-32. taglio nella trave oggetto di validazione

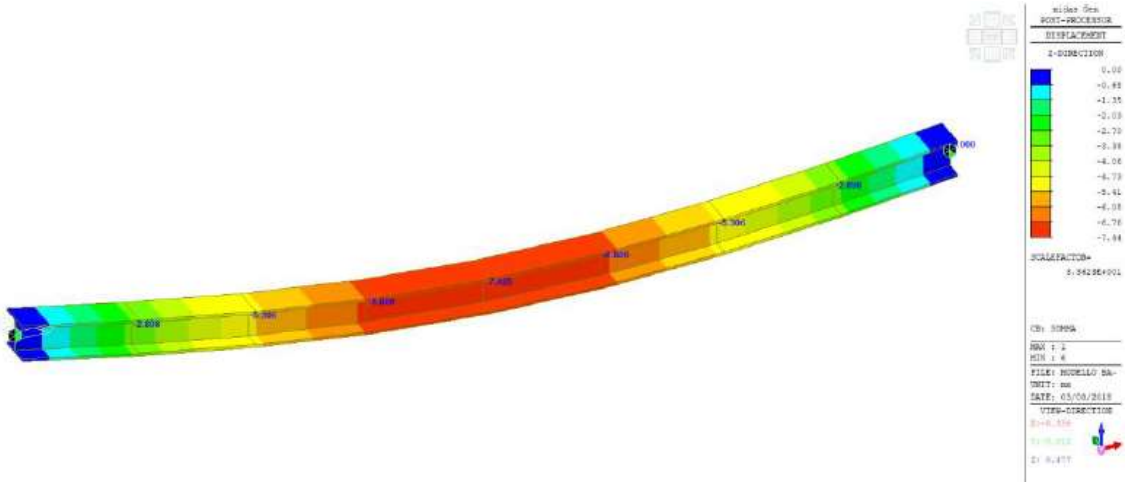


Figura 9-33. deformata della trave oggetto di validazione

Il software tiene in considerazione automaticamente il carico applicato alla trave ed il peso proprio strutturale della trave stessa, da considerarsi nelle verifiche. Il carico distribuito totale risulta pertanto:

p_{TOT} = peso proprio + peso applicato = 0.613 kN/m + 10 kN/m= 10.613 kN/m

Si riporta nella tabella seguente il confronto tra alcuni valori ottenuti dalle formulazioni proprie della Scienza delle Costruzioni ed i valori ottenuti con il modello numerico. Il confronto, oltre ad essere espresso in termini numerici, viene anche espresso come variazione percentuale.

TEORIA	MODELLO NUMERICO	DIFFERENZA %
$M_{max} = p_{TOT} L^2 / 8 = 33.1656$ kNm	$M_{max} = 33.1658$ kNm	0.0006%
$V_{max} = p_{TOT} L / 2 = 26.5325$ kNm	$V_{max} = 26.5327$ kNm	0.0008%
$f_{max} = (5\ p_{TOT} L^4) / (384\ EJ) = 7.221$ mm	$f_{max} = 7.444$ mm	3.088%

La differenza tra i valori teorici e valori attesi è trascurabile per quanto concerne le azioni interne; in termini deformativi la differenza è pari a circa il 3%, ascrivibile alla discretizzazione dell'elemento e pertanto accettabile.

A ulteriore conferma della correttezza della modellazione si è provveduto ad eseguire un equilibrio alla traslazione verticale ed orizzontale, considerando le principali condizioni di carico elementari: sono stati quindi confrontati i valori delle reazioni vincolari alla base ottenuti con l'analisi FEM e quelli calcolati manualmente. Si riportano i risultati ottenuti nella tabella seguente.

	TEORIA	MODELLO NUMERICO	DIFFERENZA %
Peso proprio	$R_{sx}=R_{dx} = p_{prorio}\ L / 2 = 1.5325$ kNm	$R_{sx}=R_{dx} = 1.5327$ kNm	0.0131%
Carico applicato	$R_{sx}=R_{dx} = p_{applicato}\ L / 2 = 25$ kNm	$R_{sx}=R_{dx} = 25.000$ kNm	0%

9.5.2 Verifica di attendibilità dei risultati

Al fine di validare i risultati ottenuti dal programma di calcolo è stato svolto un confronto tra le risultanti dei carichi applicati al modello e quelli calcolati manualmente. Le tabelle successive riportano il confronto, evidenziando l'accettabilità dei risultati ottenuti mediante programma di calcolo.

DA MIDAS			
Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
Gk1	0.0	0.0	107.0
Gk2	0.0	0.0	10.4
Wx	-13.9	0.0	0.0
Wy	0.0	92.8	0.0
Pd	0.0	2.4	0.0
S	0.0	0.0	15.7

CALCOLO			
Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
Gk1	0.0	0.0	107.5
Gk2	0.0	0.0	10.2
Wx	-13.9	0.0	0.0
Wy	0.0	92.8	0.0
Pd	0.0	2.4	0.0
S	0.0	0.0	15.7

RAPPORTO			
Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
Gk1	0%	0%	0.4%
Gk2	0%	0%	-1.5%
Wx	0.3%	0%	0%
Wy	0%	0.0%	0%
Pd	0%	1.3%	0%
S	0%	0%	0.3%

Le variazioni sono inferiori al 5% per cui il modello risulta validato.

10 CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN ACCIAIO

10.1 Criteri di verifica delle sezioni in acciaio

Le verifiche e l'analisi verranno condotte secondo la normativa vigente NTC18 e quanto indicato da UNI EN 1993-1-1.

I profili in oggetto presentano elevati rapporti b/t, nel caso quindi la sezione ricada in Classe 4 si condurranno le verifiche con riferimento alle dimensioni efficaci della sezione, in caso contrario si procederà con le normali verifiche in campo elastico come indicato dall'EC3-1-1. Inoltre, 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:

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

Con $\overline{\eta}_1 = \eta_1$ è lo stato tensionale prodotto dalla pressoflessione, normalizzato alla tensione f_y/γ_{M0} = 355/1.05 = 338 MPa come definito al punto 4.6 dell'EC3-1-5

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed}}{\frac{f_y \cdot A_{eff}}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{yEd} + N_{Ed} \cdot e_{x,N}}{\frac{f_y \cdot w_{y,eff}}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{xEd} + N_{Ed} \cdot e_{y,N}}{\frac{f_y \cdot w_{x,eff}}{\gamma_{M0}}} \qquad \text{(formula 4.15 di EC3-1-5)}$$

Dove:

- $e_{x,N}$, $e_{y,N}$ 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
- $M_{y,ed}$, $M_{x,Ed}$ Momenti flettenti che dovranno tener conto degli effetti del secondo ordine che per questa struttura sono trascurabili

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

Il contributo del taglio è tenuto in conto tramite il coefficiente

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

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

$$V_{Ed} \leq 0{,}5 \; V_{c,Rd}$$

Pertanto, la verifica a pressoflessione risulta soddisfatta se:

$\eta_1 < 1$

Per quanto riguarda la verifica all'instabilità per taglio delle pareti dei profili soggetti a taglio e privi di irrigidimenti viene condotta secondo la seguente formulazione:

$$\frac{h_w}{t} > \frac{72}{\eta} \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} \qquad \text{(cap. 5.1.2 di EC3-1-5)}$$

Con η assunto cautelativamente pari a 1.

Per maggiori dettagli riguardo alla simbologia adottata ed al significato dei singoli termini richiamati nella procedura di verifica, si rimanda all'Eurocodice 3-1-5, capitolo 4 (analisi degli effetti del buckling su piatti per effetto di sforzi diretti agli stati limite ultimi) e al capitolo 5 (resistenza al taglio).

10.2 Criteri di verifica degli spostamenti

La determinazione della configurazione deformata della struttura è stata effettuata, in ottemperanza a quanto disposto nelle NTC 2018; 2.4.2, e dal manuale di progettazione dei portali segnaletici [15.] tenendo conto delle combinazioni delle azioni agli SLE_RARA. 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.

Si riportano di seguito i limiti di deformazione:

Freccia verticale:

Estremità dello sbalzo:

(non compensata con la contromonta d'officina)

$$\frac{\delta z}{(Hc + Lb)} < \frac{1}{100}$$

Freccia orizzontale:

Direzione longitudinale al tracciato stradale: (In testa al montante)

$$\frac{\delta x}{Hc} < \frac{1}{100}$$

Direzione trasversale al tracciato stradale: (In testa al montante)

$$\frac{\delta y}{Hc} < \frac{1}{100}$$

Estremità dello sbalzo:

$$\frac{\delta x}{(Hc + Lb)} < \frac{1}{100}$$

Dove:

- Hc: Altezza del montante
- Lb: Luce orizzontale della mensola
- δz: Freccia verticale
- δx: Freccia orizzontale direzione longitudinale al tracciato
- δy: Freccia orizzontale direzione trasversale al tracciato

10.3 Criteri di verifica per le verifiche a fatica

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 sovrapressioni indotte dal transito veicolare, si è reso necessario reperire informazioni statistiche sulla variabilità ed intensità delle azioni attese durante il periodo di vita della struttura, pari a 50 anni.

In estrema sintesi, le verifiche a fatica vengono effettuate con l'impiego del metodo del danneggiamento cumulativo (EN 1993-1-9; Annesso A). A partire da informazioni statistiche, relative alla variabilità attesa per una certa azione durante il periodo di vita della struttura, attraverso l'utilizzo del "metodo del serbatoio", è possibile determinare uno spettro di variazione delle tensioni, nel quale vengono calcolati gli intervalli di variazione delle tensioni ed il relativo numero di cicli.

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

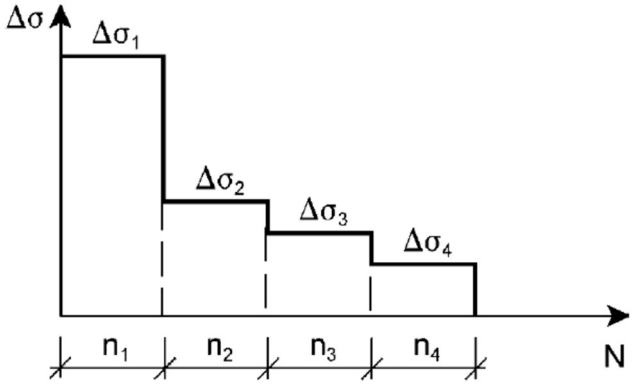


Figura 10-1 - Spettro dell'intervallo di variazione delle tensioni

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.

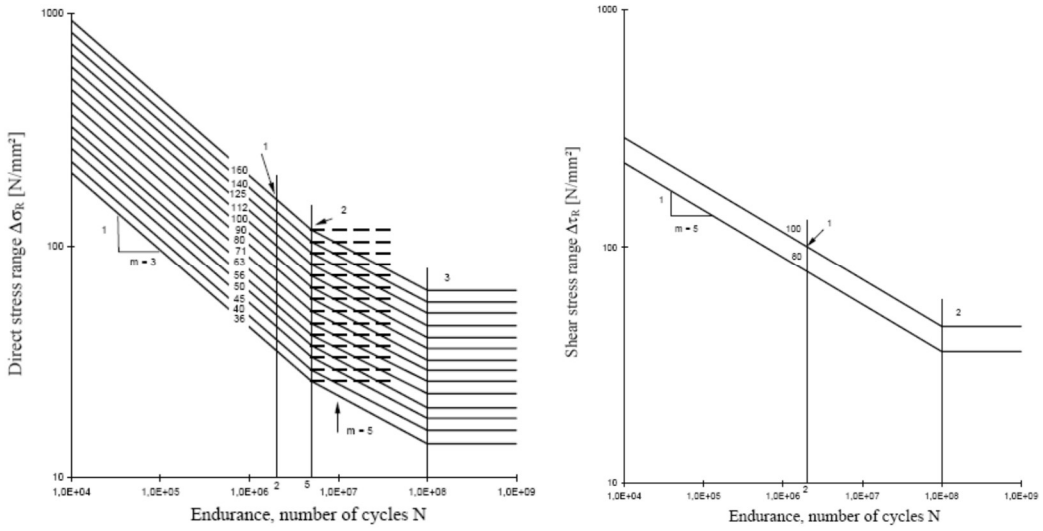


Figura 10-2 - Curve di resistenza a fatica S-N per tensioni normali e tangenziali

Nell'immagine seguente si esemplifica la procedura schematica per la determinazione del numero di cicli a collasso, associato ad un determinato intervallo di variazione delle tensioni ad ampiezza costante:

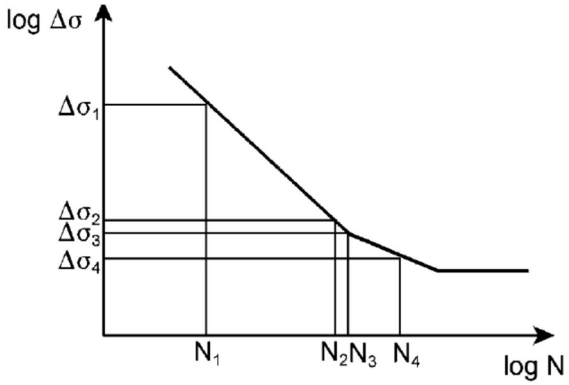


Figura 10-3 - Determinazione del numero di cicli a rottura per $\Delta\sigma$ assegnato

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

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

(Formula di Palmgren-Miner)

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

$\gamma_{Ff} = 1$

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

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

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

$$\sum \frac{n_i \times \gamma_{Mf} \times \gamma_{Ff}}{N_i} \le D_d = 1.0$$

(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]

10.3.1 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 ΔS di un effetto del vento è raggiunto o superato durante un periodo di 50 anni.

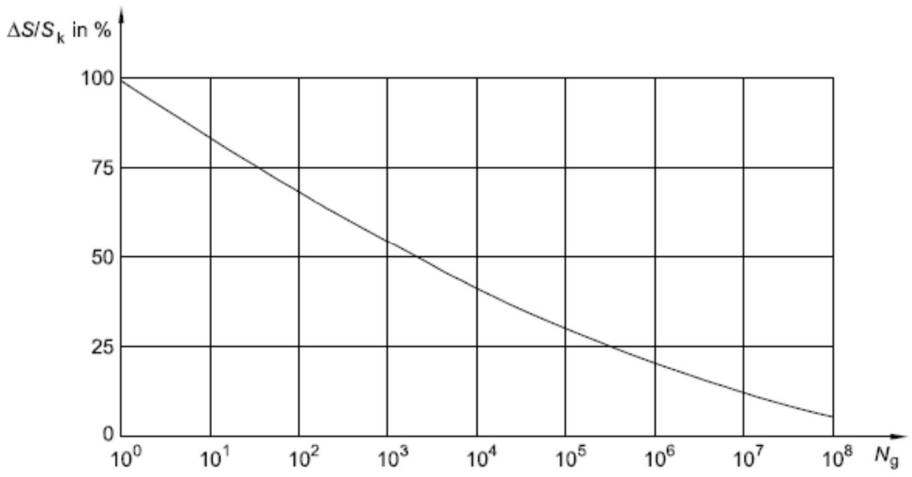


Figura 10-4 - Numero di cicli di carico da raffica per per un effetto ΔS/Sk

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.

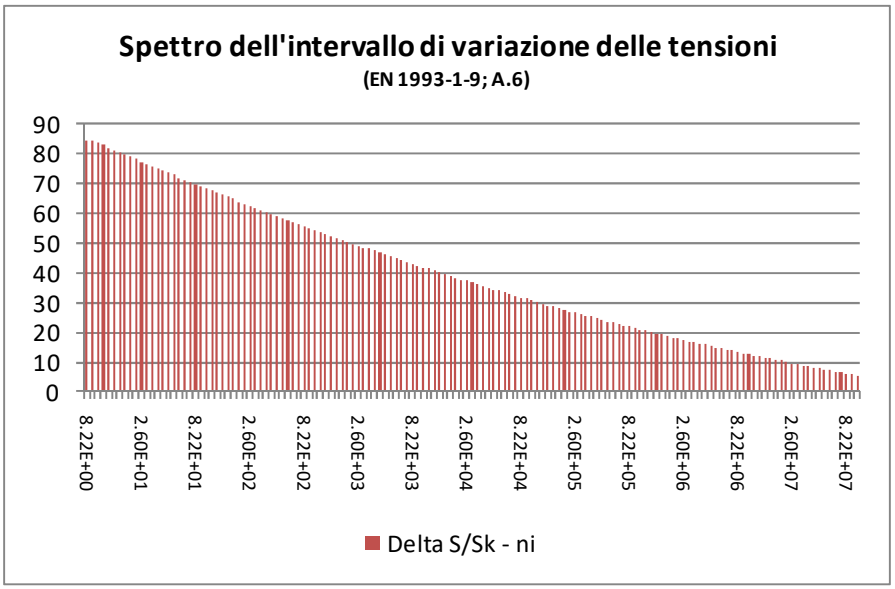


Figura 10-5 - Numero di cicli di carico da raffica (cumulata) per un effetto ΔS/Sk

10.3.2 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 sovrapressione 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 sovrapressioni, strettamente connesso al volume di traffico medio dei veicoli transitanti al di sotto della struttura, è calcolabile attraverso la seguente formula proposta in normativa:

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

Dove:

- n_i numero di cicli per ogni corsia
- L= 50 anni vita di progetto della struttura
- F_i Fattore di allocazione di corsia (vedi tabella nei paragrafi precedenti)

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

11 VERIFICHE STRUTTURALI

11.1 Struttura metallica in elevazione

La verifica viene effettuata calcolando separatamente i rapporti di sfruttamento per tensioni normali η_1 (interazione N, M, inclusi effetti di local buckling), e a taglio η_3, effettuando a valle il calcolo del coefficiente di sfruttamento per interazione N, M, V.

11.1.1 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:

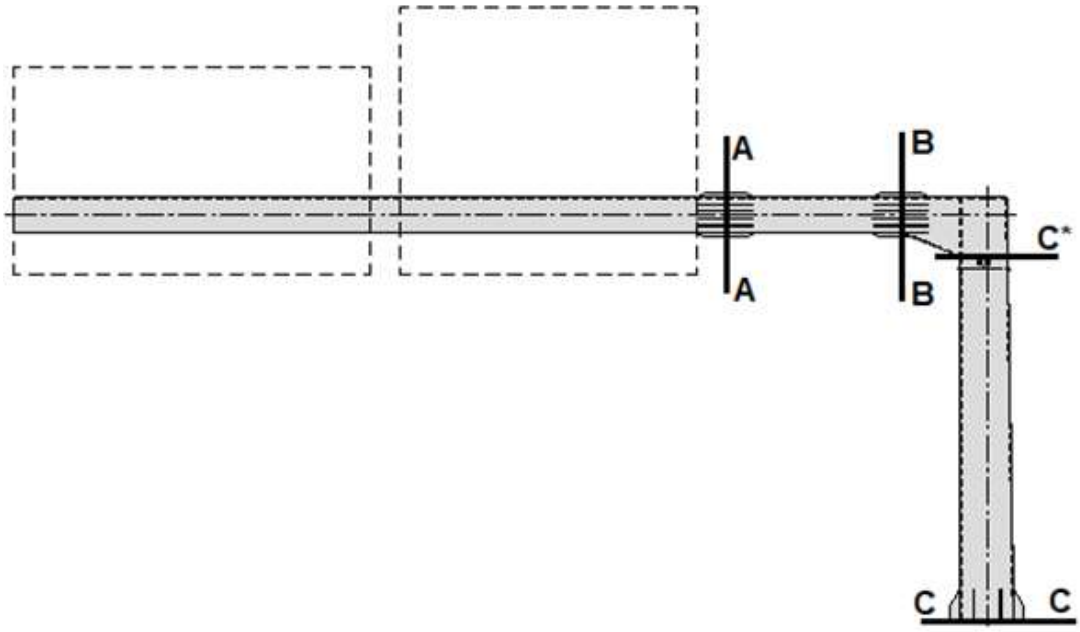


Figura 11-1 - Sezioni di verifica

Le sezioni significative corrispondono a:

- Sez A — Sezione di sbraccio (Modulo 3)
- Sez B — Sezione di sbraccio (Modulo 2)
- Sez C* — Sezione di testa del montante
- Sez C — Sezione di base del montante

Dalle azioni applicate sul portale a bandiera nella combinazione agli SLU si riassumono nelle tabelle seguenti le sollecitazioni di progetto in condizioni ultime.

- $N_{E,d}$ — 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

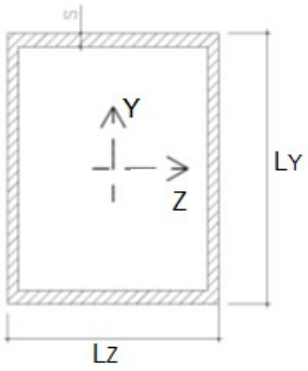


Figura 11-2 - Geometria delle sezioni di verifica

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 severe.

Sbraccio - Sez.A							
	Axial (kN)	*Shear-y (kN)*	*Shear-z (kN)*	*Torsion (kN*m)*	*Moment-y (kN*m)*	*Moment-z (kN*m)*	*Combinazione*
Max N	**0**	0	-94	0	-552	0	**SLU 1**
Min N	**0**	0	-94	0	-552	0	**SLU 1**
Max Fy	0	**119**	-94	-119	-552	854	**SLU 4**
Min Fy	0	**-119**	-94	119	-552	-854	**SLU 2**
Max Fz	0	-4	**-62**	1	-363	-23	**SLU 19**
Min Fz	0	0	**-102**	0	-604	0	**SLU 5**
Max Mx	0	-119	-94	**119**	-552	-854	**SLU 2**
Min Mx	0	119	-94	**-119**	-552	854	**SLU 4**
Max My	0	-4	-62	1	**-363**	-23	**SLU 19**
Min My	0	0	-102	0	**-604**	0	**SLU 5**
Max Mz	0	119	-94	-119	-552	**854**	**SLU 4**
Min Mz	0	-119	-94	119	-552	**-854**	**SLU 2**

Sbraccio - Sez.B							
	Axial (kN)	*Shear-y (kN)*	*Shear-z (kN)*	*Torsion (kN*m)*	*Moment-y (kN*m)*	*Moment-z (kN*m)*	*Combinazione*
Max N	**0**	0	-110	0	-853	0	**SLU 1**
Min N	**0**	0	-110	0	-853	0	**SLU 1**
Max Fy	0	**123**	-110	-119	-853	1210	**SLU 4**
Min Fy	0	**-123**	-110	119	-853	-1210	**SLU 2**
Max Fz	0	-4	**-73**	1	-561	-33	**SLU 19**
Min Fz	0	0	**-121**	0	-933	0	**SLU 5**
Max Mx	0	-123	-110	**119**	-853	-1210	**SLU 2**
Min Mx	0	123	-110	**-119**	-853	1210	**SLU 4**
Max My	0	-4	-73	1	**-561**	-33	**SLU 19**
Min My	0	0	-121	0	**-933**	0	**SLU 5**
Max Mz	0	123	-110	-119	-853	**1210**	**SLU 4**
Min Mz	0	-123	-110	119	-853	**-1210**	**SLU 2**

Base Montante - Sez.C							
	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	Combinazione
Max N	**-115**	4	2	-38	673	26	**SLU 19**
Min N	**-179**	0	-10	0	1081	0	**SLU 7**
Max Fy	-167	**139**	2	-1375	1021	1039	**SLU 2**
Min Fy	-167	**-139**	2	1375	1021	-1039	**SLU 4**
Max Fz	-166	0	**23**	0	1084	0	**SLU 1**
Min Fz	-127	0	**-19**	0	707	0	**SLU 13**
Max Mx	-167	-139	2	**1375**	1021	-1039	**SLU 4**
Min Mx	-167	139	2	**-1375**	1021	1039	**SLU 2**
Max My	-178	0	15	0	**1156**	0	**SLU 5**
Min My	-115	4	2	-38	**673**	26	**SLU 19**
Max Mz	-167	139	2	-1375	1021	**1039**	**SLU 2**
Min Mz	-167	-139	2	1375	1021	**-1039**	**SLU 4**

Sommità Montante - Sez.C*							
	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	Combinazione
Max N	**-79**	4	1	-38	664	1	**SLU 19**
Min N	**-131**	0	2	0	1103	0	**SLU 5**
Max Fy	-120	**126**	2	-1375	1007	139	**SLU 2**
Min Fy	-120	**-126**	2	1375	1007	-139	**SLU 4**
Max Fz	-131	0	**2**	0	1103	0	**SLU 5**
Min Fz	-79	4	**1**	-38	664	1	**SLU 19**
Max Mx	-120	-126	2	**1375**	1007	-139	**SLU 4**
Min Mx	-120	126	2	**-1375**	1007	139	**SLU 2**
Max My	-131	0	2	0	**1103**	0	**SLU 5**
Min My	-79	4	1	-38	**664**	1	**SLU 19**
Max Mz	-120	126	2	-1375	1007	**139**	**SLU 2**
Min Mz	-120	-126	2	1375	1007	**-139**	**SLU 4**

Figura 11-3 - Azioni di verifica

11.1.2 Verifica delle sezioni in acciaio

Nell'immagine seguente si riporta la mappa degli sfruttamenti delle sezioni in acciaio costituenti il portale.

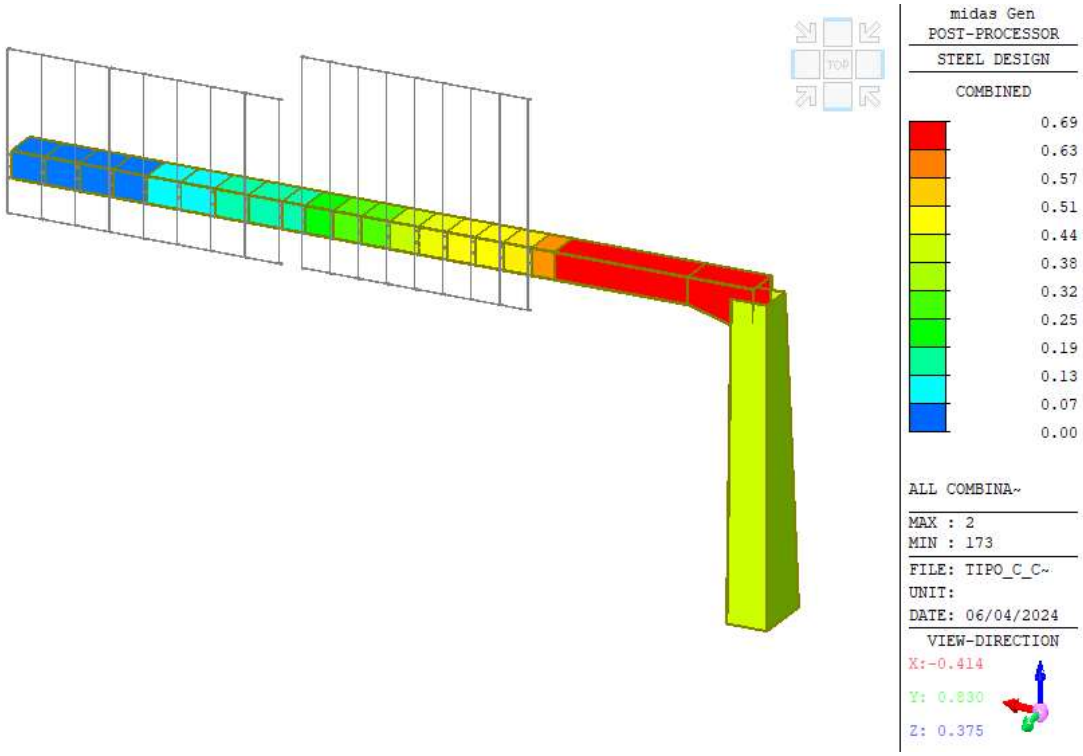


Figura 11-4 – Mappa degli sfruttamenti dei profili

Si riportano di seguitto nel dettaglio le verifiche condotte sulle tre sezioni di calcolo indicate ai capitoli precedenti

11.1.2.1 *Sbraccio – Sez.A*

Dati materiale			
fyk	355 Mpa		
fyd	338.1 Mpa		
Sollecitazioni agenti			
T_{Ed}	119 kN		
$V_{Ed,y}$	119 kN		
$V_{Ed,z}$	94 kN		
Dati sezione			
h	600 mm		
b	800 mm		
t	12 mm		
r	36 mm		
Calcolo dati geometrici			
p	2525.805329 mm	$2[(h-t)+(b-t)]-2\pi r$	
A_p	459272.4959 mm^2	$(h-t)(b-t)-\pi r^2$	
W_t	10674315.04 mm^3	$(4A_p^2t/p+pt^3/3)/(t+2A_p/p)$	Eurocode3:05 6.2.7
A	32406 mm^2		
A_{vy}	18518 mm^2	Axb/(b+h)	Eurocode3:05 6.2.6, EN1993-1-5:04 5.1
A_{vz}	13888 mm^2	Axh/(b+h)	
Verifica a torisone			
T_{Rd}	2083.6 kNm	$W_t f_{yd} / \sqrt{3}$	
T_{Ed}	119 kNm		
FS	5.71%		
Instabilità per taglio			
hw/t	44.0	Assenza instabilità per taglio	Eurocode3:05 6.2.6
bw/t	60.7	Considerare instabilità per taglio	
ε	0.814	$\sqrt{(fy/235)}$	
η	1.2		
	48.8	$(72/\eta)\varepsilon$	
Effetto dell'instabilità per taglio in direzione y			
λ_w	0.863	$h_w/86.4t\varepsilon$	
χ_w	0.962	$0.83/\lambda_w$	
h_w	728.0 mm		
t	12.0 mm		
Effetto dell'instabilità per taglio in direzione y			
λ_w	0.683	$h_w/86.4t\varepsilon$	
χ_w	1.216	$0.83/\lambda_w$	
b_w	576.0 mm		
t	12.0 mm		
Verifica a taglio-torisone			
$\tau_{ED,T}$	11.148 Mpa	T_{Ed}/W_t	
$V_{Pl,Rd,y}$	3476.4 kN	$A_{vy}f_{yd} / \sqrt{3}$	Eurocode3:05 6.1, 6.2.6, 6.2.7
$V_{Pl,Rd,z}$	2711.0 kN	$A_{vz}f_{yd} / \sqrt{3}$	
$V_{Pl,T,Rd,y}$	3277.8 kN	$V_{Pl,Rd,y}(1-\tau_{Ed,T}/(f_{yd}/\sqrt{3}))$	
$V_{Pl,T,Rd,z}$	2556.2 kN	$V_{Pl,Rd,z}(1-\tau_{Ed,T}/(f_{yd}/\sqrt{3}))$	
$V_{Ed,y}$	119 kN		
$V_{Ed,z}$	94 kN		
FSVy	3.63% NO Interazione con MN		
FSVz	3.68% NO Interazione con MN		
Verifica Elastica			
$\tau_{ED,T}$	11.1 Mpa		
$\tau_{ED,Vy}$	6.4 Mpa		
$\tau_{ED,Vz}$	6.8 Mpa		
$\tau_{ED,tot}$	24.3 Mpa		
$FS_{elastico}$	12.47%	$\tau_{ED,tot}/(f_{yd}/\sqrt{3}))$	

*. UNIT SYSTEM : kN, m
*. SECTION PROPERTIES : Designation = Sez.01
Shape = B - Section. (Built-up)
Depth = 0.600, Flg Width = 0.800, Web Center = 0.788
Web Thick = 0.012, Top F Thick = 0.012, Bot.F Thick = 0.012

Area = 3.30240e-02, Avy = 1.92000e-02, Avz = 1.65888e-02
Ybar = 4.00000e-01, Zbar = 3.00000e-01, Qyb = 1.59072e-01, Qzb = 1.93472e-01
Wely = 6.80669e-03, Welz = 7.92537e-03, Wply = 7.63546e-03, Wplz = 9.28666e-03
Iyy = 2.04201e-03, Izz = 3.17015e-03, Iyz = 0.00000e+00
iy = 2.48665e-01, iz = 3.09831e-01
J = 3.74455e-03, Cwp = 1.00000e+28

*. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :
Ly = 3.28000e+01, Lz = 3.28000e+01, Lb = 3.28000e+01
Ky = 1.00000e+00, Kz = 1.00000e+00

*. MATERIAL PROPERTIES :
Fy = 3.55000e+05, Es = 2.10000e+08, MATERIAL NAME = S355

*. FORCES AND MOMENTS AT (I) POINT :
Axial Force Fxx = 0.00000e+00
Shear Forces Fyy = 1.18815e+02, Fzz =-9.36205e+01
Bending Moments My =-5.51954e+02, Mz = 8.53751e+02
End Moments Myi =-5.51954e+02, Myj =-5.05729e+02 (for Lb)
Myi =-5.51954e+02, Myj =-5.05729e+02 (for Ly)
Mzi = 8.53751e+02, Mzj = 7.94509e+02 (for Lz)

*. Sign conventions for stress and axial force.
- Stress : Compression positive.
- Axial force: Tension positive.

==========
[[[*]]] CLASSIFY TOP FLANGE OF SECTION (BTR).
==========
( ). Determine classification of bending and compression Internal Parts.
[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 1 of 3), EN 1993-1-5]
-. e = SQRT(235/fy) = 0.81
-. d/t = HTR = 64.67
-. sigma1 = 16886.841 KPa.
-. sigma2 = -161463.409 KPa.
-. Psi = [2*(NEd/A)*(1/fy)]-1 = -1.000
-. Alpha = 0.500 < 0.5
-. HTR < 41.5*e/Alpha (Class 2 : Compact).

==========
[[[*]]] CLASSIFY BOTTOM FLANGE OF SECTION (BTR).
==========
( ). Determine classification of bending and compression Internal Parts.
[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 1 of 3), EN 1993-1-5]
-. e = SQRT(235/fy) = 0.81
-. d/t = HTR = 64.67
-. sigma1 = 161463.409 KPa.
-. sigma2 = -16886.841 KPa.
-. Psi = [2*(NEd/A)*(1/fy)]-1 = -1.000
-. Alpha = 0.500 < 0.5
-. HTR < 41.5*e/Alpha (Class 2 : Compact).

==========
[[[*]]] CLASSIFY LEFT WEB OF SECTION (HTR).
==========
( ). Determine classification of tension web(Internal element(s)).
-. Not Checking the Section Classification.

```
================================================================================
  [[[*]]]  CLASSIFY RIGHT WEB OF SECTION (HTR).
================================================================================
    ( ). Determine classification of compression Internal Parts.
       [ Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 1 of 3), EN 1993-1-5 ]
       -. e      = SQRT( 235/fy ) =    0.81
       -. d/t    = HTR =   48.00
       -. sigma1 =  185570.134 KPa.
       -. sigma2 =   29877.512 KPa.
       -. HTR > 42*e  ( Class 4 : Slender ).

================================================================================
  [[[*]]]  CALCULATE EFFECTIVE SECTION MODULUS ABOUT MAJOR AXIS.
================================================================================
    ( ). Calculate cross-section properties of top flange.
       [ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]
       -. r    =      0.012 m.
       -. bc   =      0.776 m.
       -. beff = bc + 2*r  =      0.800 m.
       -. Aeff = beff * tf =      0.010 m^2.
       -. zeff = beff/2    =      0.400 m.

    ( ). Calculate cross-section properties of bottom flange.
       [ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]
       -. r    =      0.012 m.
       -. bc   =      0.776 m.
       -. beff = bc + 2*r  =      0.800 m.
       -. Aeff = beff * tf =      0.010 m^2.
       -. zeff = beff/2    =      0.400 m.

    ( ). Calculate cross-section properties of left web.
       [ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]
       -. r    =      0.000 m.
       -. Ar   =      0.000 m^2.
       -. dc   =      0.576 m.
       -. deff = dc + r          =      0.576 m.
       -. Aeff = deff * tw + 4*Ar =      0.007 m^2.
       -. zeff = (h+2*r) - deff/2 =      0.300 m.

    ( ). Calculate buckling factor of internal compression element.
       [ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1 ]
       -. In case of Psi  = -1.0
       -. k_sigma = 23.9000

    ( ). Calculate effective cross-section properties of right web of Class 4 (Internal element).
       [ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]
       -. RatT     = 48.0000
       -. Lambda_p = RatT / [ 28.4*Eps*SQRT(k_sigma) ] =  0.4249
       -. Rho      = 1.0
       -. sigma_max = MAX( sigma1, sigma2 ) =   77846.311 KPa.
       -. sigma_min = MIN( sigma1, sigma2 ) =  -77846.311 KPa.
       -. r    =      0.000 m.
       -. Ar   =      0.000 m^2.
       -. dc   = (h*sigma_max) / (sigma_max-sigma_min)  =      0.288 m.
       -. deff1 = 0.4*Rho*dc + r         =      0.115 m.
       -. Aeff1 = deff1 * tw + 2*Ar      =      0.001 m^2.
       -. zeff1 = deff1/2 + tf           =      0.070 m.
       -. deff2 = 0.6*Rho*dc + (h-dc) + r =      0.461 m.
       -. Aeff2 = deff2 * tw + 2*Ar      =      0.006 m^2.
       -. zeff2 = (h+2*r) - deff2/2 + tf  =      0.358 m.

================================================================================
  [[[*]]]  CALCULATE EFFECTIVE SECTION MODULUS ABOUT MINOR AXIS.
================================================================================
    ( ). Calculate cross-section properties of top flange.
       [ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]
       -. r    =      0.012 m.
       -. bc   =      0.776 m.
```

-. beff = bc + 2*r = 0.800 m.
-. Aeff = beff * tf = 0.010 m^2.
-. zeff = beff/2 = 0.400 m.

( ). Calculate cross-section properties of bottom flange.
[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]
-. r = 0.012 m.
-. bc = 0.776 m.
-. beff = bc + 2*r = 0.800 m.
-. Aeff = beff * tf = 0.010 m^2.
-. zeff = beff/2 = 0.400 m.

( ). Calculate cross-section properties of left web.
[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]
-. r = 0.000 m.
-. Ar = 0.000 m^2.
-. dc = 0.576 m.
-. deff = dc + r = 0.576 m.
-. Aeff = deff * tw + 4*Ar = 0.007 m^2.
-. zeff = (h+2*r) - deff/2 = 0.300 m.

( ). Calculate buckling factor of internal compression element.
[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1]
-. In case of Psi = 1.0
-. k_sigma = 4.0000

( ). Calculate effective cross-section properties of right web of Class 4 (Internal element).
[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]
-. RatT = 48.0000
-. Lambda_p = RatT / [28.4*Eps*SQRT(k_sigma)] = 1.0387
-. Rho = MIN[(Lambda_p-0.055*(3+psi)) / Lambda_p^2, 1.0] = 0.7589
-. sigma_max = MAX(sigma1, sigma2) = 107723.823 KPa.
-. sigma_min = MIN(sigma1, sigma2) = 107723.823 KPa.
-. r = 0.000 m.
-. Ar = 0.000 m^2.
-. dc = 0.576 m.
-. deff1 = 2*(Rho*dc) / [5 - sigma_min/sigma_max] + r = 0.219 m.
-. Aeff1 = deff1 * tw + 2*Ar = 0.003 m^2.
-. zeff1 = deff1/2 + tf = 0.121 m.
-. deff2 = (Rho*dc) - deff1 + r = 0.219 m.
-. Aeff2 = deff2 * tw + 2*Ar = 0.003 m^2.
-. zeff2 = (h+2*r) - deff2/2 + tf = 0.479 m.

==========
[[[*]]] EFFECTIVE SECTION PPOPERTIES.
==========
( ). Calculated effective cross-section properties of Class4 cross-section.
-. Aeff = 0.0330 m^2. (for calculating axial resistance)
-. Aeffy = 0.0330 m^2.
-. Weffy = 0.0068 m^3.
-. Aeffz = 0.0314 m^2.
-. Weffz = 0.0069 m^3.
-. eNy = 0.0000 m.
-. eNz = 0.0000 m.

==========
[[[*]]] CHECK AXIAL RESISTANCE.
==========
( ). Check slenderness ratio of axial tension member (l/i).
-. l/i = 131.9 < 300.0 ---> O.K.

( ). Calculate parameters for combined resistance.
-. Lambda1 = Pi * SQRT(Es/fy) = 76.409
-. Lambda_bz = (KLz/iz) / Lambda1 = 1.385

( ). Calculate axial tensile resistance (Nt_Rd).
[Eurocode3:05 6.2.3]
-. Nt_Rd = fy * Area / Gamma_M0 = 11165.26 kN.

( ). Check ratio of axial resistance (N_Ed/N_Rd).
N_Ed 0.00
-. ----- = ---------- = 0.000 < 1.000 ---> O.K.
Nt_Rd 11165.26

==========
[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MAJOR AXIS.
==========
( ). Calculate local buckling resistance moment about major axis.
[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]
-. Weffy = 0.0068 m^3.
-. Mc_Rdy = Weffy * fy / Gamma_M0 = 2301.31 kN-m.

( ). Check ratio of moment resistance (M_Edy/Mc_Rdy).
M_Edy 551.95
-. ------ = ---------- = 0.240 < 1.000 ---> O.K.
Mc_Rdy 2301.31

==========
[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MINOR AXIS.
==========
( ). Calculate local buckling resistance moment about minor axis.
[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]
-. Weffz = 0.0069 m^3.
-. Mc_Rdz = Weffz * fy / Gamma_M0 = 2327.33 kN-m.

( ). Check ratio of moment resistance (M_Edz/Mc_Rdz).
M_Edz 853.75
-. ------ = ---------- = 0.367 < 1.000 ---> O.K.
Mc_Rdz 2327.33

==========
[[[*]]] CHECK LATERAL-TORSIONAL BUCKLING RESISTANCE.
==========
( ). Calculate lateral-torsional buckling resistance (Mb_Rd).
[Eurocode3:05 6.1, 6.3.2]
-. Por = 0.300
-. Gs = Es / [2*(1+Por)] =80769230.769 KPa.
-. Ncr = Pi^2*Es*Izz / Lu^2 = 6107.32 kN.
-. psi = 0.916
-. C1 = 1.285
-. C2 = 1.562
-. C3 = 0.753
-. zs = -0.0000 m.
-. za = -0.0000 m. (Shear center)
-. zg = za - zs = 0.0000 m.
-. zj = zs - 0.5*Sum[(yi^2 + zi^2)*zi*Ai]/Iyy = 0.0000 m.
-. Mcr = C1 * Ncr * [SQRT { (Cwp/Izz) + (Gs*J)/Ncr + (C2*zg-C3*zj)^2 } - (C2*zg-C3*zj)]
= 1.39e+19 kN-m.

-. Lambda_LT_bar = SQRT [Weffy*fy / Mcr] = 0.000
-. Lambda_LT_bar0 = 0.400

-. Lambda_LT_bar = 0.000 < Lambda_LT_bar0 = 0.400
-. M_Ed/Mcr = 0.000 < Lambda_LT_bar0^2 = 0.160
If Lambda_LT_bar < Lambda_LT_bar0 or M_Ed/Mcr < Lambda_LT_bar0^2,
No allowance for lateral-torsional buckling necessary.

==========
[[[*]]] CHECK INTERACTION OF COMBINED RESISTANCE.
==========
( ). Calculate Major reduced design resistance of bending and shear.
[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]
-. In case of V_Edz / Vpl_Rdz < 0.5
-. My_Rd = Mc_Rdy = 2301.31 kN-m.

( ). Calculate Minor reduced design resistance of bending and shear.
[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]
-. In case of V_Edy / Vpl_Rdy < 0.5
-. Mz_Rd = Mc_Rdz = 2327.33 kN-m.

( ). Check interaction ratio of bending and axial force.
[Eurocode3:05 6.2.9.3 (6.44)] - Class4

$$Rmax1 = \frac{N_{Ed}}{Aeff*fy/Gamma_M0} + \frac{M_{Edy} + N_{Ed}*eNy}{My_{Rd}} + \frac{M_{Edz} + N_{Ed}*eNz}{Mz_{Rd}}$$

= 0.607 < 1.000 ---> O.K.

-. Rmax = Rmax1 = 0.607 < 1.000 ---> O.K.

11.1.2.2 *Sbraccio – Sez.B*

Dati materiale			
fyk	355 Mpa		
fyd	338.1 Mpa		
Sollecitazioni agenti			
T_{Ed}	119 kN		
$V_{Ed,y}$	123 kN		
$V_{Ed,z}$	110 kN		
Dati sezione			
h	600 mm		
b	800 mm		
t	15 mm		
r	36 mm		
Calcolo dati geometrici			
p	2513.805329 mm	2[(h-t)+(b-t)]-2πr	
A_p	455153.4959 mm^2	(h-t)(b-t)-πr^2	
W_t	13118994.52 mm^3	($4A_p^2$t/p+pt^3/3)/(t+2A_p/p)	Eurocode3:05 6.2.7
A	40366 mm^2		
A_{vy}	23066 mm^2	Axb/(b+h)	Eurocode3:05 6.2.6, EN1993-1-5:04 5.1
A_{vz}	17300 mm^2	Axh/(b+h)	
Verifica a torisone			
T_{Rd}	2560.8 kNm	$W_t f_{yd} / \sqrt{3}$	
T_{Ed}	119 kNm		
FS	4.65%		
Instabilità per taglio			
hw/t	35.2	Assenza instabilità per taglio	Eurocode3:05 6.2.6
bw/t	48.5	Assenza instabilità per taglio	
ε	0.814	√(fy/235)	
η	1.2		
	48.8	(72/η)ε	
Effetto dell'instabilità per taglio in direzione y			
λ_w	0.690	h_w/86.4tε	
χ_w	1.202	0.83/λ_w	
h_w	728.0 mm		
t	15.0 mm		
Effetto dell'instabilità per taglio in direzione y			
λ_w	0.541	h_w/86.4tε	
χ_w	1.535	0.83/λ_w	
b_w	570.0 mm		
t	15.0 mm		
Verifica a taglio-torisone			
$\tau_{ED,T}$	9.071 Mpa	T_{Ed}/W_t	
$V_{Pl,Rd,y}$	4502.5 kN	$A_{vy}f_{yd} / \sqrt{3}$	Eurocode3:05 6.1, 6.2.6, 6.2.7
$V_{Pl,Rd,z}$	3376.9 kN	$A_{vz}f_{yd} / \sqrt{3}$	
$V_{Pl,T,Rd,y}$	4293.3 kN	$V_{Pl,Rd,y}$ (1-$\tau_{Ed,T}$/(f_{yd}/√3))	
$V_{Pl,T,Rd,z}$	3220.0 kN	$V_{Pl,Rd,z}$ (1-$\tau_{Ed,T}$/(f_{yd}/√3))	
$V_{Ed,y}$	123 kN		
$V_{Ed,z}$	110 kN		
FSVy	2.86% NO Interazione con MN		
FSVz	3.42% NO Interazione con MN		
Verifica Elastica			
$\tau_{ED,T}$	9.1 Mpa		
$\tau_{ED,Vy}$	5.3 Mpa		
$\tau_{ED,Vz}$	6.4 Mpa		
$\tau_{ED,tot}$	20.8 Mpa		
$FS_{elastico}$	10.64%	$\tau_{ED,tot}$ /(f_{yd}/√3))	

*. UNIT SYSTEM : kN, m

*. SECTION PROPERTIES : Designation = Sez.04

Shape = B - Section. (Built-up)

Depth = 0.600, Flg Width = 0.800, Web Center = 0.785

Web Thick = 0.015, Top F Thick = 0.015, Bot.F Thick = 0.015

Area = 4.11000e-02, Avy = 2.40000e-02, Avz = 2.05200e-02

Ybar = 4.00000e-01, Zbar = 3.00000e-01, Qyb = 1.57612e-01, Qzb = 1.91862e-01

Wely = 8.38927e-03, Welz = 9.78671e-03, Wply = 9.45675e-03, Wplz = 1.15117e-02

Iyy = 2.51678e-03, Izz = 3.91468e-03, Iyz = 0.00000e+00

iy = 2.47458e-01, iz = 3.08622e-01

J = 4.61798e-03, Cwp = 1.00000e+28

*. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :

Ly = 3.28000e+01, Lz = 3.28000e+01, Lb = 3.28000e+01

Ky = 1.00000e+00, Kz = 1.00000e+00

*. MATERIAL PROPERTIES :

Fy = 3.55000e+05, Es = 2.10000e+08, MATERIAL NAME = S355

*. FORCES AND MOMENTS AT (I) POINT :

Axial Force Fxx = 0.00000e+00

Shear Forces Fyy = 1.22709e+02, Fzz =-1.10305e+02

Bending Moments My =-8.52744e+02, Mz = 1.21000e+03

End Moments Myi =-8.52744e+02, Myj =-5.51954e+02 (for Lb)

Myi =-8.52744e+02, Myj =-5.51954e+02 (for Ly)

Mzi = 1.21000e+03, Mzj = 8.53751e+02 (for Lz)

*. Sign conventions for stress and axial force.

- Stress : Compression positive.

- Axial force: Tension positive.

==========

[[[*]]] CLASSIFY TOP FLANGE OF SECTION (BTR).

==========

( ). Determine classification of bending and compression Internal Parts.

[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 1 of 3), EN 1993-1-5]

-. e = SQRT(235/fy) = 0.81

-. d/t = HTR = 51.33

-. sigma1 = 10995.286 KPa.

-. sigma2 = -191341.315 KPa.

-. Psi = [2*(NEd/A)*(1/fy)]-1 = -1.000

-. Alpha = 0.500 < 0.5

-. HTR < 36*e/Alpha (Class 1 : Plastic).

==========

[[[*]]] CLASSIFY BOTTOM FLANGE OF SECTION (BTR).

==========

( ). Determine classification of bending and compression Internal Parts.

[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 1 of 3), EN 1993-1-5]

-. e = SQRT(235/fy) = 0.81

-. d/t = HTR = 51.33

-. sigma1 = 191341.315 KPa.

-. sigma2 = -10995.286 KPa.

-. Psi = [2*(NEd/A)*(1/fy)]-1 = -1.000

-. Alpha = 0.500 < 0.5

-. HTR < 36*e/Alpha (Class 1 : Plastic).

==========

[[[*]]] CLASSIFY LEFT WEB OF SECTION (HTR).

==========

( ). Determine classification of tension web(Internal element(s)).

-. Not Checking the Section Classification.

==========

[[[*]]] CLASSIFY RIGHT WEB OF SECTION (HTR).

==========

( ). Determine classification of compression Internal Parts.

[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 1 of 3), EN 1993-1-5]

-. e = SQRT(235/fy) = 0.81

-. d/t = HTR = 38.00

-. sigma1 = 220201.554 KPa.

-. sigma2 = 27072.476 KPa.

-. HTR > 42*e (Class 4 : Slender).

==========

[[[*]]] CALCULATE EFFECTIVE SECTION MODULUS ABOUT MAJOR AXIS.

==========

( ). Calculate cross-section properties of top flange.

[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]

-. r = 0.015 m.

-. bc = 0.770 m.

-. beff = bc + 2*r = 0.800 m.

-. Aeff = beff * tf = 0.012 m^2.

-. zeff = beff/2 = 0.400 m.

( ). Calculate cross-section properties of bottom flange.

[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]

-. r = 0.015 m.

-. bc = 0.770 m.

-. beff = bc + 2*r = 0.800 m.

-. Aeff = beff * tf = 0.012 m^2.

-. zeff = beff/2 = 0.400 m.

( ). Calculate cross-section properties of left web.

[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]

-. r = 0.000 m.

-. Ar = 0.000 m^2.

-. dc = 0.570 m.

-. deff = dc + r = 0.570 m.

-. Aeff = deff * tw + 4*Ar = 0.009 m^2.

-. zeff = (h+2*r) - deff/2 = 0.300 m.

( ). Calculate buckling factor of internal compression element.

[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1]

-. In case of Psi = -1.0

-. k_sigma = 23.9000

( ). Calculate effective cross-section properties of right web of Class 4 (Internal element).

[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]

-. RatT = 38.0000

-. Lambda_p = RatT / [28.4*Eps*SQRT(k_sigma)] = 0.3364

-. Rho = 1.0

-. sigma_max = MAX(sigma1, sigma2) = 96564.539 KPa.

-. sigma_min = MIN(sigma1, sigma2) = -96564.539 KPa.

-. r = 0.000 m.

-. Ar = 0.000 m^2.

-. dc = (h*sigma_max) / (sigma_max-sigma_min) = 0.285 m.

-. deff1 = 0.4*Rho*dc + r = 0.114 m.

-. Aeff1 = deff1 * tw + 2*Ar = 0.002 m^2.

-. zeff1 = deff1/2 + tf = 0.072 m.

-. deff2 = 0.6*Rho*dc + (h-dc) + r = 0.456 m.

-. Aeff2 = deff2 * tw + 2*Ar = 0.007 m^2.

-. zeff2 = (h+2*r) - deff2/2 + tf = 0.357 m.

==========

[[[*]]] CALCULATE EFFECTIVE SECTION MODULUS ABOUT MINOR AXIS.

==========

( ). Calculate cross-section properties of top flange.

[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]

-. r = 0.015 m.

-. bc = 0.770 m.

-. beff = bc + 2*r = 0.800 m.

-. Aeff = beff * tf = 0.012 m^2.

-. zeff = beff/2 = 0.400 m.

( ). Calculate cross-section properties of bottom flange.

[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]

-. r = 0.015 m.

-. bc = 0.770 m.

-. beff = bc + 2*r = 0.800 m.

-. Aeff = beff * tf = 0.012 m^2.

-. zeff = beff/2 = 0.400 m.

( ). Calculate cross-section properties of left web.

[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]

-. r = 0.000 m.

-. Ar = 0.000 m^2.

-. dc = 0.570 m.

-. deff = dc + r = 0.570 m.

-. Aeff = deff * tw + 4*Ar = 0.009 m^2.

-. zeff = (h+2*r) - deff/2 = 0.300 m.

( ). Calculate buckling factor of internal compression element.

[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1]

-. In case of Psi = 1.0

-. k_sigma = 4.0000

( ). Calculate effective cross-section properties of right web of Class 4 (Internal element).

[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]

-. RatT = 38.0000

-. Lambda_p = RatT / [28.4*Eps*SQRT(k_sigma)] = 0.8223

-. Rho = MIN[(Lambda_p-0.055*(3+psi)) / Lambda_p^2, 1.0] = 0.8908

-. sigma_max = MAX(sigma1, sigma2) = 123637.015 KPa.

-. sigma_min = MIN(sigma1, sigma2) = 123637.015 KPa.

-. r = 0.000 m.

-. Ar = 0.000 m^2.

-. dc = 0.570 m.

-. deff1 = 2*(Rho*dc) / [5 - sigma_min/sigma_max] + r = 0.254 m.

-. Aeff1 = deff1 * tw + 2*Ar = 0.004 m^2.

-. zeff1 = deff1/2 + tf = 0.142 m.

-. deff2 = (Rho*dc) - deff1 + r = 0.254 m.

-. Aeff2 = deff2 * tw + 2*Ar = 0.004 m^2.

-. zeff2 = (h+2*r) - deff2/2 + tf = 0.458 m.

==========

[[[*]]] EFFECTIVE SECTION PPOPERTIES.

==========

( ). Calculated effective cross-section properties of Class4 cross-section.

-. Aeff = 0.0411 m^2. (for calculating axial resistance)

-. Aeffy = 0.0411 m^2.

-. Weffy = 0.0084 m^3.

-. Aeffz = 0.0402 m^2.

-. Weffz = 0.0092 m^3.

-. eNy = 0.0000 m.

-. eNz = 0.0000 m.

==========

[[[*]]] CHECK AXIAL RESISTANCE.

==========

( ). Check slenderness ratio of axial tension member (l/i).

-. l/i = 132.5 < 300.0 ---> O.K.

( ). Calculate parameters for combined resistance.

-. Lambda1 = Pi * SQRT(Es/fy) = 76.409

-. Lambda_bz = (KLz/iz) / Lambda1 = 1.391

( ). Calculate axial tensile resistance (Nt_Rd).

[Eurocode3:05 6.2.3]

-. Nt_Rd = fy * Area / Gamma_M0 = 13895.71 kN.

( ). Check ratio of axial resistance (N_Ed/N_Rd).

N_Ed 0.00

-. ----- = ---------- = 0.000 < 1.000 ---> O.K.

Nt_Rd 13895.71

==========

[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MAJOR AXIS.

==========

( ). Calculate local buckling resistance moment about major axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

-. Weffy = 0.0084 m^3.

-. Mc_Rdy = Weffy * fy / Gamma_M0 = 2836.37 kN-m.

( ). Check ratio of moment resistance (M_Edy/Mc_Rdy).

M_Edy 852.74

-. ------ = ---------- = 0.301 < 1.000 ---> O.K.

Mc_Rdy 2836.37

==========

[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MINOR AXIS.

==========

( ). Calculate local buckling resistance moment about minor axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

-. Weffz = 0.0092 m^3.

-. Mc_Rdz = Weffz * fy / Gamma_M0 = 3113.34 kN-m.

( ). Check ratio of moment resistance (M_Edz/Mc_Rdz).

M_Edz 1210.00

-. ------ = ---------- = 0.389 < 1.000 ---> O.K.

Mc_Rdz 3113.34

==========

[[[*]]] CHECK LATERAL-TORSIONAL BUCKLING RESISTANCE.

==========

( ). Calculate lateral-torsional buckling resistance (Mb_Rd).

[Eurocode3:05 6.1, 6.3.2]

-. Por = 0.300

-. Gs = Es / [2*(1+Por)] =80769230.769 KPa.

-. Ncr = Pi^2*Es*Izz / Lu^2 = 7541.68 kN.

-. psi = 0.647

-. C1 = 1.285

-. C2 = 1.562

-. C3 = 0.753

-. zs = -0.0000 m.

-. za = -0.0000 m. (Shear center)

-. zg = za - zs = 0.0000 m.

-. zj = zs - 0.5*Sum[(yi^2 + zi^2)*zi*Ai]/Iyy = 0.0000 m.

-. Mcr = C1 * Ncr * [SQRT { (Cwp/Izz) + (Gs*J)/Ncr + (C2*zg-C3*zj)^2 } - (C2*zg-C3*zj)]

= 1.55e+19 kN-m.

-. Lambda_LT_bar = SQRT [Weffy*fy / Mcr] = 0.000

-. Lambda_LT_bar0 = 0.400

-. Lambda_LT_bar = 0.000 < Lambda_LT_bar0 = 0.400

-. M_Ed/Mcr = 0.000 < Lambda_LT_bar0^2 = 0.160

If Lambda_LT_bar < Lambda_LT_bar0 or M_Ed/Mcr < Lambda_LT_bar0^2,

No allowance for lateral-torsional buckling necessary.

==========

[[[*]]] CHECK INTERACTION OF COMBINED RESISTANCE.

==========

( ). Calculate Major reduced design resistance of bending and shear.

[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]

-. In case of V_Edz / Vpl_Rdz < 0.5

-. My_Rd = Mc_Rdy = 2836.37 kN-m.

( ). Calculate Minor reduced design resistance of bending and shear.

[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]

-. In case of V_Edy / Vpl_Rdy < 0.5

-. Mz_Rd = Mc_Rdz = 3113.34 kN-m.

( ). Check interaction ratio of bending and axial force.

[Eurocode3:05 6.2.9.3 (6.44)] - Class4

$$\text{Rmax1} = \frac{N_{Ed}}{Aeff*fy/\gamma_{M0}} + \frac{M_{Edy} + N_{Ed}*eNy}{My_{Rd}} + \frac{M_{Edz} + N_{Ed}*eNz}{Mz_{Rd}}$$

= 0.689 < 1.000 ---> O.K.

-. Rmax = Rmax1 = 0.689 < 1.000 ---> O.K.

11.1.2.3 *Montante – Sez.C base – Sez.C* sommità*

Dati materiale

fyk	355	Mpa		
fyd	338.1	Mpa		

Sollecitazioni agenti

T_{Ed}	1375	kN		
$V_{Ed,y}$	139	kN		
$V_{Ed,z}$	2	kN		

Dati sezione

h	1400	mm		
b	900	mm		
t	15	mm		
r	45	mm		

Calcolo dati geometrici

p	4257.256661	mm	2[(h-t)+(b-t)]-2πr	
A_p	1219363.275	mm^2	(h-t)(b-t)-πr^2	
W_t	35655605.42	mm^3	($4A_p^2$t/p+pt^3/3)/(t+2A_p/p)	Eurocode3:05 6.2.7
A	67134	mm^2		
A_{vy}	26270	mm^2	Axb/(b+h)	Eurocode3:05 6.2.6, EN1993-1-5:04 5.1
A_{vz}	40864	mm^2	Axh/(b+h)	

Verifica a torisone

T_{Rd}	6960.0	kNm	$W_t f_{yd} / \sqrt{3}$	
T_{Ed}	1375	kNm		
FS	19.76%			

Instabilità per taglio

hw/t	87.3	Considerare instabilità per taglio		Eurocode3:05 6.2.6
bw/t	54.0	Considerare instabilità per taglio		
ε	0.814		√(fy/235)	
η	1.2			
	48.8		(72/η)ε	

Effetto dell'instabilità per taglio in direzione y

λ_w	0.768		h_w/86.4tε	
χ_w	1.080		0.83/λ_w	
h_w	810.0	mm		
t	15.0	mm		

Effetto dell'instabilità per taglio in direzione y

λ_w	1.299		h_w/86.4tε	
χ_w	0.639		0.83/λ_w	
b_w	1370.0	mm		
t	15.0	mm		

Verifica a taglio-torisone

$\tau_{ED,T}$	38.563	Mpa	T_{Ed}/W_t	
$V_{Pl,Rd,y}$	5540.6	kN	$A_{vy}f_{yd} / \sqrt{3}$	Eurocode3:05 6.1, 6.2.6, 6.2.7
$V_{Pl,Rd,z}$	5095.7	kN	$A_{vz}f_{yd} / \sqrt{3}$	
$V_{Pl,T,Rd,y}$	4446.0	kN	$V_{Pl,Rd,y}$ (1-$\tau_{Ed,T}$/(f_{yd}/√3))	
$V_{Pl,T,Rd,z}$	4089.0	kN	$V_{Pl,Rd,z}$ (1-$\tau_{Ed,T}$/(f_{yd}/√3))	
$V_{Ed,y}$	139	kN		
$V_{Ed,z}$	2	kN		
FSVy	3.13%	NO Interazione con MN		
FSVz	0.05%	NO Interazione con MN		

Verifica Elastica

$\tau_{ED,T}$	38.6	Mpa		
$\tau_{ED,Vy}$	5.3	Mpa		
$\tau_{ED,Vz}$	0.0	Mpa		
$\tau_{ED,tot}$	43.9	Mpa		
$FS_{elastico}$	22.49%		$\tau_{ED,tot}$ /(f_{yd}/√3))	

Dati materiale

fyk	355	Mpa
fyd	338.1	Mpa

Sollecitazioni agenti

T_{Ed}	1375	kN
$V_{Ed,y}$	126	kN
$V_{Ed,z}$	2	kN

Dati sezione

h	800	mm
b	800	mm
t	15	mm
r	60	mm

Calcolo dati geometrici

p	2763.008882	mm	2[(h-t)+(b-t)]-2πr	
A_p	604915.2664	mm^2	(h-t)(b-t)-πr^2	
W_t	17553236.16	mm^3	$(4A_p^2t/p+pt^3/3)/(t+2A_p/p)$	Eurocode3:05 6.2.7
A	45748	mm^2		
A_{vy}	22874	mm^2	Axb/(b+h)	Eurocode3:05 6.2.6, EN1993-1-5:04 5.1
A_{vz}	22874	mm^2	Axh/(b+h)	

Verifica a torisone

T_{Rd}	3426.4	kNm	$W_t f_{yd} / \sqrt{3}$
T_{Ed}	1375	kNm	
FS	40.13%		

Instabilità per taglio

hw/t	45.3	Assenza instabilità per taglio	Eurocode3:05 6.2.6
bw/t	45.3	Assenza instabilità per taglio	
ε	0.814	√(fy/235)	
η	1.2		
	48.8	(72/η)ε	

Effetto dell'instabilità per taglio in direzione y

λ_w	0.645	$h_w/86.4t\varepsilon$
χ_w	1.287	$0.83/\lambda_w$
h_w	680.0 mm	
t	15.0 mm	

Effetto dell'instabilità per taglio in direzione y

λ_w	0.730	$h_w/86.4t\varepsilon$
χ_w	1.137	$0.83/\lambda_w$
b_w	770.0 mm	
t	15.0 mm	

Verifica a taglio-torisone

$\tau_{ED,T}$	78.333 Mpa	T_{Ed}/W_t	
$V_{Pl,Rd,y}$	4465.0 kN	$A_{vy}f_{yd} / \sqrt{3}$	Eurocode3:05 6.1, 6.2.6, 6.2.7
$V_{Pl,Rd,z}$	4465.0 kN	$A_{vz}f_{yd} / \sqrt{3}$	
$V_{Pl,T,Rd,y}$	2673.2 kN	$V_{Pl,Rd,y}$ $(1-\tau_{Ed,T}/(f_{yd}/\sqrt{3}))$	
$V_{Pl,T,Rd,z}$	2673.2 kN	$V_{Pl,Rd,z}$ $(1-\tau_{Ed,T}/(f_{yd}/\sqrt{3}))$	
$V_{Ed,y}$	126 kN		
$V_{Ed,z}$	2 kN		
FSVy	4.71% NO Interazione con MN		
FSVz	0.07% NO Interazione con MN		

Verifica Elastica

$\tau_{ED,T}$	78.3 Mpa	
$\tau_{ED,Vy}$	5.5 Mpa	
$\tau_{ED,Vz}$	0.1 Mpa	
$\tau_{ED,tot}$	83.9 Mpa	
$FS_{elastico}$	43.00%	$\tau_{ED,tot} /(f_{yd}/\sqrt{3}))$

*. UNIT SYSTEM : kN, m

*. SECTION PROPERTIES : Designation = Sez.03

Shape = B - Section. (Tapered)

<Pos J> (Checking Position).

Depth = 0.800, Flg Width = 0.800, Web Center = 0.785

Web Thick = 0.015, Top F Thick = 0.015, Bot.F Thick = 0.015

<Pos I>.

Depth = 0.900, Flg Width = 1.400, Web Center = 1.385

Web Thick = 0.015, Top F Thick = 0.015, Bot.F Thick = 0.015

<Pos J> (Checking Position).

Area = 4.71000e-02, Asy = 2.40000e-02, Asz = 2.77200e-02

Ybar = 4.00000e-01, Zbar = 4.00000e-01, Qyb = 2.31112e-01, Qzb = 2.31112e-01

Wely = 1.20978e-02, Welz = 1.20978e-02, Wply = 1.38668e-02, Wplz = 1.38668e-02

Iyy = 4.83913e-03, Izz = 4.83913e-03, Iyz = 0.00000e+00

iy = 3.20533e-01, iz = 3.20533e-01

<Pos I>.

Area = 6.81000e-02, Asy = 4.20000e-02, Asz = 2.70000e-02

Ybar = 7.00000e-01, Zbar = 4.50000e-01, Qyb = 4.04363e-01, Qzb = 5.46238e-01

Wely = 2.19353e-02, Welz = 2.76813e-02, Wply = 2.42617e-02, Wplz = 3.27742e-02

Iyy = 9.87091e-03, Izz = 1.93769e-02, Iyz = 0.00000e+00

iy = 3.80719e-01, iz = 5.33419e-01

*. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :

Ly = 1.36000e+01, Lz = 1.36000e+01, Lu = 1.36000e+01

Ky = 1.00000e+00, Kz = 1.00000e+00

*. MATERIAL PROPERTIES :

Fy = 3.55000e+05, Es = 2.10000e+08, MATERIAL NAME = S355

*. FORCES AND MOMENTS AT (J) POINT :

Axial Force Fxx =-1.31344e+02

Shear Forces Fyy =-7.54067e+01, Fzz = 1.93153e+00

Bending Moments My = 1.10283e+03, Mz =-8.32443e+01

End Moments Myi = 1.11817e+03, Myj = 1.10283e+03 (for Lb)

Myi = 1.11817e+03, Myj = 1.10283e+03 (for Ly)

Mzi =-6.23604e+02, Mzj =-8.32443e+01 (for Lz)

*. Sign conventions for stress and axial force.

- Stress : Compression positive.

- Axial force: Tension positive.

==========

[[[*]]] CLASSIFY TOP FLANGE OF SECTION (BTR).

==========

( ). Determine classification of compression Internal Parts.

[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 1 of 3), EN 1993-1-5]

-. e = SQRT(235/fy) = 0.81

-. d/t = HTR = 51.33

-. sigma1 = 100570.469 KPa.

-. sigma2 = 87324.685 KPa.

-. HTR > 42*e (Class 4 : Slender).

==========

[[[*]]] CLASSIFY BOTTOM FLANGE OF SECTION (BTR).

==========

( ). Determine classification of tension internal flange(hollow box).

-. Not Checking the Section Classification.

==========

[[[*]]] CLASSIFY LEFT WEB OF SECTION (HTR).

==========

( ). Determine classification of bending and compression Internal Parts.

[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 1 of 3), EN 1993-1-5]

-. e = SQRT(235/fy) = 0.81

-. d/t = HTR = 51.33

-. sigma1 = 85339.614 KPa.

-. sigma2 = -67756.062 KPa.

-. Psi = [2*(NEd/A)*(1/fy)]-1 = -0.984

-. Alpha = 0.508 > 0.5

-. HTR < 396*e/(13*Alpha-1) (Class 1 : Plastic).

==========

[[[*]]] CLASSIFY RIGHT WEB OF SECTION (HTR).

==========

( ). Determine classification of bending and compression Internal Parts.

[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 1 of 3), EN 1993-1-5]

-. e = SQRT(235/fy) = 0.81

-. d/t = HTR = 51.33

-. sigma1 = 73333.299 KPa.

-. sigma2 = -79762.377 KPa.

-. Psi = [2*(NEd/A)*(1/fy)]-1 = -0.984

-. Alpha = 0.508 > 0.5

-. HTR < 396*e/(13*Alpha-1) (Class 1 : Plastic).

==========

[[[*]]] CALCULATE EFFECTIVE AREA.

==========

( ). Calculate buckling factor of internal compression element.

[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1]

-. In case of Psi = 1.0

-. k_sigma = 4.0000

( ). Calculate effective cross-section properties of top flange of Class 4 (Internal element).

[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]

-. RatT = 51.3333

-. Lambda_p = RatT / [28.4*Eps*SQRT(k_sigma)] = 1.1108

-. Rho = MIN[(Lambda_p-0.055*(3+psi)) / Lambda_p^2, 1.0] = 0.7220

-. sigma_max = MAX(sigma1, sigma2) = 2788.619 KPa.

-. sigma_min = MIN(sigma1, sigma2) = 2788.619 KPa.

-. r = 0.015 m.

-. bc = 0.770 m.

-. beff1 = 2*(Rho*bc) / [5 - sigma_min/sigma_max] + r = 0.293 m.

-. Aeff1 = beff1 * tf = 0.004 m^2.

-. yeff1 = (b+2*r) - beff1/2 = 0.654 m.

-. beff2 = (Rho*bc) - (beff1-r) + r = 0.293 m.

-. Aeff2 = beff2 * tf = 0.004 m^2.

-. yeff2 = beff2/2 = 0.146 m.

( ). Calculate cross-section properties of bottom flange.

[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]

-. r = 0.015 m.

-. bc = 0.770 m.

-. beff = bc + 2*r = 0.800 m.

-. Aeff = beff * tw = 0.012 m^2.

( ). Calculate cross-section properties of left web.

[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]

-. r = 0.000 m.

-. Ar = 0.000 m^2.

-. dc = 0.770 m.

-. deff = dc + r = 0.770 m.

-. Aeff = deff * tw + 4*Ar = 0.012 m^2.

( ). Calculate cross-section properties of right web.

[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]

-. r = 0.000 m.

-. Ar = 0.000 m^2.

-. dc = 0.770 m.

-. deff = dc + r = 0.770 m.

-. Aeff = deff * tw + 4*Ar = 0.012 m^2.

==========

[[[*]]] CALCULATE EFFECTIVE SECTION MODULUS ABOUT MAJOR AXIS.

==========

( ). Calculate buckling factor of internal compression element.

[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1]

-. In case of Psi = 1.0

-. k_sigma = 4.0000

( ). Calculate effective cross-section properties of top flange of Class 4 (Internal element).

[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]

-. RatT = 51.3333

-. Lambda_p = RatT / [28.4*Eps*SQRT(k_sigma)] = 1.1108

-. Rho = MIN[(Lambda_p-0.055*(3+psi)) / Lambda_p^2, 1.0] = 0.7220

-. sigma_max = MAX(sigma1, sigma2) = 91158.958 KPa.

-. sigma_min = MIN(sigma1, sigma2) = 91158.958 KPa.

-. r = 0.015 m.

-. bc = 0.770 m.

-. beff1 = 2*(Rho*bc) / [5 - sigma_min/sigma_max] + r = 0.293 m.

-. Aeff1 = beff1 * tf = 0.004 m^2.

-. yeff1 = (b+2*r) - beff1/2 = 0.654 m.

-. beff2 = (Rho*bc) - (beff1-r) + r = 0.293 m.

-. Aeff2 = beff2 * tf = 0.004 m^2.

-. yeff2 = beff2/2 = 0.146 m.

( ). Calculate cross-section properties of bottom flange.

[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]

-. r = 0.015 m.

-. bc = 0.770 m.

-. beff = bc + 2*r = 0.800 m.

-. Aeff = beff * tf = 0.012 m^2.

-. zeff = beff/2 = 0.400 m.

( ). Calculate cross-section properties of left web.

[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]

-. r = 0.000 m.

-. Ar = 0.000 m^2.

-. dc = 0.770 m.

-. deff = dc + r = 0.770 m.

-. Aeff = deff * tw + 4*Ar = 0.012 m^2.

-. zeff = (h+2*r) - deff/2 = 0.400 m.

( ). Calculate cross-section properties of right web.

[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]

-. r = 0.000 m.

-. Ar = 0.000 m^2.

-. dc = 0.770 m.

-. deff = dc + r = 0.770 m.

-. Aeff = deff * tw + 4*Ar = 0.012 m^2.

-. zeff = (h+2*r) - deff/2 = 0.400 m.

==========

[[[*]]] CALCULATE EFFECTIVE SECTION MODULUS ABOUT MINOR AXIS.

==========

( ). Calculate buckling factor of internal compression element.

[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1]

-. In case of Psi = -1.0

-. k_sigma = 23.9000

( ). Calculate effective cross-section properties of top flange of Class 4 (Internal element).

[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]

-. RatT = 51.3333

-. Lambda_p = RatT / [28.4*Eps*SQRT(k_sigma)] = 0.4544

-. Rho = 1.0

-. sigma_max = MAX(sigma1, sigma2) = 6622.892 KPa.

-. sigma_min = MIN(sigma1, sigma2) = -6622.892 KPa.

-. r = 0.015 m.

-. bc = (b*sigma_max) / (sigma_max-sigma_min) = 0.385 m.

-. beff1 = 0.4*Rho*bc + r = 0.169 m.

-. Aeff1 = beff1 * tf = 0.003 m^2.

-. yeff1 = beff1/2 = 0.085 m.

-. beff2 = 0.6*Rho*bc + (b-bc) + r = 0.631 m.

-. Aeff2 = beff2 * tw = 0.009 m^2.

-. yeff2 = (b+2*r) - beff2/2 = 0.484 m.

( ). Calculate cross-section properties of bottom flange.

[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]

-. r = 0.015 m.

-. bc = 0.770 m.

-. beff = bc + 2*r = 0.800 m.

-. Aeff = beff * tf = 0.012 m^2.

-. zeff = beff/2 = 0.400 m.

( ). Calculate cross-section properties of left web.

[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]

-. r = 0.000 m.

-. Ar = 0.000 m^2.

-. dc = 0.770 m.

-. deff = dc + r = 0.770 m.

-. Aeff = deff * tw + 4*Ar = 0.012 m^2.

-. zeff = (h+2*r) - deff/2 = 0.400 m.

( ). Calculate cross-section properties of right web.

[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]

-. r = 0.000 m.

-. Ar = 0.000 m^2.

-. dc = 0.770 m.

-. deff = dc + r = 0.770 m.

-. Aeff = deff * tw + 4*Ar = 0.012 m^2.

-. zeff = (h+2*r) - deff/2 = 0.400 m.

==========

[[[*]]] EFFECTIVE SECTION PPOPERTIES.

==========

( ). Calculated effective cross-section properties of Class4 cross-section.

-. Aeff = 0.0439 m^2. (for calculating axial resistance)

-. Aeffy = 0.0439 m^2.

-. Weffy = 0.0100 m^3.

-. Aeffz = 0.0471 m^2.

-. Weffz = 0.0121 m^3.

-. eNy = 0.0287 m.

-. eNz = 0.0000 m.

==========

[[[*]]] APPLIED FACTORS.

==========

( ). Calculate equivalent uniform moment factors (Cmy,Cmz,CmLT).

[Eurocode3:05 Annex A. Table A.1, A.2]

-. Cmy,0 = 0.998

-. Cmz,0 = 0.818

-. Cmy (Default or User Defined Value) = 0.850

-. Cmz (Default or User Defined Value) = 0.850

-. CmLT (Default or User Defined Value) = 1.000

( ). Partial Factors (Gamma_Mi).

[Eurocode3:05 6.1]

-. Gamma_M0 = 1.05

-. Gamma_M1 = 1.05

-. Gamma_M2 = 1.25

==========

[[[*]]] CHECK AXIAL RESISTANCE.

==========

( ). Check slenderness ratio of axial compression member (Kl/i).

-. Kl/i = 42.4 < 200.0 ---> O.K.

( ). Calculate axial compressive resistance (Nc_Rd).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.4]

-. Nc_Rd = fy * Aeff / Gamma_M0 = 14838.53 kN.

( ). Check ratio of axial resistance (N_Ed/Nc_Rd).

N_Ed 131.34

-. ----- = ---------- = 0.009 < 1.000 ---> O.K.

Nc_Rd 14838.53

( ). Calculate buckling resistance of compression member (Nb_Rdy, Nb_Rdz).

[Eurocode3:05 6.3.1.1, 6.3.1.2]

-. Beta_A = Aeff / Area = 0.932

-. Lambda1 = Pi * SQRT(Es/fy) = 76.409

-. Lambda_by = {(Ky*Ly/iy)/Lambda1} * SQRT(Beta_A) = 0.536

-. Ncry = Pi^2*Es*Iyy / (Ky*Ly)^2 = 54226.15 kN.

-. Lambda_by < 0.2 or N_Ed/Ncry < 0.04 --> No need to check.

-. Lambda_bz = {(Kz*Lz/iz)/Lambda1} * SQRT(Beta_A) = 0.536

-. Ncrz = Pi^2*Es*Izz / (Kz*Lz)^2 = 54226.15 kN.

-. Lambda_bz < 0.2 or N_Ed/Ncrz < 0.04 --> No need to check.

==========

[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MAJOR AXIS.

==========

( ). Calculate local buckling resistance moment about major axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

-. Weffy = 0.0100 m^3.

-. Mc_Rdy = Weffy * fy / Gamma_M0 = 3397.47 kN-m.

( ). Check ratio of moment resistance (M_Edy/Mc_Rdy).

M_Edy 1102.83

-. ------ = ---------- = 0.325 < 1.000 ---> O.K.

Mc_Rdy 3397.47

==========

[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MINOR AXIS.

==========

( ). Calculate local buckling resistance moment about minor axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

-. Weffz = 0.0121 m^3.

-. Mc_Rdz = Weffz * fy / Gamma_M0 = 4090.22 kN-m.

( ). Check ratio of moment resistance (M_Edz/Mc_Rdz).

M_Edz 83.24

-. ------ = ---------- = 0.020 < 1.000 ---> O.K.

Mc_Rdz 4090.22

==========

[[[*]]] CHECK LATERAL-TORSIONAL BUCKLING RESISTANCE.

==========

( ). Calculate lateral-torsional buckling resistance (Mb_Rd).

[Eurocode3:05 6.1, 6.3.2]

-. Por = 0.300

-. Gs = Es / [2*(1+Por)] =80769230.769 KPa.

-. Ncr = Pi^2*Es*Izz / Lu^2 = 217132.93 kN.

-. psi = 0.986

-. C1 = 1.008

-. C2 = 0.000

-. C3 = 1.000

-. zs = 0.0000 m.

-. za = 0.0000 m. (Shear center)

-. zg = za - zs = 0.0000 m.

-. zj = zs - 0.5*Sum[(yi^2 + zi^2)*zi*Ai]/Iyy = 0.0000 m.

-. Mcr = C1 * Ncr * [SQRT { (Cwp/Izz) + (Gs*J)/Ncr + (C2*zg-C3*zj)^2 } - (C2*zg-C3*zj)]

= 1.57e+20 kN-m.

-. Lambda_LT_bar = SQRT [Weffy*fy / Mcr] = 0.000

-. Lambda_LT_bar0 = 0.400

-. Lambda_LT_bar = 0.000 < Lambda_LT_bar0 = 0.400

-. M_Ed/Mcr = 0.000 < Lambda_LT_bar0^2 = 0.160

If Lambda_LT_bar < Lambda_LT_bar0 or M_Ed/Mcr < Lambda_LT_bar0^2,

No allowance for lateral-torsional buckling necessary.

==========

[[[*]]] CHECK INTERACTION OF COMBINED RESISTANCE.

==========

( ). Calculate Major reduced design resistance of bending and shear.

[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]

-. In case of V_Edz / Vpl_Rdz < 0.5

-. My_Rd = Mc_Rdy = 3397.47 kN-m.

( ). Calculate Minor reduced design resistance of bending and shear.

[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]

-. In case of V_Edy / Vpl_Rdy < 0.5

-. Mz_Rd = Mc_Rdz = 4090.22 kN-m.

( ). Check interaction ratio of bending and axial force.

[Eurocode3:05 6.2.9.3 (6.44)] - Class4

$$Rmax1 = \frac{N_{Ed}}{Aeff*fy/Gamma_M0} + \frac{M_{Edy} + N_{Ed}*eNy}{My_{Rd}} + \frac{M_{Edz} + N_{Ed}*eNz}{Mz_{Rd}}$$

= 0.355 < 1.000 ---> O.K.

( ). Check interaction ratio of bending and axial compression member.

[Eurocode3:05 6.3.1, 6.2.9.3 (6.61, 6.62), Annex A]

-. N_Ed = -131.34 kN.

-. M_Edy = 1102.83 kN-m.

-. M_Edz = -83.24 kN-m.

-. kyy = 0.852

-. kyz = 0.852

-. kzy = 0.852

-. kzz = 0.852

-. Xiy = 1.000

-. Xiz = 1.000

-. XiLT = 1.000

-. Aeff = 0.0439 m^2.

-. Weffy = 0.0100 m^3.

-. Weffz = 0.0121 m^3.

-. eNy = 0.0287 m.

-. eNz = 0.0000 m.

-. N_Rk = Aeff*fy = 15580.46 kN.

-. My_Rk = Weffy*fy = 3567.34 kN-m.

-. Mz_Rk = Weffz*fy = 4294.73 kN-m.

-. N_Ed*eNy = 3.77 kN-m.

-. N_Ed*eNz = 0.00 kN-m.

$$-.\ R_{max_LT1} = \frac{N_{Ed}}{Xiy \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}} + kyy \cdot \frac{M_{Edy} + N_{Ed} \cdot eNy}{XiLT \cdot My_{Rk}/\gamma_{M1}} + kyz \cdot \frac{M_{Edz} + N_{Ed} \cdot eNz}{Mz_{Rk}/\gamma_{M1}}$$

$= 0.304 < 1.000 \rightarrow$ O.K.

$$-.\ R_{max_LT2} = \frac{N_{Ed}}{Xiz \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}} + kzy \cdot \frac{M_{Edy} + N_{Ed} \cdot eNy}{XiLT \cdot My_{Rk}/\gamma_{M1}} + kzz \cdot \frac{M_{Edz} + N_{Ed} \cdot eNz}{Mz_{Rk}/\gamma_{M1}}$$

$= 0.304 < 1.000 \rightarrow$ O.K.

$-.\ R_{max} = MAX[\ R_{max1}, MAX(R_{max_LT1}, R_{max_LT2})\ ] = 0.355 < 1.000 \rightarrow$ O.K.

11.1.3 Verifica dei giunti di connessione

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

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

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

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

Nella struttura in progetto si hanno due giunzioni bullonate per la parte in elevazione, corrispondenti alle "Sez A", “Sez B”, oltre alla base connessa alla fondazione con un sistema di tirafondi - "Sez C".

Per la sezione "Sez A" e “Sez B” si prescrivono bulloni ad alta resistenza di classe 8.8; per la connessione alla base tirafondi di lunghezza L=1.25 m e con caratteristiche minime equivalenti ai bulloni di classe 8.8.

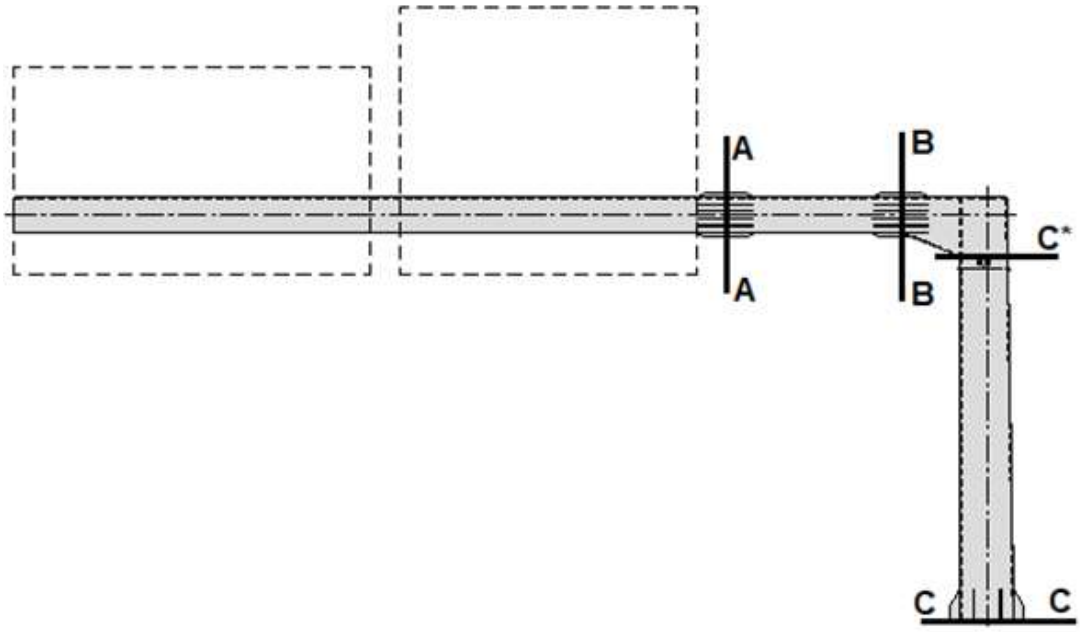


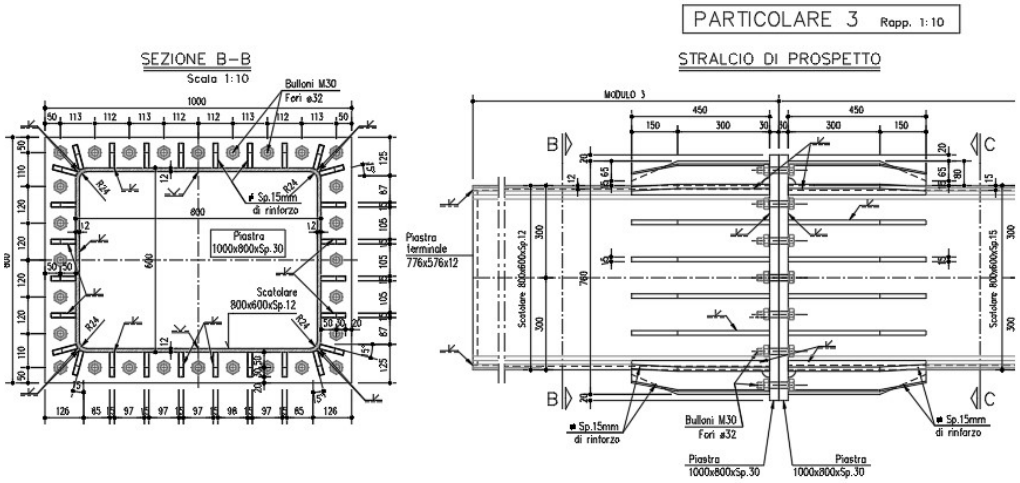
Figura 11-5 - Sezioni di verifica - giunzioni bullonate

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.

11.1.3.1 *Verifica del giunto "Sez A"*

Il giunto è realizzato per accoppiamento di due piastre di dimensioni 1000x800x30 mm (BxHxs). Si utilizzano 28 bulloni M30, disposti simmetricamente su un unico allineamento a cerchiare il perimento della sezione scatolare della mensola. La connessione è irrigidita con piatti di spessore s=15 mm e lunghezza L=450 mm, disposti come dettagliato nell'immagine seguente.



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) considera l'ipotesi di piastra rigida (schema 2) opera nell'ipotesi di piastra flessibile. 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. Per la determinazione dello stato tensionale e delle azioni di trazione e taglio nei bulloni nella seconda ipotesi di piastra flessibile, è stato implementato un modello ad elementi finiti descritto di seguito.

- Le piastre che compongono i profili e i piatti di irrigidimento vengono modellati con elementi *plate* lineari a 4 nodi passanti per il piano medio delle relative membrature,
- ciascun elemento *plate* risulta caratterizzato dallo spessore di progetto dell'elemento strutturale cui corrisponde;
- le zone di nodo sono state modellate come incastri;
- I bulloni vengono modellati come elementi beam a due nodi con in testa un *elastic link* funzionante solo a trazione e a taglio. Il diametro utilizzato per la sezione del bullone è quello equivalente necessario ad ottenere l'area efficace del bullone;
- All'area del bullone, come prescritto dall'EC3-1-8 è applicato uno scale factor di 1.6;
- Il contatto tra le piastre all'interfaccia del collegamento viene simulato con elementi tipo *gap,* funzionanti solo a compressione. Tali elementi hanno una sezione quadrata con lato pari alla taglia media delle mesh nella zona considerata;
- Il vincolo tra asse bullone e la piastra viene impostato come un *rigid link* che collega tutti i nodi perimetrali del foro con l'asse del bullone;
- per l'applicazione dei carichi sono stati inseriti dei *rigid link* che collegano l'elemento colonna o trave ad un singolo nodo a cui vengono applicati i carichi ricavati dal modello globale come *nodal loads;*
- la *mesh* adottata presenta dimensione caratteristica variabile nell'intorno di 0.01 m;
- L'analisi effettuata è del tipo non lineare per tenere in considerazione il comportamento monolatero dei bulloni (sola trazione), e degli elementi che simulano il contatto tra le piastre (sola compressione).

Figura 11-6. Modello di calcolo collegamento

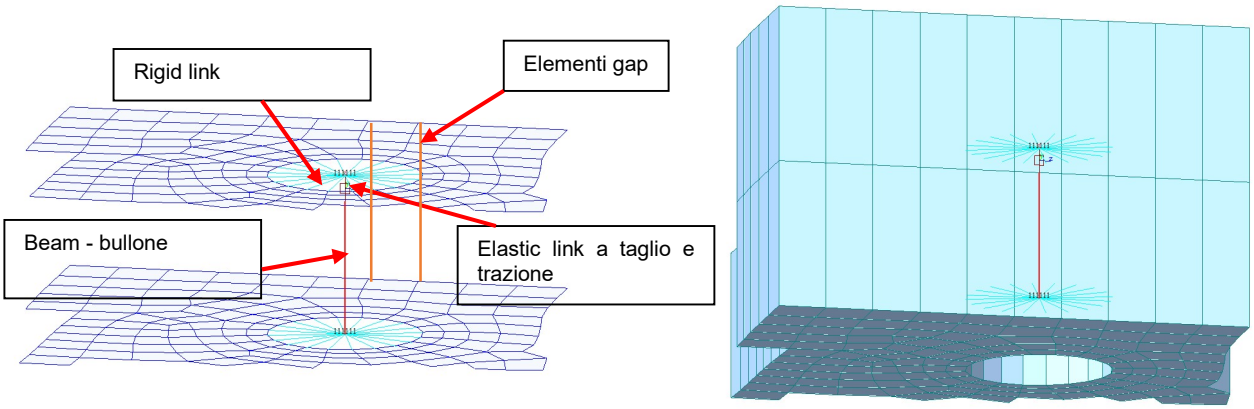


Figura 11-7. Modello di calcolo collegamento sbraccio– Dettaglio vincoli bullone

Le azioni applicate al Nodo caricato sono riportate nella tabella seguente. I valori di momento applicati sono stati ridotti del prodotto tra il taglio e la distanza tra asse collegamento e il punto di applicazione del taglio del modello.

Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
Wy	-79.21	0	0	0	79.22	-569.17
Pd	-2.42	0	0	0	0.36	-15.18
SLU 1	0	0	-93.62	-551.95	0	0
SLU 2	-118.81	0	-93.62	-551.95	118.83	-853.75
SLU 3	0	0	-93.62	-551.95	0	0
SLU 4	118.81	0	-93.62	-551.95	-118.83	853.75
SLU 5	0	0	-102.26	-603.79	0	0
SLU 6	-71.29	0	-102.26	-603.79	71.3	-512.25
SLU 7	0	0	-102.26	-603.79	0	0
SLU 8	71.29	0	-102.26	-603.79	-71.3	512.25
SLU 9	-3.63	0	-84.98	-500.11	0.54	-22.77
SLU 10	3.63	0	-84.98	-500.11	-0.54	22.77
SLU 11	0	0	-70.32	-414.76	0	0

SLU 12	-118.81	0	-70.32	-414.76	118.83	-853.75
SLU 13	0	0	-70.32	-414.76	0	0
SLU 14	118.81	0	-70.32	-414.76	-118.83	853.75
SLU 15	0	0	-78.96	-466.6	0	0
SLU 16	-71.29	0	-78.96	-466.6	71.3	-512.25
SLU 17	0	0	-78.96	-466.6	0	0
SLU 18	71.29	0	-78.96	-466.6	-71.3	512.25
SLU 19	-3.63	0	-61.68	-362.92	0.54	-22.77
SLU 20	3.63	0	-61.68	-362.92	-0.54	22.77

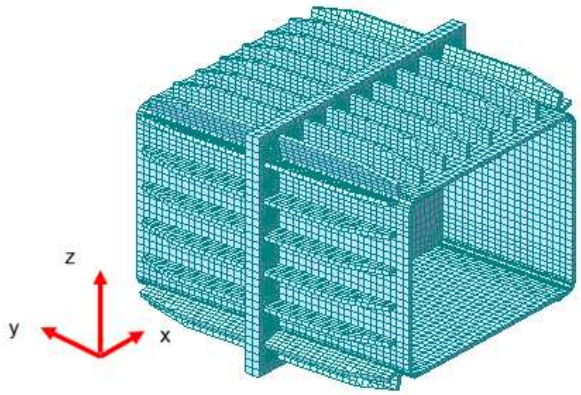


Figura 11-8. Sistema di riferimento Nodal Loads collegamento sbraccio

Si riportano nel seguito le tensioni di Von Mises massime agenti allo stato limite ultimo sulle piastre del collegamento. Come si può notare, ad esclusione di limitati picchi locali, le tensioni rimangono inferiori al limite < f_{yd} = 338 Mpa di progetto.

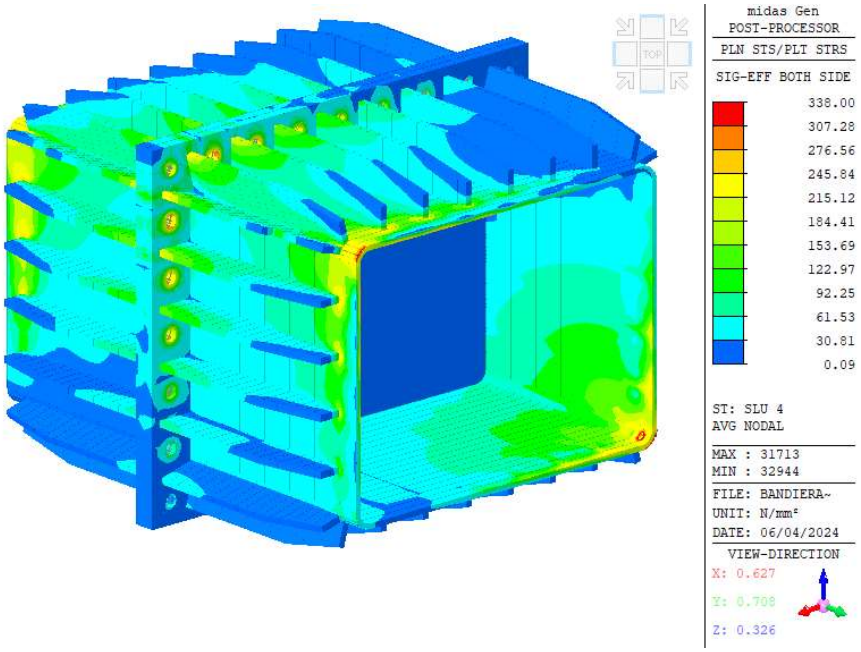


Figura 11-9. Tensioni di Von Mises SLU

Si riportano nelle tabelle seguenti le azioni di taglio e di trazione agenti sui bulloni ricavate nelle due ipotesi sopra descritte.

nb	PIASTRA FLESSIBILE - FEM				PIASTRA RIGIDA			
	Axial	Shear-y	Shear-z	Shear-TOT	Axial	Shear-y	Shear-z	Shear-TOT
1	3.6	1.7	-8.3	8.5	28.7	-13.1	3.5	13.6
2	24.2	6.0	-7.8	9.8	39.2	-10.9	3.5	11.4
3	53.5	6.1	-3.7	7.1	49.7	-8.7	3.5	9.4
4	81.9	5.9	0.5	5.9	60.2	-6.5	3.5	7.4
5	109.3	5.9	4.3	7.3	70.7	-4.2	3.5	5.5
6	133.7	6.4	7.7	10.0	81.2	4.6	3.5	5.8
7	156.3	8.1	10.3	13.1	91.7	2.4	3.5	4.3
8	178.7	9.2	12.8	15.8	102.2	0.2	3.5	3.6
9	143.1	-4.5	8.0	9.2	112.8	-2.0	3.5	4.1
10	178.7	-11.0	-3.6	11.6	104.6	4.6	1.4	4.8
11	148.1	-10.6	-0.9	10.6	95.8	4.6	-1.0	4.7
12	119.7	-10.5	2.0	10.7	87.0	4.6	-3.3	5.7
13	88.0	-10.1	3.9	10.8	78.1	4.6	-5.7	7.3
14	57.1	-9.8	4.2	10.6	69.3	4.6	-8.1	9.3
15	30.1	-8.2	0.9	8.3	61.1	4.6	-10.2	11.2
16	27.1	-7.9	-2.1	8.1	50.6	2.4	-10.2	10.5
17	5.1	-11.7	-2.5	12.0	40.2	0.2	-10.2	10.2
18	0.9	-13.6	-3.3	13.9	29.6	-2.0	-10.2	10.4
19	1.4	-14.2	-4.1	14.8	19.1	-4.2	-10.2	11.1
20	1.7	-14.3	-5.0	15.1	8.6	-6.5	-10.2	12.1
21	1.9	-13.6	-6.6	15.1	0.0	-8.7	-10.2	13.4
22	2.2	-11.6	-9.0	14.7	0.0	-10.9	-10.2	14.9
23	2.2	-6.5	-9.2	11.2	0.0	-13.1	-10.2	16.6
24	1.4	-6.0	-16.2	17.2	0.0	-13.1	-8.1	15.4
25	1.8	-3.7	-18.4	18.8	0.0	-13.1	-5.7	14.3
26	1.6	-1.7	-18.0	18.1	2.9	-13.1	-3.3	13.5
27	1.2	-0.1	-16.4	16.4	11.8	-13.1	-1.0	13.1
28	1.4	1.4	-13.4	13.5	20.6	-13.1	1.4	13.2

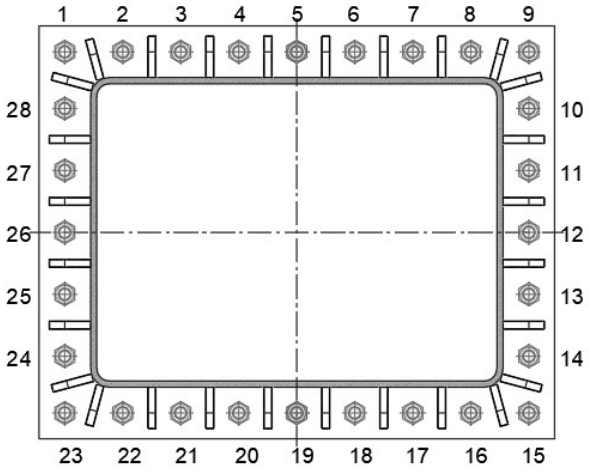


Figura 11-10. Numerazione bulloni

Come si può osservare le azioni più cautelative sono emerse dal modello ad elementi finiti che descrive la reale rigideezza del sistema, il dimensionamento sarà quindi svolto con riferimento ai risultati dell'ipotesi di piastra flessibile.

Si calcola di seguito la reistenza a taglio e a trazione dei bulloni M30, si può osservare che la resistenza a taglio è governata dalla rottura del bullone.

MATERIALI

		f_{yb} N/mm²	f_{tb} N/mm²
Bulloni classe	8.8	640	800
		f_{yk} N/mm²	f_{tk} N/mm²
Tipologia acciaio piastre e profili	S 355	355	510
coeff. γ_{M2}	1.25		

GEOMETRIA

		diam. mm	Ares mm²	do mm
tipo bulloni =	M30	30	561	31.5
spessore minimo piastra o profilo t =	25	mm		

e1 min=	37.8	mm	e1 max=	140	mm
p1 min=	69.3	mm	p1 max=	200	mm
e2 min=	37.8	mm	e2 max=	140	mm
p2 min=	75.6	mm	p2 max=	200	mm

valori scelti	e1 min	p1 min	e2 min	p2 min
	50	112	120	130

RESISTENZA SINGOLO BULLONE

Resistenza di calcolo a taglio bulloni

$F_{v,Rd} = n° * f_{tb} * Ares / \gamma_{M2} =$ 215.40 KN

n° = 0.6

Resistenza di calcolo a rifollamento per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato

$F_{b,Rd} = k * \alpha * f_{tk} * d * t / \gamma_{M2} =$ 404.75 KN

α = 0.5291
k = 2.5

Resistenza di calcolo a rifollamento per bulloni interni nella direzione del carico applicato

$F_{b,Rd} = k * \alpha * f_{tk} * d * t / \gamma_{M2} =$ 715.40 KN

α = 0.9352
k = 2.5

Resistenza di calcolo a trazione

$F_{t,Rd} = 0{,}9 * f_{tb} * Ares / \gamma_{M2} =$ 323.10 KN

Verifica a punzonamento piastra

$B_{p,Rd} = 0{,}6 * \pi * d_m * t_p * f_{tk} /$ 576.50 KN

min tra diam. dado e diam. medio testa bullone	d_m =	30	mm
spessore del piatto	t_p =	25	mm

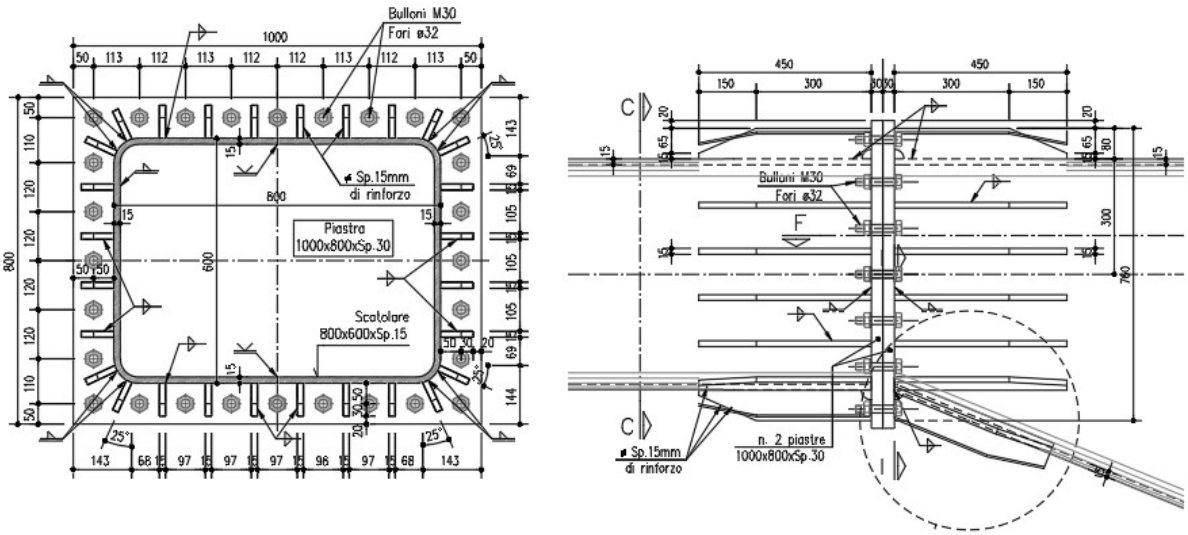
Si riporta di seguito una tabella riassuntiva delle verifiche a taglio, trazione e combinata per tutti i 28 bulloni.

nb	Axial	Shear-y	Shear-z	Shear-TOT	NRd [kN]	VRd [kN]	Ver_N	Ver_V	Ver_N-V
1	3.6	1.7	-8.3	8.47	323.10	215.40	1.11%	3.93%	4.73%
2	24.2	6	-7.8	9.84	323.10	215.40	7.49%	4.57%	9.92%
3	53.5	6.1	-3.7	7.13	323.10	215.40	16.56%	3.31%	15.14%
4	81.9	5.9	0.5	5.92	323.10	215.40	25.35%	2.75%	20.85%
5	109.3	5.9	4.3	7.30	323.10	215.40	33.83%	3.39%	27.55%
6	133.7	6.4	7.7	10.01	323.10	215.40	41.38%	4.65%	34.21%
7	156.3	8.1	10.3	13.10	323.10	215.40	48.38%	6.08%	40.64%
8	178.7	9.2	12.8	15.76	323.10	215.40	55.31%	7.32%	46.82%
9	143.1	-4.5	8	9.18	323.10	215.40	44.29%	4.26%	35.90%
10	178.7	-11	-3.6	11.57	323.10	215.40	55.31%	5.37%	44.88%
11	148.1	-10.6	-0.9	10.64	323.10	215.40	45.84%	4.94%	37.68%
12	119.7	-10.5	2	10.69	323.10	215.40	37.05%	4.96%	31.42%
13	88	-10.1	3.9	10.83	323.10	215.40	27.24%	5.03%	24.48%
14	57.1	-9.8	4.2	10.66	323.10	215.40	17.67%	4.95%	17.57%
15	30.1	-8.2	0.9	8.25	323.10	215.40	9.32%	3.83%	10.48%
16	27.1	-7.9	-2.1	8.17	323.10	215.40	8.39%	3.79%	9.79%
17	5.1	-11.7	-2.5	11.96	323.10	215.40	1.58%	5.55%	6.68%
18	0.9	-13.6	-3.3	13.99	323.10	215.40	0.28%	6.50%	6.70%
19	1.4	-14.2	-4.1	14.78	323.10	215.40	0.43%	6.86%	7.17%
20	1.7	-14.3	-5	15.15	323.10	215.40	0.53%	7.03%	7.41%
21	1.9	-13.6	-6.6	15.12	323.10	215.40	0.59%	7.02%	7.44%
22	2.2	-11.6	-9	14.68	323.10	215.40	0.68%	6.82%	7.30%
23	2.2	-6.5	-9.2	11.26	323.10	215.40	0.68%	5.23%	5.72%
24	1.4	-6	-16.2	17.28	323.10	215.40	0.43%	8.02%	8.33%
25	1.8	-3.7	-18.4	18.77	323.10	215.40	0.56%	8.71%	9.11%
26	1.6	-1.7	-18	18.08	323.10	215.40	0.50%	8.39%	8.75%
27	1.2	-0.1	-16.4	16.40	323.10	215.40	0.37%	7.61%	7.88%
28	1.4	1.4	-13.4	13.47	323.10	215.40	0.43%	6.25%	6.56%

Lo sfruttamento massimo dei bulloni risulta essere pari a 55.1% per cui le verifiche sono soddisfatte.

11.1.3.2 *Verifica del giunto "Sez B"*

Il giunto è realizzato per accoppiamento di due piastre di dimensioni 1000x800x30 mm (BxHxs). Si utilizzano 28 bulloni M30, disposti simmetricamente su un unico allineamento a cerchiare il perimento della sezione scatolare della mensola. La connessione è irrigidita con piatti di spessore s=15 mm e lunghezza L=450 mm, disposti come dettagliato nell'immagine seguente.



Nel seguito i dettagli della verifica condotta per la combinazione significativa agli SLU, ovvero, quella relativa alle massime sollecitazioni di trazione-taglio sui bulloni. La modelazione è stata eseguita analogamente al giunto “SezA”.

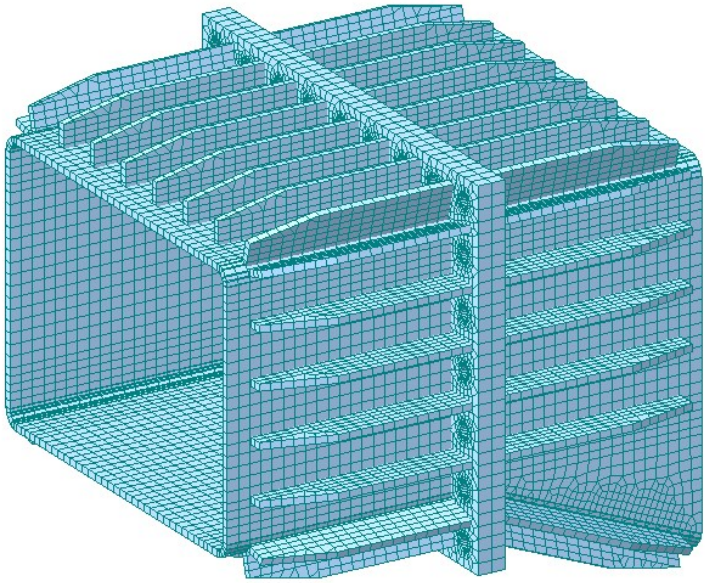


Figura 11-11. Modello di calcolo collegamento

Le azioni applicate al Nodo caricato sono riportate nella tabella seguente. I valori di momento applicati sono stati ridotti del prodotto tra il taglio e la distanza tra asse collegamento e il punto di applicazione del taglio del modello.

Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
Wy	-81.81	0	0	0	79.22	-806.67
Pd	-2.42	0	0	0	0.36	-22.32
SLU 1	0	0	-110.3	-852.74	0	0
SLU 2	-122.71	0	-110.3	-852.74	118.83	-1210
SLU 3	0	0	-110.3	-852.74	0	0
SLU 4	122.71	0	-110.3	-852.74	-118.83	1210
SLU 5	0	0	-121.07	-933.2	0	0
SLU 6	-73.63	0	-121.07	-933.2	71.3	-726
SLU 7	0	0	-121.07	-933.2	0	0
SLU 8	73.63	0	-121.07	-933.2	-71.3	726
SLU 9	-3.63	0	-99.54	-772.28	0.54	-33.48
SLU 10	3.63	0	-99.54	-772.28	-0.54	33.48
SLU 11	0	0	-83.64	-641.84	0	0
SLU 12	-122.71	0	-83.64	-641.84	118.83	-1210
SLU 13	0	0	-83.64	-641.84	0	0
SLU 14	122.71	0	-83.64	-641.84	-118.83	1210
SLU 15	0	0	-94.4	-722.3	0	0
SLU 16	-73.63	0	-94.4	-722.3	71.3	-726
SLU 17	0	0	-94.4	-722.3	0	0
SLU 18	73.63	0	-94.4	-722.3	-71.3	726
SLU 19	-3.63	0	-72.88	-561.38	0.54	-33.48
SLU 20	3.63	0	-72.88	-561.38	-0.54	33.48

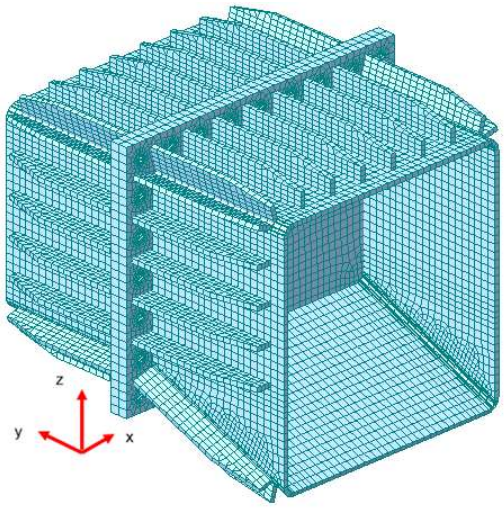


Figura 11-12. Sistema di riferimento Nodal Loads collegamento sbraccio

Si riportano nel seguito le tensioni di Von Mises massime agenti allo stato limite ultimo sulle piastre del collegamento. Come si può notare, ad esclusione di limitati picchi locali, le tensioni rimangono inferiori al limite $< f_{yd}$ = 338 Mpa di progetto.

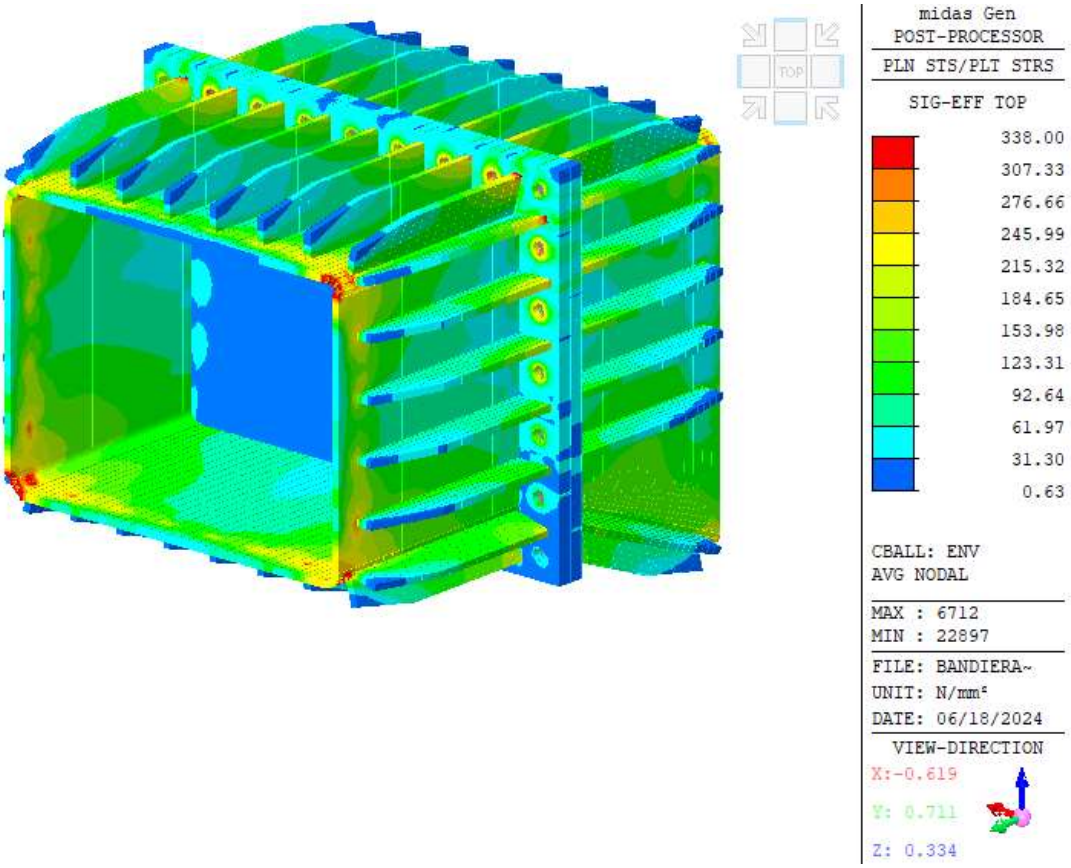


Figura 11-13. Tensioni di Von Mises SLU

Si riportano nelle tabelle seguenti le azioni di taglio e di trazione agenti sui bulloni ricavate nelle due ipotesi sopra descritte.

	PIASTRA FLESSIBILE - FEM				PIASTRA RIGIDA			
nb	Axial	Shear-y	Shear-z	Shear-TOT	Axial	Shear-y	Shear-z	Shear-TOT
1	191.66	4.48	11.54	12.38	49.6	-13.2	3.0	13.6
2	265.44	-9.73	16.82	19.43	64.0	-11.0	3.0	11.4
3	228.06	-7.86	12.5	14.77	78.5	-8.8	3.0	9.3
4	193.75	-5.38	7.69	9.39	93.0	-6.6	3.0	7.2
5	167.06	-3.28	2.96	4.42	107.6	-4.4	3.0	5.3
6	193.92	5.39	7.71	9.41	122.0	4.5	3.0	5.4
7	228.19	7.9	12.53	14.81	136.6	2.3	3.0	3.7
8	265.25	9.81	16.81	19.46	151.0	0.0	3.0	3.0
9	191.26	-4.34	11.48	12.27	165.6	-2.2	3.0	3.7
10	264.53	-12.47	-8.71	15.21	152.5	4.5	0.8	4.5
11	218.44	-12.14	-9.97	15.71	138.1	4.5	-1.6	4.7
12	175.6	-11.24	-12.82	17.05	123.8	4.5	-3.9	6.0
13	137.84	-10.79	-16.54	19.75	109.5	4.5	-6.3	7.7
14	100.28	-11	-19.56	22.44	95.2	4.5	-8.7	9.8
15	50.64	-10.59	-19.48	22.17	82.1	4.5	-10.8	11.7
16	56.96	-9.93	-22.09	24.22	67.5	2.3	-10.8	11.1

17	20.37	-12.28	-20.51	23.91	53.0	0.0	-10.8	10.8
18	1.98	-12.72	-17.68	21.78	38.5	-2.2	-10.8	11.0
19	1.57	-11.48	-15.95	19.65	24.0	-4.4	-10.8	11.7
20	1.96	12.71	-17.68	21.77	9.5	-6.6	-10.8	12.7
21	20.37	12.27	-20.51	23.90	0.0	-8.8	-10.8	14.0
22	56.97	9.92	-22.09	24.22	0.0	-11.0	-10.8	15.5
23	50.61	10.58	-19.48	22.17	0.0	-13.2	-10.8	17.1
24	100.27	10.98	-19.55	22.42	0.0	-13.2	-8.7	15.8
25	137.71	10.75	-16.52	19.71	0.0	-13.2	-6.3	14.7
26	175.35	11.2	-12.82	17.02	7.8	-13.2	-3.9	13.8
27	218.42	12.15	-9.96	15.71	22.1	-13.2	-1.6	13.3
28	264.93	12.57	-8.69	15.28	36.4	-13.2	0.8	13.3

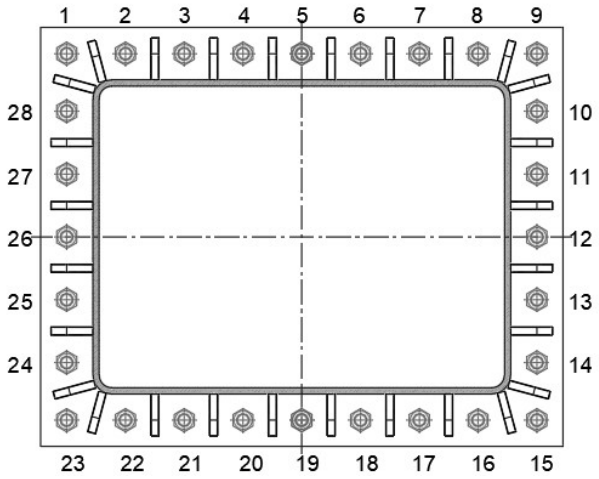


Figura 11-14. Numerazione bulloni

Come si può osservare le azioni più cautelative sono emerse dal modello ad elementi finiti che decsrive la reale rigideezza del sistema, il dimensionamento sarà quindi svolto con riferimento ai risultati dell'ipotesi di piastra flessibile.

Si calcola di seguito la reistenza a taglio e a trazione dei bulloni M30, si può osservare che la resistenza a taglio è governata dalla rottura del bullone.

MATERIALI

		f_{yb} N/mm²	f_{tb} N/mm²
Bulloni classe	8.8	640	800
		f_{yk} N/mm²	f_{tk} N/mm²
Tipologia acciaio piastre e profili	S 355	355	510
coeff. γ_{M2}	1.25		

GEOMETRIA

		diam. mm	Ares mm²	do mm
tipo bulloni =	M30	30	561	31.5
spessore minimo piastra o profilo t =	25	mm		

e1 min=	37.8	mm	e1 max=	140	mm
p1 min=	69.3	mm	p1 max=	200	mm
e2 min=	37.8	mm	e2 max=	140	mm
p2 min=	75.6	mm	p2 max=	200	mm

	e1 min	p1 min	e2 min	p2 min
valori scelti	50	112	120	130

RESISTENZA SINGOLO BULLONE

Resistenza di calcolo a taglio bulloni

$F_{v,Rd} = n° * f_{tb} * Ares / \gamma_{M2} =$ 215.40 KN

n° = 0.6

Resistenza di calcolo a rifollamento per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato

$F_{b,Rd} = k * \alpha * f_{tk} * d * t / \gamma_{M2} =$ 404.75 KN

α = 0.5291
k = 2.5

Resistenza di calcolo a rifollamento per bulloni interni nella direzione del carico applicato

$F_{b,Rd} = k * \alpha * f_{tk} * d * t / \gamma_{M2} =$ 715.40 KN

α = 0.9352
k = 2.5

Resistenza di calcolo a trazione

$F_{t,Rd} = 0,9 * f_{tb} * Ares / \gamma_{M2} =$ 323.10 KN

Verifica a punzonamento piastra

$B_{p,Rd} = 0,6 * \pi * d_m * t_p * f_{tk} /$ 576.50 KN

min tra diam. dado e diam. medio testa bullone	d_m =	30	mm
spessore del piatto	t_p =	25	mm

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva delle verifiche a taglio, trazione e combinata per tutti i 28 bulloni.

nb	Axial	Shear-y	Shear-z	Shear-TOT	NRd [kN]	VRd [kN]	Ver_N	Ver_V	Ver_N-V
1	191.66	4.48	11.54	12.38	323.10	215.40	59.32%	5.75%	48.12%
2	265.44	-9.73	16.82	19.43	323.10	215.40	82.15%	9.02%	67.70%
3	228.06	-7.86	12.5	14.77	323.10	215.40	70.58%	6.86%	57.27%
4	193.75	-5.38	7.69	9.39	323.10	215.40	59.97%	4.36%	47.19%
5	167.06	-3.28	2.96	4.42	323.10	215.40	51.71%	2.05%	38.98%
6	193.92	5.39	7.71	9.41	323.10	215.40	60.02%	4.37%	47.24%
7	228.19	7.9	12.53	14.81	323.10	215.40	70.63%	6.88%	57.32%
8	265.25	9.81	16.81	19.46	323.10	215.40	82.10%	9.04%	67.68%
9	191.26	-4.34	11.48	12.27	323.10	215.40	59.20%	5.70%	47.98%
10	264.53	-12.47	-8.71	15.21	323.10	215.40	81.87%	7.06%	65.54%
11	218.44	-12.14	-9.97	15.71	323.10	215.40	67.61%	7.29%	55.58%
12	175.6	-11.24	-12.82	17.05	323.10	215.40	54.35%	7.92%	46.74%
13	137.84	-10.79	-16.54	19.75	323.10	215.40	42.66%	9.17%	39.64%
14	100.28	-11	-19.56	22.44	323.10	215.40	31.04%	10.42%	32.59%
15	50.64	-10.59	-19.48	22.17	323.10	215.40	15.67%	10.29%	21.49%
16	56.96	-9.93	-22.09	24.22	323.10	215.40	17.63%	11.24%	23.84%
17	20.37	-12.28	-20.51	23.91	323.10	215.40	6.30%	11.10%	15.60%
18	1.98	-12.72	-17.68	21.78	323.10	215.40	0.61%	10.11%	10.55%
19	1.57	-11.48	-15.95	19.65	323.10	215.40	0.49%	9.12%	9.47%
20	1.96	12.71	-17.68	21.77	323.10	215.40	0.61%	10.11%	10.54%
21	20.37	12.27	-20.51	23.90	323.10	215.40	6.30%	11.10%	15.60%
22	56.97	9.92	-22.09	24.22	323.10	215.40	17.63%	11.24%	23.84%
23	50.61	10.58	-19.48	22.17	323.10	215.40	15.66%	10.29%	21.48%
24	100.27	10.98	-19.55	22.42	323.10	215.40	31.03%	10.41%	32.58%
25	137.71	10.75	-16.52	19.71	323.10	215.40	42.62%	9.15%	39.59%
26	175.35	11.2	-12.82	17.02	323.10	215.40	54.27%	7.90%	46.67%
27	218.42	12.15	-9.96	15.71	323.10	215.40	67.60%	7.29%	55.58%
28	264.93	12.57	-8.69	15.28	323.10	215.40	82.00%	7.09%	65.66%

Lo sfruttamento massimo dei bulloni risulta essere pari a 82.15% per cui le verifiche sono soddisfatte.

11.1.3.3 *Verifica del giunto "Sez C" - Connessione di base*

Per la verifica del collegamento alla base si è iplementato un modello ad elementi finiti aventi le seguenti caratterstiche:

- Le piastre che compongono i profili e i piatti di irrigidimento vengono modellati con elementi *plate* lineari a 4 nodi passanti per il piano medio delle relative membrature,
- ciascun elemento *plate* risulta caratterizzato dallo spessore di progetto dell'elemento strutturale cui corrisponde;
- le zone di nodo sono state modellate come incastri;
- I bulloni vengono modellati come elementi truss. Il diametro utilizzato per la sezione del bullone è quello equivalente necessario ad ottenere l'area efficace del bullone;
- La lunghezza di deformazione del bullone viene determianta in accordo all'EC3-1-8 come la somma tra 8 volte il diametro nominale del bullone, lo spessore del grout, lo spessore della piastra, lo spessore di metà del dado e della rondella (335 mm);
- All'area del bullone, come prescritto dall'EC3-1-8 è applicato uno scale factor di 2.0 (no prying force);
- Il contatto tra la piastra di base e il calcestruzzo della fondazione viene tenuto in considerazione tramite delle molle di superficie funzionanti solo a compressione e a cui viene assegnata la seguente rigidezza:

f_{ck}	**35**	Mpa
E_c	34077.1462	Mpa
E_c	34077146199	N/m^2
v	0.2	-
A_{eff}	**0.5**	m^2
A_{ref}	1	m^2
d	**1.3**	m
h	**1.8**	m
a1	1.65	-
a2	0.5	-
a3	0.3	-
a4	1	-
k	**34537370004**	N/m^3
kx0.1	**3453737000**	N/m^3
kx10	**345373700037**	N/m^3

Deformation stiffness

The stiffness of the concrete block may be predicted for the design of column bases as an elastic hemisphere. A Winkler-Pasternak subsoil model is commonly used for a simplified calculation of foundations. The stiffness of subsoil is determined using modulus of elasticity of concrete and the effective height of a subsoil as:

$$k = \frac{E_c}{(a_1 + v)\sqrt{\frac{A_{eff}}{A_{ref}}}}\left(\frac{1}{\frac{h}{a_2 d}} + a_3\right)$$

where:

- k – stiffness of concrete subsoil in compression
- E_c – modulus of elasticity of concrete
- v – Poisson's coefficient of the concrete block
- A_{eff} – effective area in compression
- $A_{ref} = 1\ m^2$ – reference area
- d – base plate width
- h – concrete block height
- $a_1 = 1.65$; $a_2 = 0.5$; $a_3 = 0.3$; $a_4 = 1.0$ – coefficients

SI units must be used in the formula, the resulting unit is N/m^3.

NOTA: è stata svolta una analisi di sensibilità facendo variare la rigidezza delle molle che simulano il cls tra i tre valori sopra riportati. I risultati indicati nel seguito fanno riferimento alla condizione peggiore ottenuta con le tre rigidezze.

- Il vincolo tra asse bullone e la piastra viene impostato come un *rigid link* che collega tutti i nodi perimetrali del foro con l'asse del bullone;
- per l'applicazione dei carichi sono stati inseriti dei *rigid link* che collegano l'elemento colonna o trave ad un singolo nodo a cui vengono applicati i carichi ricavati dal modello globale come *nodal loads;*
- la *mesh* adottata presenta dimensione caratteristica variabile nell'intorno di 0.01 m;
- L'analisi effettuata è del tipo non lineari per tenere in considerazione il comportamento monolatero dei bulloni (sola trazione), e degli elementi che simulano il contatto tra le piastre (sola compressione).

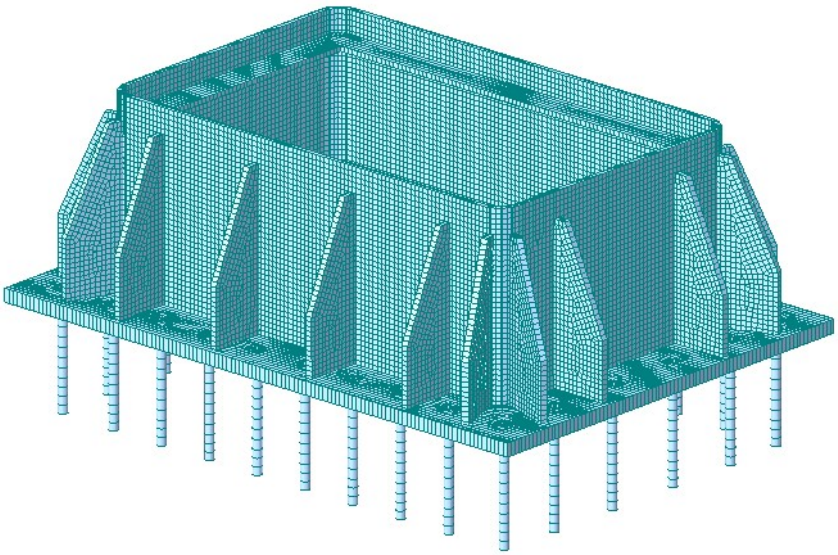


Figura 11-15. Modello di calcolo collegamento alla base

Le azioni applicate al Nodo caricato sono riportate nella tabella seguente. Sono stati applicati solo le azioni flettenti in quanto le torsioni e i tagli verranno assorbiti dalle chiavi di taglio per le quali si effettua un calcolo separato.

Load	Fz	Mx	My
Wx	0.2	0	41.69
Wy	0	692.89	0
Pd	0	17.2	0
SLU 1	-166.26	0	1083.88
SLU 2	-166.57	1039.34	1021.34
SLU 3	-166.87	0	958.81
SLU 4	-166.57	-1039.34	1021.34
SLU 5	-178.19	0	1155.69
SLU 6	-178.38	623.6	1118.17
SLU 7	-178.56	0	1080.65
SLU 8	-178.38	-623.6	1118.17
SLU 9	-154.76	25.8	924.52
SLU 10	-154.76	-25.8	924.52
SLU 11	-126.85	0	832.5
SLU 12	-127.16	1039.34	769.96
SLU 13	-127.47	0	707.42
SLU 14	-127.16	-1039.34	769.96
SLU 15	-138.78	0	904.31
SLU 16	-138.97	623.6	866.78
SLU 17	-139.15	0	829.26
SLU 18	-138.97	-623.6	866.78
SLU 19	-115.35	25.8	673.13
SLU 20	-115.35	-25.8	673.13

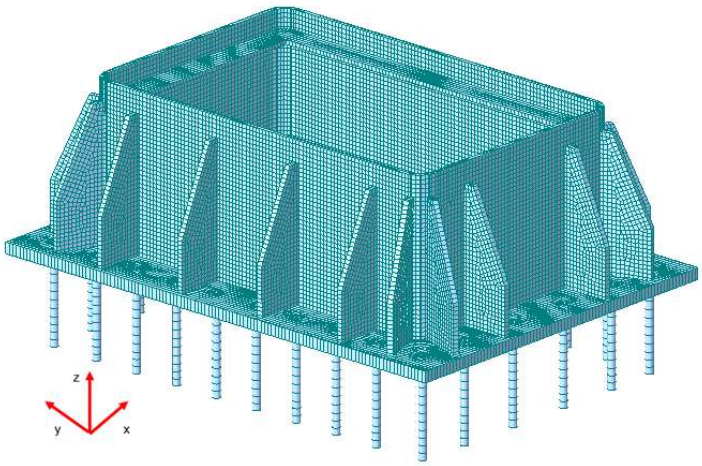


Figura 11-16. Sistema di riferimento Nodal Loads collegamento alla base

Si riportano di sgeuito le tensioni di Von Mises agenti sulle piastre allo stato limite ultimo.

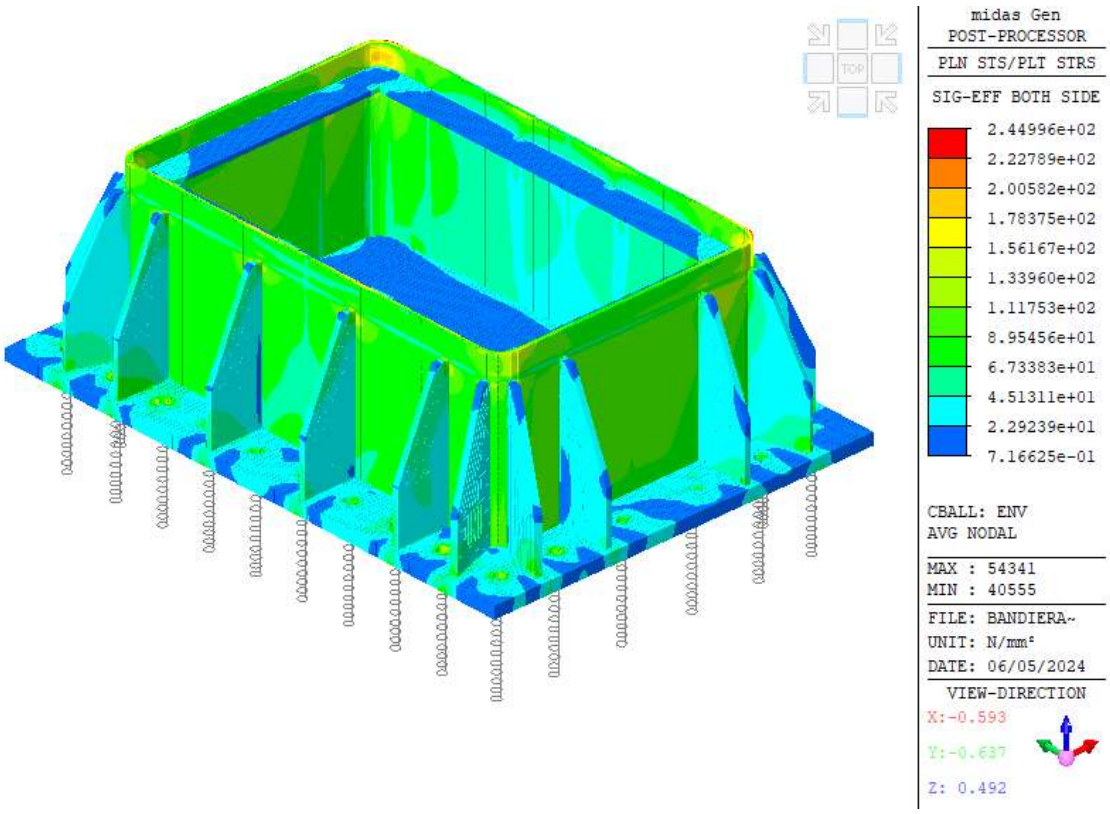


Figura 11-17. Tensioni di Von Mies SLU – Collegamento alla base

- $\sigma_{TRAZ-MAX}$= 244 Mpa < f_{yd} = 338 Mpa

La verifica è soddisfatta

11.2 Verifica degli spostamenti

Il massimo spostamento verticale ad effetto dei carichi permanenti è (vedi §9.3) pari a 133.51 mm. Si prescrive quindi una **contromonta costruttiva**, da misurarsi in direzione verticale ed in corrispondenza alla punta estrema della mensola, pari a 0.15 m.

Il massimo spostamento orizzontale in punta allo sbraccio, indotto dai carichi variabili, è pari a 213.27 mm.

Il massimo spostamento orizzontale in testa la montante, indotto dai carichi variabili, è pari a 11.89 mm.

per la punta dello sbraccio:

$(h_M+L_B)/100 = (6800\text{ mm} + 16400\text{ mm})/100 = 232\text{mm} > 213.27\text{ mm} = (h_M+L_B)/108$

per la testa del montante:

$h_M/100 = 6800\text{ mm}/100 = 68\text{ mm} > 11.89\text{ mm} = (h_M/571)$

Dove:

- h_M= 6800 mm altezza del montante
- L_B= 16400 mm lunghezza della mensola metallica

I valori sopra indicati risultano compatibili con i limiti forniti al §10.2.

11.3 Verifiche del sistema di ancoraggio alle opere di fondazione

11.3.1 Verifiche chiavi di taglio

11.3.1.1 Sollecitazioni di progetto

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche di sicurezza del sistema di ancoraggio del portale in acciaio alle opere di fondazione. La connessione con la fondazione in c.a. è realizzata tramite 28 tirafondi e 4 chiavi di taglio.

I tirafondi M30 con rosetta finale, di classe 8.8, sono disposti simmetricamente su un unico allineamento a cerchiare il perimetro della sezione scatolare del montante.

Le chiavi di taglio Φ110, in acciaio S355 e lunghezza totale L = 330+40 mm, sono disposti simmetricamente rispetto all'asse della piastra di base in direzione diagonale e sono saldati alla piastra di base, di spessore 40 mm, e allettati in appositi fori del plinto (si rimanda agli elaborati grafici per maggiori dettagli).

Il progetto/verifica delle chiavi di taglio è stato condotto con riferimento alle sollecitazioni massime agenti alla base del montante, contenute in Figura 11-3 e di seguito riportate per completezza.

Taglio trasversale $F_y = 0\ kN$

Taglio longitudinale $F_z = 139kN$

Momento torcente $M_x = 1375\ kNm$

A partire dalle suddette sollecitazioni, definita la posizione delle chiavi di taglio (vedi Figura 11.18), sono state determinate le sollecitazioni taglianti massime agenti su di esse e risultante in Tabella 11.1.

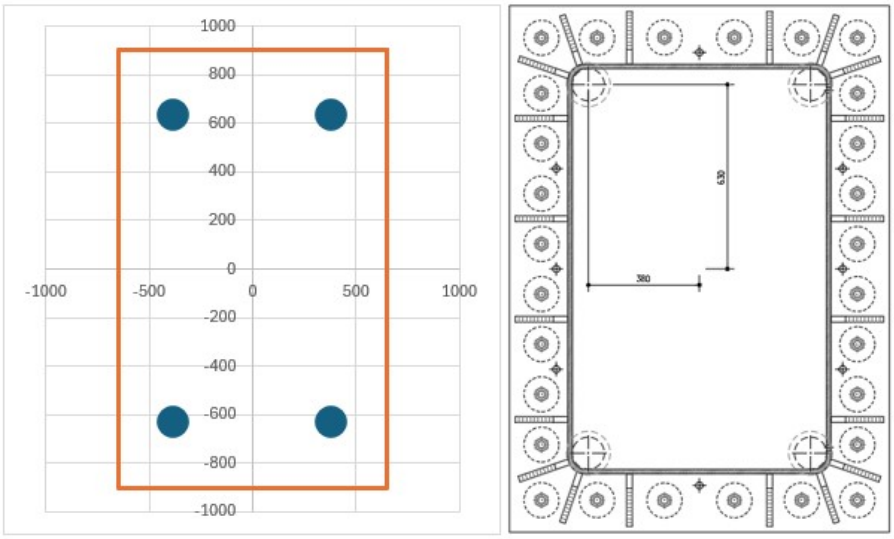


Figura 11.18. Posizione delle chiavi di taglio

nb	X	Y	x^2+y^2	F_{xv}	F_{yv}	F_x	F_y	V_{ed}
1	-380	630	541300	0.75	34.75	400.8	-206.6	450.93
2	380	630	541300	0.75	34.75	400.8	276.1	486.70
3	380	-630	541300	0.75	34.75	-399.3	276.1	485.47
4	-380	-630	541300	0.75	34.75	-399.3	-206.6	449.59

Tabella 11.1. Taglio di progetto agente sulle chiavi di taglio

11.3.1.2 Rottura a taglio

La verifica a taglio delle chiavi di taglio è stata condotta con la formulazione 'con braccio di leva' data la presenza di una malta livellante interposta tra il piatto di base e l'estradosso del plinto del portale avente uno spessore di 40 mm.

CARATTERISTICHE CLS			
Rck	45	MPa	Resistenza caratteristica cls plinto

CARATTERISTICHE CHIAVI DI TAGLIO			
d_cht	110	mm	Diametro chiave di taglio
A_cht	9503	mm2	Area chiave di taglio
Wel_cht	130671	mm3	Modulo resistente elastico
Wpl_cht	196006	mm3	Modulo resistente plastico (Wpl_cht = 1,5*Wel_cht - perno)
psi_pl	1.5	-	Wpl/Wel
l_cht	330	mm	Lunghezza chiave max(3*D_cht; 250mm)
fyk	311	MPa	Resistenza di snervamento chiave di taglio
ftk	410	MPa	Resistenza a rottura chiave di taglio
Gamma_M0	1.05	-	Coefficiente sicurezza resistenza acciaio
Gamma_M2	1.25	-	Coefficiente sicurezza resistenza saldature
Beta_sal	0.85	-	Coef. verifica saldature
e1	60	mm	Distanza asse piastra di ancoraggio - estradosso plinto
a3	55.00	mm	Posizione incastro lato cls =0,5*d_cht
la	115.00	mm	Eccentricità azione di taglio la = a3+e1
lt_sald	20	mm	Lunghezza lato saldatura chiave - piastra di ancoraggio
a_gola	14.14	mm	Altezza di gola
sv_sald	390.00	mm	Sviluppo saldatura
Av_sald	3511.27	mm2	Area di taglio saldatura

VERIFICA SLU			
Verifica profilo chiave di taglio			
Ved_slu	487	kN	Azione di taglio
Med_slu	55.970	kNm	Momento flettente Med = Ved*la
Vrd	1218.84	kN	Taglio resistente Vrd = 3/4*fyk/Gamma_M0*A_cht/radq(3)
Ved<=0,5Vrd	OK	-	Controllo interazione flessione/taglio
FS_V	2.50	-	Fattore di sicurezza per taglio >= 1
Mrd_el	38.70	kNm	Momento resistente elastico
Mrd_pl	58.06	kNm	Momento resistente elastico
FS_M	1.04	-	Fattore di sicurezza per flessione >= 1
Verifica saldatura chiave di taglio - piastra di base			
tau_par_sald	138.61	Mpa	Tensione nella saldatura = Ved/A_sald
tau_rd_sald	385.88235	Mpa	Tensione resistente della saldatura ftk/(gamma_M2*Beta_sald)
FS_Tau_sald	2.78	-	Fattore di sicurezza saldatura >= 1
Verifica pressione limite cls (RIF.RFI)			
Gamma	3.5	-	Coefficiente di sicurezza
Vrd_k_prlim	1022.45	kN	Resistenza caratteristica pressione limite 2,5*d_cht^2*rdaq(Rck*fyk)/Gamma
FS_Ved	2.10	-	Fattore di sicurezza pressione limite

Verifica soddisfatta

11.3.1.3 Rottura per pry-out

La resistenza a pry-out è pari a:

$$V_{Rd,cp} = \frac{k_8 \cdot N_{Rk,c}}{\gamma_M}$$

ove:

$$N^0_{Rk,c} = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

$$A^0_{c,N} = \left(3 \cdot h_{eff}\right)^2$$

$$\Psi_{s,N} = \Psi_{re,N} = \Psi_{ec,N} = \Psi_{M,N} = 1$$

$$N_{Rk,c} = N^0_{Rk,c} \frac{A_{c,N}}{A^0_{c,N}}$$

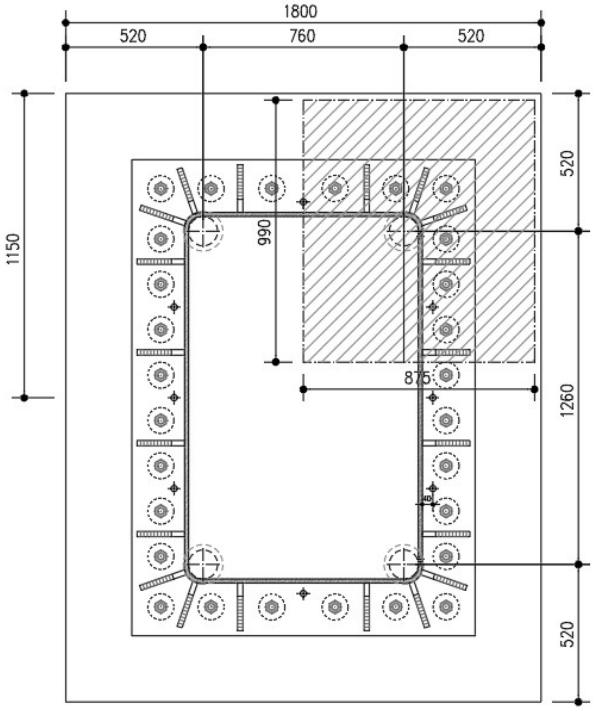


Figura 11.19. Schema area $A_{c,N}$ per Pry-out c_{cr}= 1.5 H_{eff} = 495 mm (H_{eff}=330 mm)

Si riporta di seguito la verifica delle 4 chiavi:

n	V_{ed}	$A_{c,N}$	$A_{C,N}/A^0{}_{c,N}$	$N_{Rk,c}$	$V_{Rk,cp}$	$V_{Rd,cp}$	Check
[-]	[kN]	[mm^2]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	
1.00	450.93	1083500	1.10549944	497.9	995.857446	663.9	67.92%
2.00	486.70	1083500	1.10549944	497.9	995.857446	663.9	73.31%
3.00	485.47	1083500	1.10549944	497.9	995.857446	663.9	73.12%
4.00	449.59	1083500	1.10549944	497.9	995.857446	663.9	67.72%

Verifica soddisfatta

11.3.1.4 Rottura del bordo di calcestruzzo

La verifica a rottura del bordo di calcestruzzo, valutata in accordo con quanto contenuto al §7.2.2.5 delle UNI EN 1992-4:2018 evidenzia la necessita di specifica armatura supplementare per il suddetto meccanismo di rottura. Si riporta di seguito la verifica condotta per le 4 chiavi di taglio.

	$V_{Ed,x}$	$V_{Ed,y}$	$V_{Ed,tot,bordo}$	α_v		c1	c2	$V^0_{Rk,c}$	$A^0_{c,v}$	$A_{c,v}$	$A_{c,v}/A^0_{c,v}$	$V_{Rk,c}$	$V_{Rd,c}$	$V_{Ed}/V_{Rd,c}$
	[kN]	[kN]	[kN]	[°]		[mm]	[mm]	[kN]	[mm^2]	[mm^2]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]
$V_{Ed,dir.x}$	-400	138	423	-19.064	-0.33273	520	520	374.5	1216800	1014000	0.833333	292.85	195.2	216.54%
$V_{Ed,dir.y}$	-200	276	341	-35.883	-0.62628	520	520	374.5	1216800	1014000	0.83	326.01	217.3	156.83%

Saranno disposti come armatura integrativa dei ϕ16. In particolare, saranno predisposti (6x3) 18 ϕ16 in direzione X e (6x3)18 ϕ16 in direzione y.

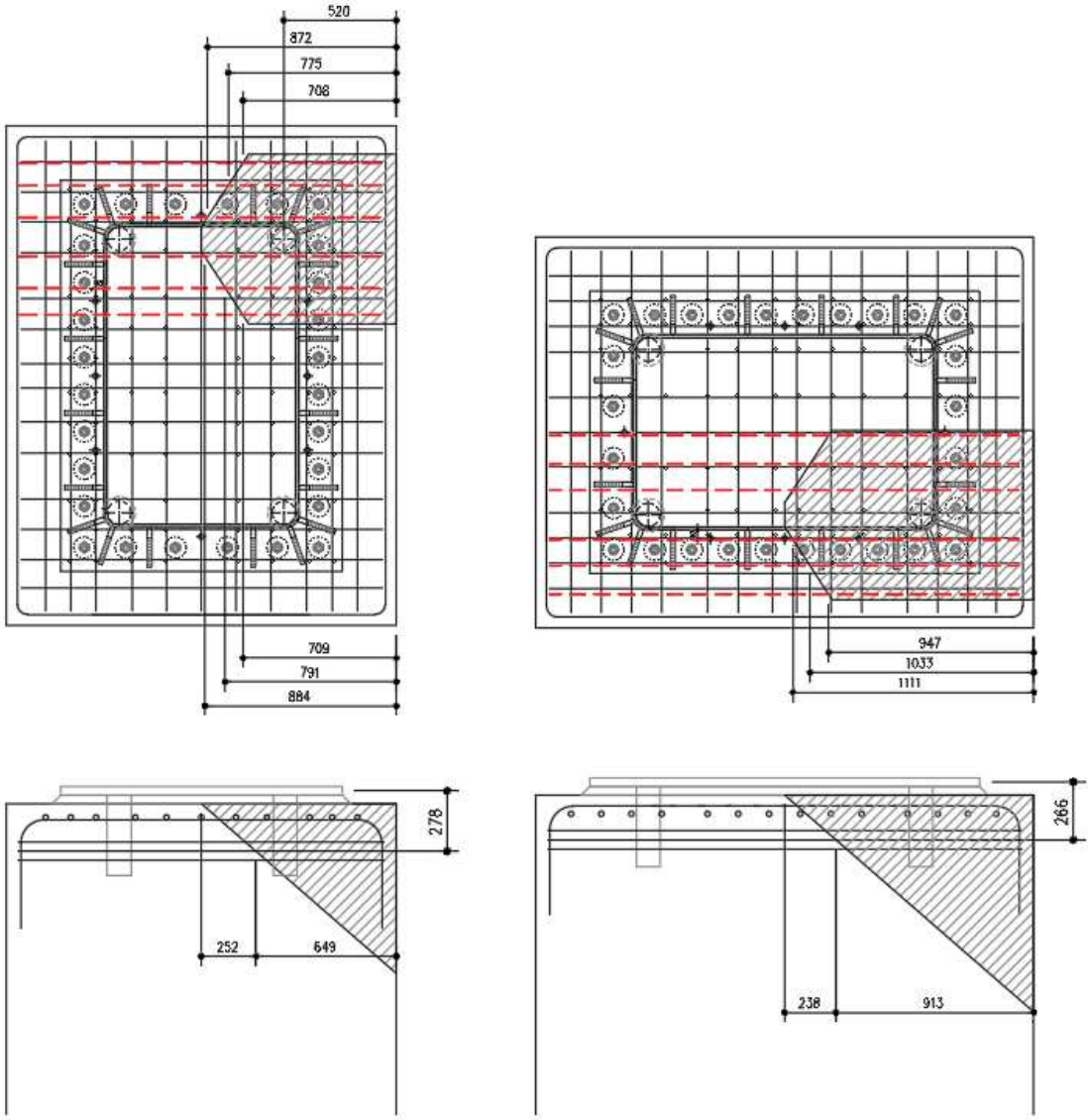


Figura 11-20. Dettaglio armatura predisposta Dir. X a sx e in diirezione Y a dx

Si riportano di seguito le verifivche delle armtaure integrative

Verifica in direzione X

S5 - ROTTURA DELL'ARMATURA SUPPLEMENTARE A TAGLIO		Verifica applicabile:		Verifica richiesta	§7.2.2.6.2
Numero di barre efficaci per ancorante	nre =	18			
Diametro delle barre	Ø =	16	[mm]	Ø ≤ 16	
Armatura per assorbire le forze di taglio agenti sull'ancorante	armatura superficiale				
Fattore di efficienza	k10 =	1.0	[-]		
Area delle barre	As,re,i =	3619.1			
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio	fyk =	450	[MPa]		
Resistenza allo snervamento caratteristica dell'armatura supplementare per un ancorante	NRk,re =	1629	[kN]	NRk,re =k10 Σas,re x fyk,re	formula 7.51
Coefficiente parziale di sicurezza	γM =	1.15	[-]		
Braccio di leva interno [z=0.85d con d = min(hu;2heff;2c1)]	z =	561	[mm]		
Distanza tra l'asse dell'armatura e la linea della forza di taglio agente sull'ancorante	es =	278	[mm]		
Resistenza di progetto	NRd,re =	1416.18	[kN]		
Forza di trazione del singolo tirafondo	NEd =	1196.43	[kN]	NEd,re = (es/z +1) x VEd	formula 6.6
Coefficiente di sfruttamento	**βV =**	**84%**	**[-]**		

S6 - ROTTURA DELL'ANCORAGGIO DELL'ARMATURA SUPPLEMENTARE A TAGLIO		Verifica applicabile:		Verifica richiesta	§7.2.2.6.3
Diametro delle barre	Ø =	16	[mm]		
Tensione tangenziale di aderenza acciaio calcestruzzo di progetto	fbd =	3.37	[MPa]		
Lunghezza dell'ancoraggio nel corpo di rottura	l1 =	540	[mm]	l1 = 540 ≥ 4Ø = 64	-
Azione sulle barre di ancoraggio	trazione =	si	[-]		✔
Forma della barra	forma =	altro	[-]		
Copriferro armatura supplementare	c =	50	[mm]		
Interferro	a =	100	[mm]		
	cd =	50	[mm]	min {a/2 ; c}	
Fattore di influenza 1 (UNI EN 1992-1-1)	α1 =	0.70	[-]		
Fattore di influenza 2 (UNI EN 1992-1-1)	α2 =	0.98	[-]		
Braccio di leva interno [z=0.85d con d = min(hu;2heff;2c1)]	z =	561	[mm]		
Distanza tra l'asse dell'armatura e la linea della forza di taglio agente sull'ancorante	es =	278	[mm]		
Lunghezza corrispondente alla rottura contemporanea lato cls e lato acciaio	lcr =	718	[mm]		
Resistenza iniziale di progetto dell'armatura supplementare prevista per un ancorante associato alla rottura dell'ancoraggio del cono di calcestruzzo	N^0Rd,a =	78.68	[kN]	$N^0Rd,a = l1\pi Ø f_{bd}/(α1 \times α2) \le As,re\ fyk,re(1/γMs,re)$	formula 7.53
Resistenza di progetto dell'armatura supplementare prevista per un ancorante associato alla rottura dell'ancoraggio del cono di calcestruzzo	NRd,a =	1416.18	[kN]		formula 7.52
Forza di trazione nell'armatura	NEd,a =	1196.43	[kN]	NEd,a = (es/z +1) x VEd	formula 6.6
Coefficiente di sfruttamento	**βV =**	**84%**	**[-]**		

La verifica è soddisfatta

Verifica in direzione Y

S5 - ROTTURA DELL'ARMATURA SUPPLEMENTARE A TAGLIO		Verifica applicabile:		Verifica richiesta	§7.2.2.6.2
Numero di barre efficaci per ancorante	nre =	18			
Diametro delle barre	Ø =	16	[mm]	Ø ≤ 16	
Armatura per assorbire le forze di taglio agenti sull'ancorante	armatura superficiale				
Fattore di efficienza	k10 =	1.0	[-]		
Area delle barre	As,re,i =	3619.1			
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio	fyk =	450	[MPa]		
Resistenza allo snervamento caratteristica dell'armatura supplementare per un ancorante	NRk,re =	1629	[kN]	NRk,re =k10 Σas,re x fyk,re	formula 7.51
Coefficiente parziale di sicurezza	γM =	1.15	[-]		
Braccio di leva interno [z=0.85d con d = min(hu;2heff;2c1)]	z =	561	[mm]		
Distanza tra l'asse dell'armatura e la linea della forza di taglio agente sull'ancorante	es =	278	[mm]		
Resistenza di progetto	NRd,re =	1416.18	[kN]		
Forza di trazione del singolo tirafondo	NEd =	825.54	[kN]	NEd,re = (es/z +1) x VEd	formula 6.6
Coefficiente di sfruttamento	**βV =**	**58%**	**[-]**		

S6 - ROTTURA DELL'ANCORAGGIO DELL'ARMATURA SUPPLEMENTARE A TAGLIO		Verifica applicabile:		Verifica richiesta	§7.2.2.6.3
Diametro delle barre	Ø =	16	[mm]		
Tensione tangenziale di aderenza acciaio calcestruzzo di progetto	fbd =	3.37	[MPa]		
Lunghezza dell'ancoraggio nel corpo di rottura	l1 =	790	[mm]	l1 = 790 ≥ 4Ø = 64	-
Azione sulle barre di ancoraggio	trazione =	si			✔
Forma della barra	forma =	altro	[-]		
Copriferro armatura supplementare	c =	65	[mm]		
Interferro	a =	100	[mm]		
	cd =	50	[mm]	min {a/2 ; c}	
Fattore di influenza 1 (UNI EN 1992-1-1)	α1 =	0.70	[-]		
Fattore di influenza 2 (UNI EN 1992-1-1)	α2 =	0.98	[-]		
Braccio di leva interno [z=0.85d con d = min(hu;2heff;2c1)]	z =	561	[mm]		
Distanza tra l'asse dell'armatura e la linea della forza di taglio agente sull'ancorante	es =	270	[mm]		
Lunghezza corrispondente alla rottura contemporanea lato cls e lato acciaio	lcr =	718	[mm]		
Resistenza iniziale di progetto dell'armatura supplementare prevista per un ancorante associato alla rottura dell'ancoraggio del cono di calcestruzzo	N^0Rd,a =	78.68	[kN]	$N^0Rd,a = l1\pi Ø f_{bd}/(α1 \times α2) \le As,re\ fyk,re(1/γMs,re)$	formula 7.53
Resistenza di progetto dell'armatura supplementare prevista per un ancorante associato alla rottura dell'ancoraggio del cono di calcestruzzo	NRd,a =	1416.18	[kN]		formula 7.52
Forza di trazione nell'armatura	NEd,a =	817.67	[kN]	NEd,a = (es/z +1) x VEd	formula 6.6
Coefficiente di sfruttamento	**βV =**	**58%**	**[-]**		

La verifica è soddisfatta

11.3.2 Verifiche dei tirafondi

11.3.2.1 Sollecitazioni di progetto

Il progetto/verifica dei tirafondi è stato condotto con riferimento alle sollecitazioni massime agenti alla base del montante e di seguito riportate per completezza.

Forza di compressione	$F_x = 179\ kN$
Momento flettente dir. Y	$M_y = 1156\ kNm$
Momento flettente dir. Z	$M_z = 1039\ kNm$

Dal modello ad elementi finiti si sono ricavate le trazioni nei tirafondi nella combinazione dimenionante.

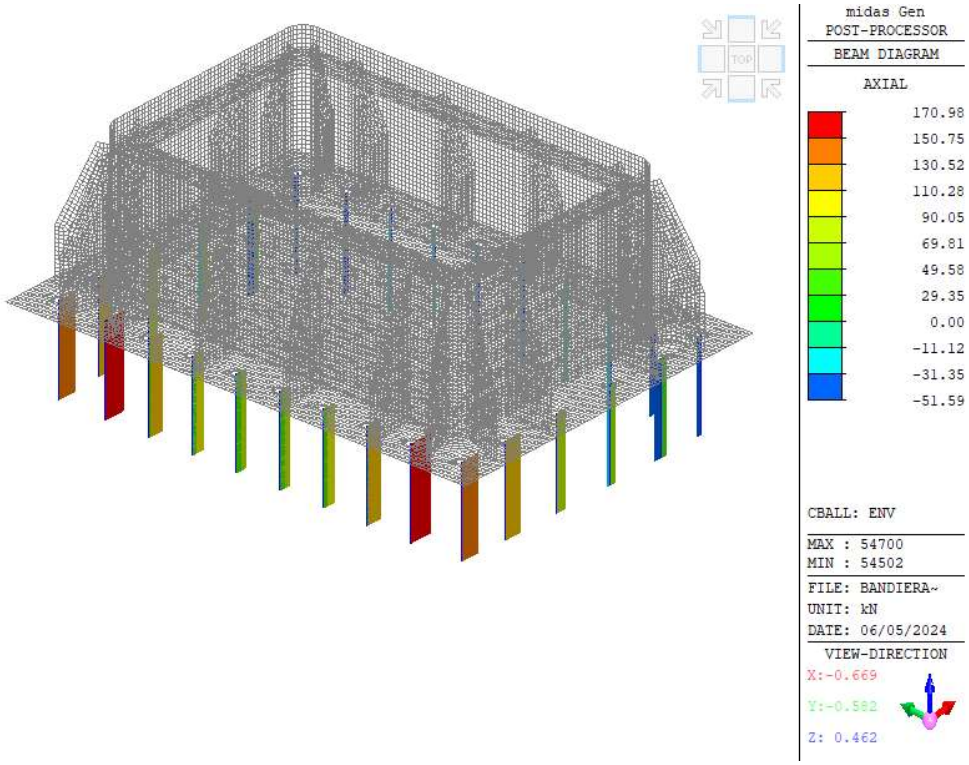


Figura 11-21. Trazioni nei tirafondi

La forza massima agente sui tirafondi risulta pari a 170 kN

11.3.2.2 Rottura a trazione

T1 - ROTTURA DELL'ACCIAIO DELL'ANCORANTE (Steel failure of fastener)					§7.2.1.3
$N_{Ed} \leq N_{Rd,s} = N_{Rk,s}/\gamma_{M,s}$					
Resistenza caratteristica singolo ancorante	NRk,s =	448.8	[kN]		
Resistenza di progetto singolo ancorante	NRd,s =	299.2	[kN]		
Azione assiale massima di sfilamento nel singolo ancorante	NEd =	170.00	[kN]		
Coefficiente di sfruttamento	**βN =**	57%	[-]		

Verifica soddisfatta

11.3.2.3 Rottura a sfilamento

T3 - RESISTENZA PER SFILAMENTO DELL'ANCORANTE (Pull-out failure of fastener) *N.B. Valida per ancoranti a piolo*	*(N.B. per ancoranti meccanici e muniti di testa post-inseriti vedere specifica tecnica di prodotto)*				§7.2.1.5
		Verifica applicabile :		**Verifica richiesta**	
	k2 =	10.5	[-]		
Area portante della testa dell'ancorante	Ah =	7147	[mm²]		formula 7.12
Resistenza caratteristica in caso di rottura per sfilamento	NRk,p =	2627	[kN]		formula 7.11
Resistenza di progetto in caso di rottura per sfilamento	NRd,p =	1751.0	[kN]		
Azione assiale massima di sfilamento nel singolo ancorante	Nsd =	170.00	[kN]		
Coefficiente di sfruttamento	**βN =**	10%	[-]		

Verifica soddisfatta

11.3.2.4 Rottura del cono di calcestruzzo

Per la verifica della rottura del cono di cls, si è affidata tutta l'azione alle barre di armatura integrativa. Saranno disposte n. 3.75 ϕ16 per ancorante con lunghezza di anoraggio media nel corpo di rottura almeno pari a 720 mm. Si effettua quindi la verfica delle armaure integrative sull'azione del tirafondo più sollecitato.

Per il cacolo del numero di barre efficaci per ancorante si è considerata il tirafondo più sollecitato e da lì si è proiettato il cono per vedere il numero di barre che il cono sarebbe andato ad interessare (n.29 barre di armatura). Considerando che nel cono sono presenti n. 8 tirafondi, il numero di barre efficaci a tirafondo risulta essere pari a 29/8= 3.75 barre.

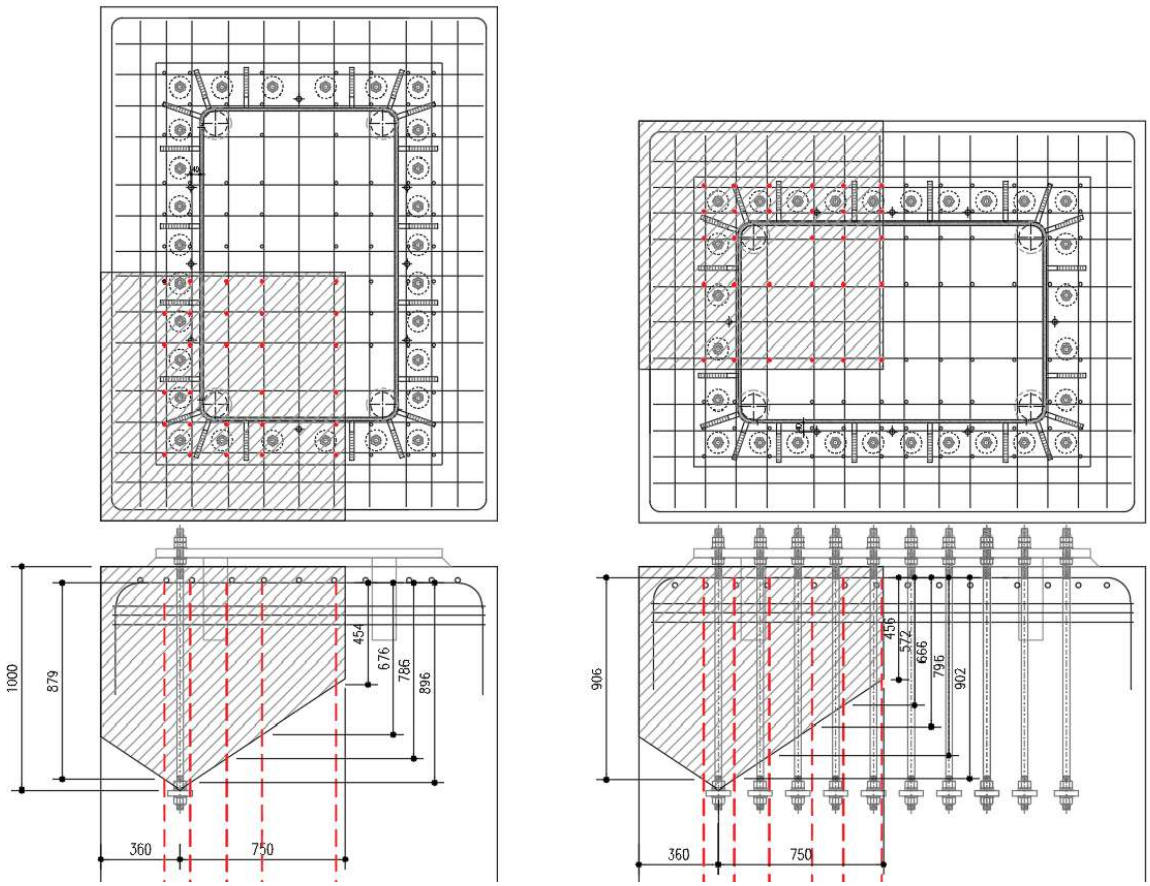


Figura 11-22. Dettaglio armature intergrative a trazione

T7 - ROTTURA DELL'ARMATURA SUPPLEMENTARE A TRAZIONE	Verifica applicabile:			Verifica richiesta	§7.2.1.9.1
Numero di barre efficaci per ancorante	nre =	3.6			
Diametro delle barre	Ø =	16	[mm]	Ø ≤ 16	
Area delle barre	As,re,i =	724			
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio	fyk =	450	[MPa]		
Resistenza allo snervamento caratteristica dell'armatura supplementare per un ancorante	NRk,re =	326	[kN]	NRk,re =Σas,re x fyk,re	formula 7.31
Coefficiente parziale di sicurezza	γM =	1.15	[-]		
Resistenza di progetto	NRd,cb =	283.24	[kN]		
Forza di trazione del singolo tirafondo	NEd =	170.0	[kN]		
Coefficiente di sfruttamento	**βN =**	**60%**	**[-]**		

T8 - ROTTURA DELL'ANCORAGGIO DELL'ARMATURA SUPPLEMENTARE A TRAZIO	Verifica applicabile:			Verifica richiesta	§7.2.1.9.2
Diametro delle barre	Ø =	16	[mm]		
Tensione tangenziale di aderenza acciaio calcestruzzo di progetto	fbd =	3.37	[MPa]		
Lunghezza dell'ancoraggio nel corpo di rottura	l1 =	720	[mm]	l1 = 720 ≥ 4Ø = 64	-
Azione sulle barre di ancoraggio	trazione =	si	[-]		✔
Forma della barra	forma =	altro	[-]		
Copriferro armatura supplementare	c =	50	[mm]		
Interferro	a =	200	[mm]		
	cd =	50	[mm]	min {a/2 ; c}	
Fattore di influenza 1 (UNI EN 1992-1-1)	α1 =	0.70	[-]		
Fattore di influenza 2 (UNI EN 1992-1-1)	α2 =	0.98	[-]		
Lunghezza corrispondente alla rottura contemporanea lato cls e lato acciaio	lcr =	1148	[mm]		
Resistenza iniziale di progetto dell'armatura supplementare prevista per un ancorante associato alla rottura dell'ancoraggio del cono di calcestruzzo	N°Rd,a =	78.68	[kN]	N°Rd,a = l1π Ø $f_{k,y}$/(α1 x α2) ≤ As,re fyk,re(1/γMs,re)	formula 7.33
Resistenza di progetto dell'armatura supplementare prevista per un ancorante associato alla rottura dell'ancoraggio del cono di calcestruzzo	NRd,a =	283.24	[kN]		
Forza di trazione del singolo tirafondo	NEd =	170.0	[kN]		
Coefficiente di sfruttamento	**βN =**	**60%**	**[-]**		

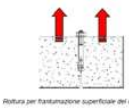
Verifica soddisfatta

11.3.2.5 Rottura per blow-out del calcestruzzo

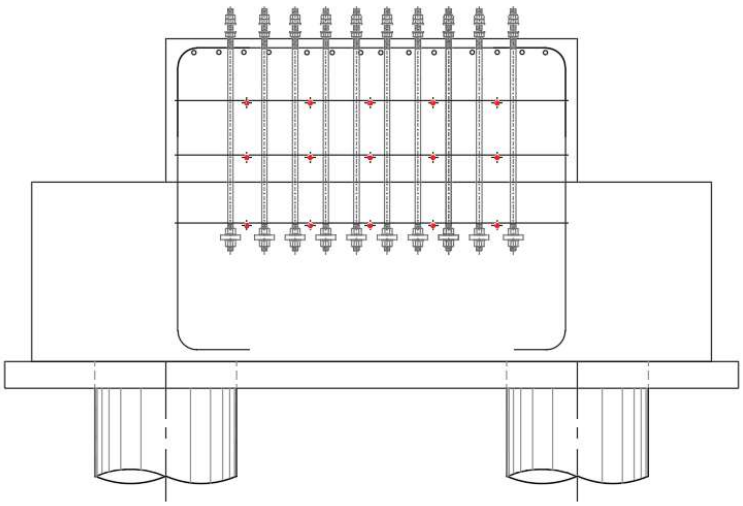
T6 - RESISTENZA ALL'ESPULSIONE DEL CLS (BLOW OUT)	*(N.B. verifica da condurre per ancoranti a piolo e meccanismi sottosquadro post-inseriti)*				§7.2.1.8
	Verifica applicabile:			Verifica richiesta	
Stato del calcestruzzo	fessurato =	no			
Coefficiente per calcestruzzo non fessurato	k5 =	12.2	[-]		
Distanza dell'asse del tirafondo dal bordo c1	c1 =	360	[mm]		
Distanza dell'asse del tirafondo dal bordo c2	c2 =	900	[mm]		
Interasse ancoraggi esterni	s2 =	280	[mm]		
Interasse minimo ammissibile (4d)	s min =	120	[mm]		
Diametro ancorante	d =	30	[mm]		
Area portante della testa dell'ancorante	Ah =	8796	[mm²]		
Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	fck =	35	[MPa]		
Area di riferimento proiettata per un singolo ancorante con una distanza dal bordo c1	A^0c,Nb =	2073600	[mm²]	(4 x c1)²	formula 7.27
Area effettiva di proiezione, limitata dalla sovrapposizione dei coni di rottura di ancoranti adiacenti (s≤4c1) e dalla prossimità ai bordi dell'elemento di calcestruzzo (c2≤2c1) o dallo spessore dell'elemento	Ac,Nb =	3312000	[mm²]	Ac,N /A0c,N = 1.597	*valore suggerito: 2073600*
Fattore che considera la distorsione della distribuzione delle sollecitazioni nel cls a causa della vicinanza di un bordo dell'elemento di cls	ψs,Nb =	1.00	[-]	con s2 = 280≤1440	formula 7.28
Fattore che considera l'effetto di gruppo di un numero di ancoranti n in una fila parallela al bordo	ψg,Nb =	1.00	[-]		formula 7.29
Fattore che considera l'effetto di gruppo quando differenti carichi di trazione agiscono sui singoli ancoranti del gruppo	ψec,Nb =	1.00	[-]	ψec,Nb = min{1; 1/[(1+2*eN/4c1)]	formula 7.30
Valore iniziale della resistenza caratteristica dell'ancorante, non influenzata da ancoranti adiacenti o da altri bordi	N^0Rk,cb =	2437.0	[kN]	N^0Rk,cb = k5 x c1 x √Ah x √fck	formula 7.26
Resistenza caratteristica dell'ancorante, non influenzata da ancoranti adiacenti o da altri bordi	NRk,cb =	3892.4	[kN]	$N_{Rk,cb}$ = $N_{0Rk,cb}$ x Ac,Nb/A0c,Nb (ψs,Nb ψg,Nb ψec,Nb)	formula 7.25
Resistenza di progetto	NRd,cb =	2594.9	[kN]		
Forza di trazione sul gruppo di tirafondi	NEd =	1110.0	[kN]		
Coefficiente di sfruttamento	**βN =**	**43%**	**[-]**		

11.3.2.6 Rottura per splitting

La verifica a rottura per splitting del calcestruzzo, valutata in accordo con quanto contenuto al §7.2.1.7 delle UNI EN 1992-4:2018 evidenzia la necessitò di specifica armatura supplementare per il suddetto meccanismo di rottura. Si riporta di seguito la verifica condotta per i tirafondi.

T5 - ROTTURA PER SPLITTING DEL CALCESTRUZZO (Concrete splitting failure)					§7.2.1.7
Coefficiente per calcestruzzo non fessurato	k4 =	0.5	[-]		
Spessore minimo dell'elemento di calcestruzzo	hmin =	1060	[mm]		
Spessore dell'elemento in calcestruzzo	H =	1800	[mm]		
Altezza di affondamento/ lunghezza tirafondo	hef =	1000	[mm]		
Interasse necessario per garantire la trasmissione della resistenza caratteristica a trazione di un singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo nel caso di cedimento per rottura del cono di calcestruzzo	Scr,Sp =	2720	[mm]	 Rottura per frantumazione superficiale del cls sotto carico	
Distanza del bordo necessaria per garantire la trasmissione della resistenza a trazione caratteristica di un singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo nel caso di cedimento per rottura del cono di calcestruzzo	Ccr,Sp =	1360	[mm]		
Area di calcestruzzo di un ancorante singolo senza effetti di interassi e distanza del bordo sulla superficie di calcestruzzo	$A^0_{c,N}$ =	7398400	[mm²]		
Area effettiva del cono di calcestruzzo di un ancorante sulla sperficie di calcestruzzo	Ac,N =	4140000	[mm²]	Ac,N /A0c,N = 0.56	*valore suggerito: 5059200*
Area di armatura necessaria in prossimità dei tasselli tesi per resistere alle forze di splitting	Σas,re =	**1418.3**	[mm²]	Σas,re = k4[ΣNEd/(fyk/γMs,re)]	formula 7.22
Non è richiesta alcuna verifica se è soddisfatta almeno una delle seguenti condizioni:					
Condizione b1	✖	condizione b1 non soddisfatta			
Condizione b2	✖	condizione b2 non soddisfatta			
		Verifica richiesta			
Fattore che considera la distribuzione non uniforme delle sollecitazioni nel calcestruzzo dovuta alla vicinanza dei bordi dall'elemento di calcestruzzo	ψS,N =	0.81	[-]		
Fattore che considera le sezioni densamente armate di calcestruzzo	ψre,N =	1.00	[-]	ψre,N = min{1;0.5hef/200)}	
Fattore che tiene conto dell'eccentricità del carico	ψec,N =	1.00	[-]	ψec,N = min{1; 1/[(1+2e1/Scr,sp)*(1+2e2/Scr,sp)}]	
Fattore che considera l'influenza della reale profondità di infissione	ψh,sp =	1.40	[-]	ψh,sp = (h/hmin)^2/3≤ max{1;hef+1.5c1/hmin)^2/3}≤2	formula 7.24
Valore iniziale della resistenza caratteristica dell'ancorante	$N^0_{Rk,sp}$ =	2376.0	[kN]	$N^0_{Rk,sp}$ = min{ N^0_{Rkc};N^0_{Rkp}}	
Resistenza caratteristica in caso di rottura del cono di calcestruzzo	NRk,sp =	1504.9	[kN]	$N_{Rk,sp} = N^0_{Rk,sp}$ x Ac,N/A0c,N (ψS,N ψre,N ψec,N ψh,sp)	formula 7.23
Resistenza di progetto	NRd,sp =	1003.2	[kN]		
Forza di trazione sul gruppo di tirafondi	NEd =	1110.0	[kN]	*attenzione! Se si dispone armatura si deve considerare cls*	
Coefficiente di sfruttamento	**βN =**	**111%**	**[-]**		
Numero di barre per ancorante per resistere alle forze di splitting	nbarre =	1			
Diametro delle barre	Ø =	16	[mm]	Ø ≤ 16	
Area delle barre	As,re,i =	201.1		✖	

L'armatura necessaria per resistere alle forze da splitting è pari a 1418 mm². Tale armatura, disposta in maniera uniforme lungo lo sviluppo del tirafondo, è composta da n.3 maglie di 5 ϕ16 in entrambe le direzioni (3015 mm²).

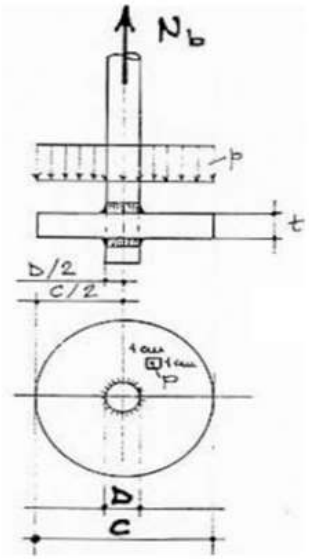


Verifica soddisfatta

11.3.2.7 Rottura della rosetta

Resistenza tirafondo con piastra di bloccaggio

	Geometria piastra di bloccaggio e tirafondo		
C_{pb}	*Diametro piastra di bloccaggio*	110.0	mm
t	*Spessore piastra*	25.0	mm
t_{min}	*Spessore minimo piastra*	20.46	mm
$A_{c0,pb}$	*Area lorda piastra di bloccaggio*	9503.32	mm^2
D	*Diamtero tirafondo*	30.0	mm
C/D	*Rapporto tra diametro rosetta/diametro tirafon*	3.67	-
A	*Area sezione filettata*	561.00	
	Coeff. di sicurezza		
γ_C	*Coeff. di sicurezza cls*	1.50	
α_C	*Coeff. di sciurezza a lungo termine cls*	0.85	
γ_{M1}	*Coeff. sicurezza acciaio piastre*	1.05	
γ_{M2}	*Coeff. sicurezza acciaio collegamenti*	1.25	
	Materiali impiegati		
R_{ck}	*Resistenza caratteristica cubica*	45.0	Mpa
f_{ck}	*Resistenza caratteristica cilindrica*	37.4	Mpa
f_{cd}	*Resistenza di progetto cilindrica*	21.2	Mpa
f_{yk}	*tensione caratteristica di snervamento piastra*	355.0	Mpa
f_{tk}	*tensione caratteristica di rottura tirafondo*	800.0	Mpa
f_{ud}	*tensioneultima di progetto*	640.0	Mpa
$M_{pl,1,Rd}$	*Momento plastico della piastra*	5811012	Nmm
p	*pressione sulla rosetta*	19.28	Mpa
	Modalità di rottura		
$F_{T,1\text{-}2,Rd}$	***Resistenza per flessione della piastra***	**253.9**	**kN**
$F_{t,pb,Rd}$	***Resistenza contatto piastra di bloccaggio***	**186.2**	**kN**
$F_{t,Rd}$	***Resistenza Tirafondo***	**323.1**	**kN**
F_{Rd}	**Resistenza ultima**	**186.2**	**kN**
	Verifica		
F_{Ed}	**Azione di trazione**	**170**	**kN**
CS	F_{Rd}/F_{Ed}	**1.10**	**>1**



Verifica soddisfatta

11.4 Verifiche a fatica

11.4.1 Verifica a fatica delle chiavi di taglio

La verifica a fatica per le sezioni saldate viene condotta con riferimento alla saldatura tra chiave di taglio e piastra di base. I dettagli di fatica assunti sono i segeunti:

Chiave di taglio Tensione normale σ: Classe 160

Chiave di taglio Tensione tangenziali τ: Classe 100

Saldatura tensione tangenziale τ: Classe 80

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
36*		Giunti a croce o a T 3) Lesione alla radice della saldatura in giunti a T a cordoni d'angolo, a parziale penetrazione e a parziale penetrazione equivalente alla piena penetrazione	Nelle saldature a parziale penetrazione sono richieste due verifiche: la prima riguardo alle lesioni alla radice della saldatura deve essere riferita alla classe 36* per $\Delta\sigma$ e alla classe 80 per $\Delta\tau$, la seconda riguardo alle lesioni al piede della saldatura nel piatto caricato deve essere riferita alle classi dei dettagli 1 e 2 della presente tabella Il disallineamento dei piatti caricati non deve superare il 15% dello spessore della piastra intermedia

Tabella C4.2.XII.b - *Dettagli costruttivi per prodotti laminati e estrusi e loro classificazione ($\Delta\tau$)*

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
100		6) e 7) Prodotti laminati e estrusi (come quelli di tabella C4.2.XVI.a) soggetti a tensioni tangenziali	$\Delta\tau$ calcolati con $\Delta\tau = \frac{\Delta V \cdot S(t)}{I \cdot t}$

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
160 140(1)		Prodotti laminati e estrusi 1) Lamiere e piatti laminati; 2) Lamiere e piatti; 3) Profili cavi senza saldatura, rettangolari e circolari	Difetti superficiali e di laminazione e spigoli vivi devono essere eliminati mediante molatura

Si riporta di seguito l'azione alla base data dal vento caratteristico e la distribuzione di tagli che genera sulle chiavi:

Taglio trasversale $F_x = 0\ kN$

Taglio longitudinale $F_y = 92.8 kN$

Momento torcente $M_z = 916\ kNm$

nb	X	Y	x^2+y^2	F_{xv}	F_{yv}	F_x	F_y	V_{ed}
1	-380	630	541300	0	23.19	160.9	-243.6	291.95
2	380	630	541300	0	23.19	-160.9	-243.6	291.95
3	380	-630	541300	0	23.19	-160.9	290.0	331.64
4	-380	-630	541300	0	23.19	160.9	290.0	331.64

VERIFICA A DANNEGGIAMENTO PER L'AZIONE DEL VENTO - CHIAVI DI TAGLIO - SIGMA

Geometria chiave di taglio

d_cht	mm	110	Diametro chiave di taglio	ok
Wel_cht	mm2	130670.62	Modulo resistente elastico chiave di taglio	ok
la	mm	115.00	Eccentricità azione di taglio	ok

Azioni sollecitanti e precarico

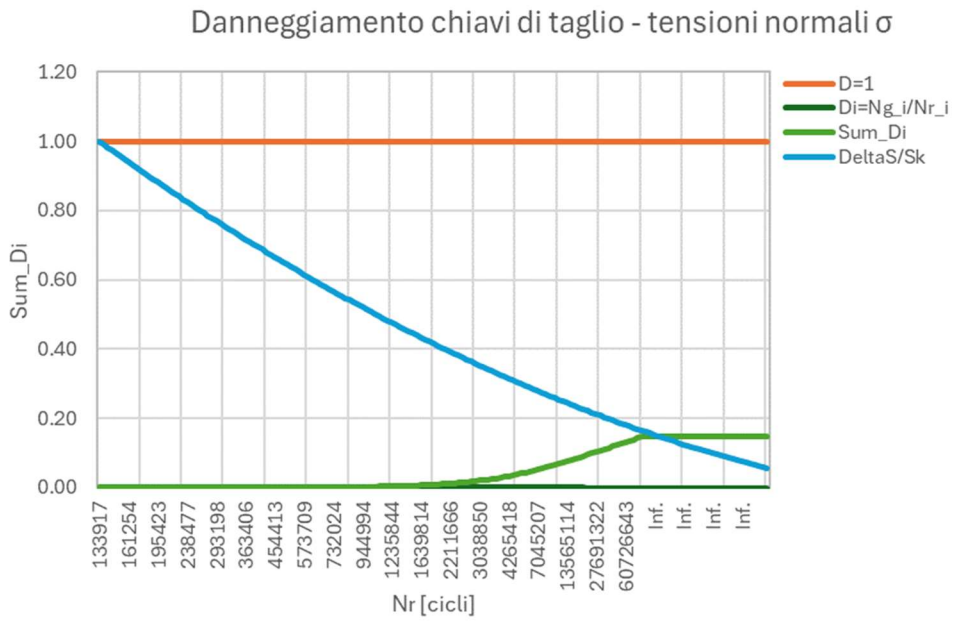
Ved	kN	**332**	Azioni tagliante comb.RARA	ok
Med	kNm	**38.138**	Azione flettente comb.RARA	ok

Parametri verifica a danneggiamento

Sk	MPa	291.87	Tensione caratteristica per effetto del vento Sk = Med/Wel
γMf	-	**1.35**	Coefficiente di sicurezza per fatica
$\Delta\sigma$c	MPa	**160**	Classe del dettaglio di fatica
$\Delta\sigma$c,r	MPa	118.519	Classe del dettaglio di fatica ridotto: $\Delta\sigma c,r = \Delta\sigma c/\gamma Mf$
$\Delta\sigma$d	MPa	87.348	Limite di fatica ad ampiezza costante N=5x10^6: $\Delta\sigma d = 0{,}737\Delta\sigma c$
$\Delta\sigma$L	MPa	47.954	Limite di fatica per N>10^8 : $\Delta\sigma L = 0{,}549\Delta\sigma d$
μ	-	**3**	Esponente curve S-N
μ+2	-	5	Esponente curve S-N
N1	-	2000000	Numero di cicli calcolo resistenza a fatica del dettaglio
N2	-	5000000	Numero di cicli per limite di fatica ad ampiezza costante
N3	-	100000000	Numero di cicli limite per i cacoli di fatica

D= 0.1470 <1

Nel grafico seguente si osserva che il danno cumulato risulta sempre inferiore all'unità:



VERIFICA A DANNEGGIAMENTO PER L'AZIONE DEL VENTO - CHIAVI DI TAGLIO - TAU

Geometria chiave di taglio

d_cht	mm	110	Diametro chiave di taglio
Av	mm2	7127.49	Area di taglio profilo

Azioni sollecitanti e precarico

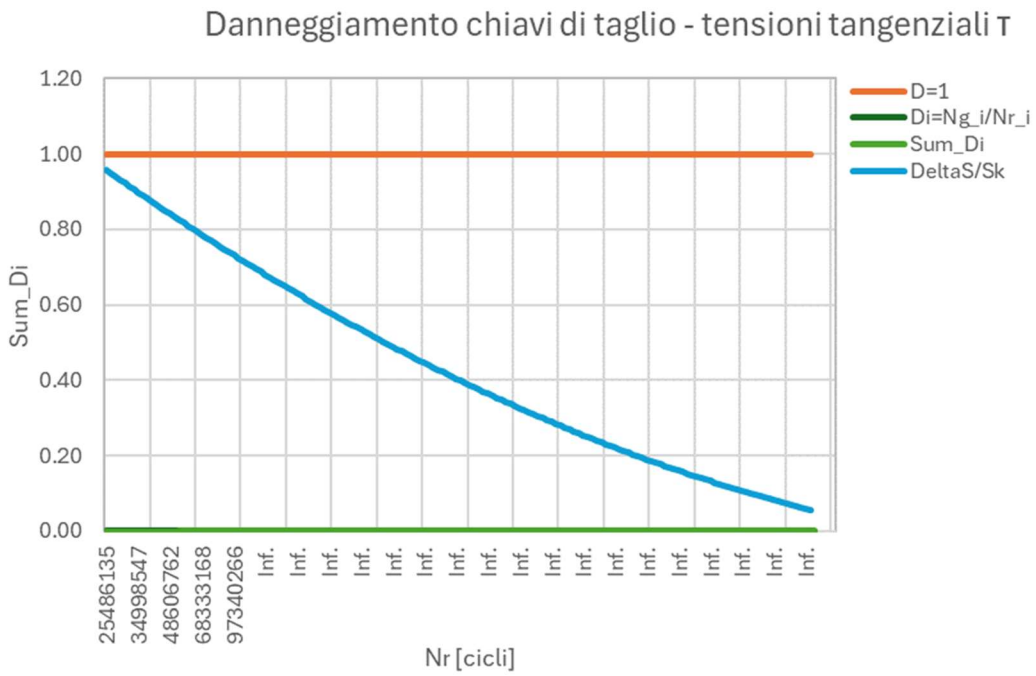
Ved	kN	**332**	Azioni tagliante comb.RARA

Parametri verifica a danneggiamento

Sk	MPa	46.53	Tensione tangenziale caratteristica per effetto del vento Sk = Ved/Av
γMf	-	**1.35**	Coefficiente di sicurezza per fatica
$\Delta\tau c$	MPa	**100**	Classe del dettaglio di fatica
$\Delta\tau c,r$	MPa	74.074	Classe del dettaglio di fatica ridotto: $\Delta\tau c,r = \Delta\tau c/\gamma Mf$
$\Delta\tau L$	MPa	33.852	Limite di fatica per N>10^8 : $\Delta\sigma L = 0{,}457\Delta\tau d$
μ	-	**5**	Esponente curve S-N
N1	-	2000000	Numero di cicli calcolo resistenza a fatica del dettaglio
N2	-	100000000	Numero di cicli per limite di fatica ad ampiezza costante

D=0.00000078< 1

Nel grafico seguente si osserva che il danno cumulato risulta sempre inferiore all'unità:



VERIFICA A DANNEGGIAMENTO PER L'AZIONE DEL VENTO - saldatura - TAU

Geometria chiave di taglio

d_cht	mm	110	Diametro chiave di taglio	ok
Av	mm2	3511.27	Area di taglio della saldatura	ok

Azioni sollecitanti e precarico

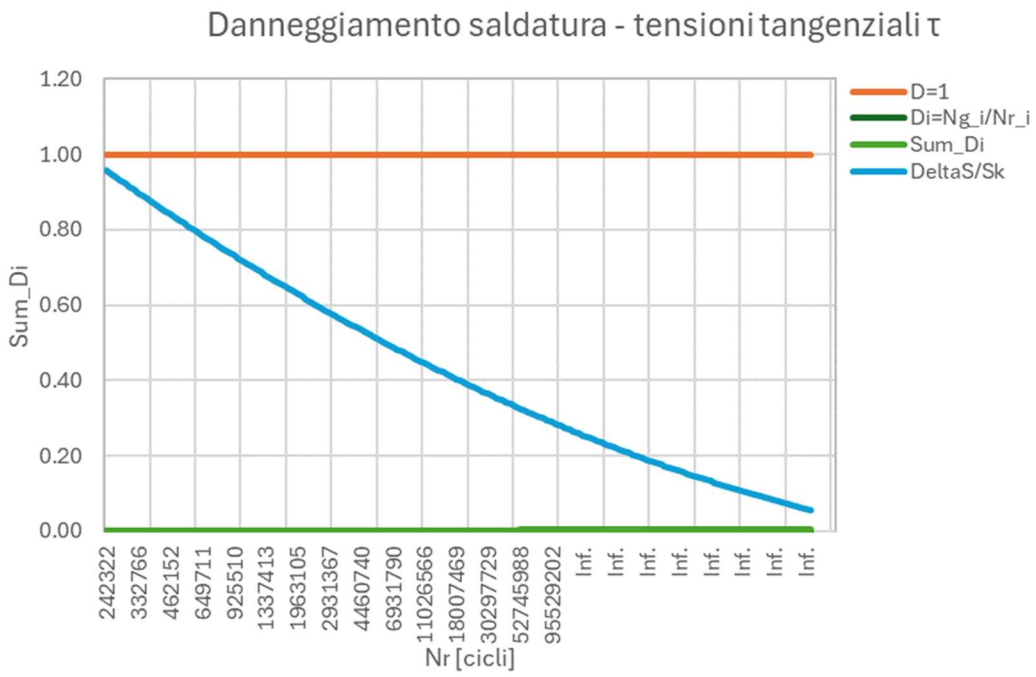
Ved	kN	**332**	Azioni tagliante comb.RARA	ok

Parametri verifica a danneggiamento

Sk	MPa	94.45	Tensione tangenziale caratteristica per effetto del vento Sk = Ved/Av
γMf	-	**1.35**	Coefficiente di sicurezza per fatica
$\Delta\tau c$	MPa	**80**	Classe del dettaglio di fatica
$\Delta\tau c,r$	MPa	59.259	Classe del dettaglio di fatica ridotto: $\Delta\tau c,r = \Delta\tau c/\gamma Mf$
$\Delta\tau L$	MPa	27.081	Limite di fatica per N>10^8 : $\Delta\sigma L = 0{,}457\Delta\tau d$
μ	-	**5**	Esponente curve S-N
N1	-	2000000	Numero di cicli calcolo resistenza a fatica del dettaglio
N2	-	100000000	Numero di cicli per limite di fatica ad ampiezza costante

D=0.0045 <1

Nel grafico seguente si osserva che il danno cumulato risulta sempre inferiore all'unità:



VERIFICA A FATICA			
Danneggiamento per flessione			
D_sigma <= 1	0.14703	-	Danneggiamento cumulato azione Med (vedere Verifica_D_Chiave_Taglio)

VERIFICA A FATICA			
Danneggiamento per taglio chiave di taglio			
D_sigma <= 1	0.0000008	-	Danneggiamento cumulato azione Ved (vedere Verifica_D_Profilo)

VERIFICA A FATICA			
Danneggiamento per taglio saldatura			
D_sigma <= 1	0.0044843	-	Danneggiamento cumulato azione Ved (vedere Verifica_D_saldature)

Le verifiche risultano soddisfatte.

Per quanto riguarda le verifiche a fatica dovute al buffeting, si segnala che le azioni sono molto inferiori rispetto alle azioni da vento, portando valori di danneggiamento pari a 0.

11.4.2 Verifica a fatica delle giunzioni bullonate

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

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

I valori della variazione di tensione a rottura per fatica, corrispondenti a $2x10^6$ cicli, sono determinati in ottemperanza a quanto disposto in EN 1993-1-9; prospetti 8.1-8.10.

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

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

11.4.2.1 *Verifica a fatica bullonatura Sez A*

Si riportano di seguito le azioni di trazione e taglio generate dal vento in combinazione caratteristica:

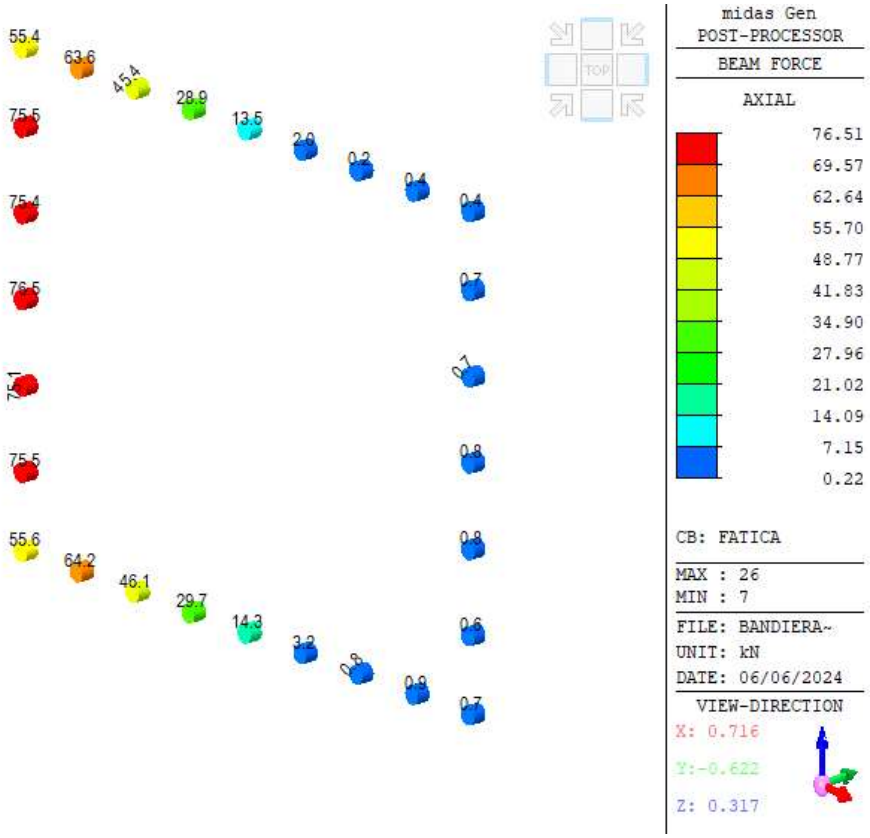


Figura 11-23 – Azioni di trazione nei bulloni per effetto del vento

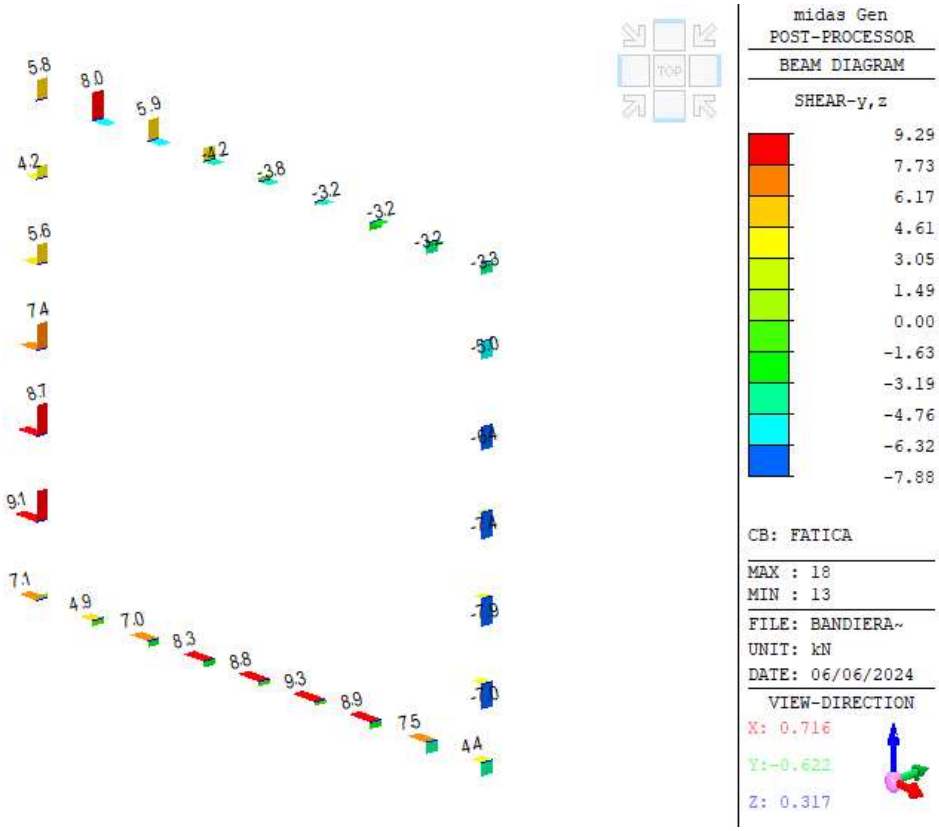
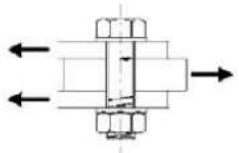


Figura 11-24 – Azione di taglio nei bulloni per effetto del vento

Come si può osservare l'azione di trazione nei bulloni è largamente inferiore al valore del precarico, pari a 314 kN; quindi, non si potranno generare Δσ per tale azione e quindi la verifica a fatica per azioni normali risulta soddisfatta per vita illimitata.

Per quanto riguarda l'azione di taglio, l'azione di taglio combinata sul bullone più caricato è pari a 9.9 kN. Con riferimento al dettaglio di fatica a taglio dei bulloni Classe 100 si riporta di seguito la verifca a danneggiamento.

Tabella C4.2.XII.c - *Bulloni sollecitati a taglio (Δτ)*

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
100	(15) 	15) Bulloni sollecitati a taglio su uno o due piani non interessanti la parte filettata. - Bulloni calibrati - Bulloni normali di grado 5.6, 8.8 e 10.9 e assenza di inversioni di carico	Δτ calcolati in riferimento all'area del gambo

VERIFICA A DANNEGGIAMENTO PER L'AZIONE DEL VENTO - CHIAVI DI TAGLIO - TAU

Geometria chiave di taglio

d_cht	mm	30	Diametro chiave di taglio	ok
Av	mm2	420.75	Area di taglio del bullone	ok

Azioni sollecitanti e precarico

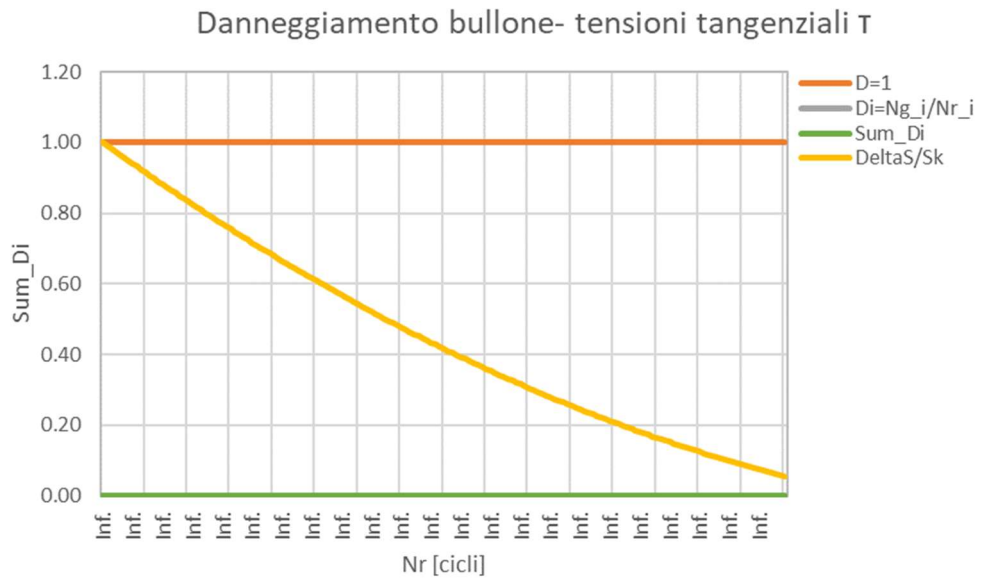
Ved	kN	**9.29**	Azioni tagliante comb.RARA	ok

Parametri verifica a danneggiamento

Sk	MPa	22.08	Tensione tangenziale caratteristica per effetto del vento Sk = Ved/Av
γMf	-	**1.35**	Coefficiente di sicurezza per fatica
$\Delta\tau c$	MPa	**100**	Classe del dettaglio di fatica
$\Delta\tau c,r$	MPa	74.074	Classe del dettaglio di fatica ridotto: $\Delta\tau c,r = \Delta\tau c/\gamma Mf$
$\Delta\tau L$	MPa	33.852	Limite di fatica per N>10^8 : $\Delta\sigma L = 0{,}457\Delta\tau d$
m	-	**5**	Esponente curve S-N
N1	-	2000000	Numero di cicli calcolo resistenza a fatica del dettaglio
N2	-	100000000	Numero di cicli per limite di fatica ad ampiezza costante

D= 0.000000 < 1

Nel grafico seguente si osserva che il danno cumulato risulta sempre inferiore all'unità:



Le verifiche risultano soddisfatte.

Per quanto riguarda le verifiche a fatica dovute al buffeting, si segnala che le azioni sono molto inferiori rispetto alle azioni da vento, portando valori di danneggiamento pari a 0.

11.4.2.2 *Verifica a fatica Nervature e profilo Sez A*

Si riportano di seguito le tensioni agenti sulle nervature e sul profilo per l'azione da cento caratteristica.

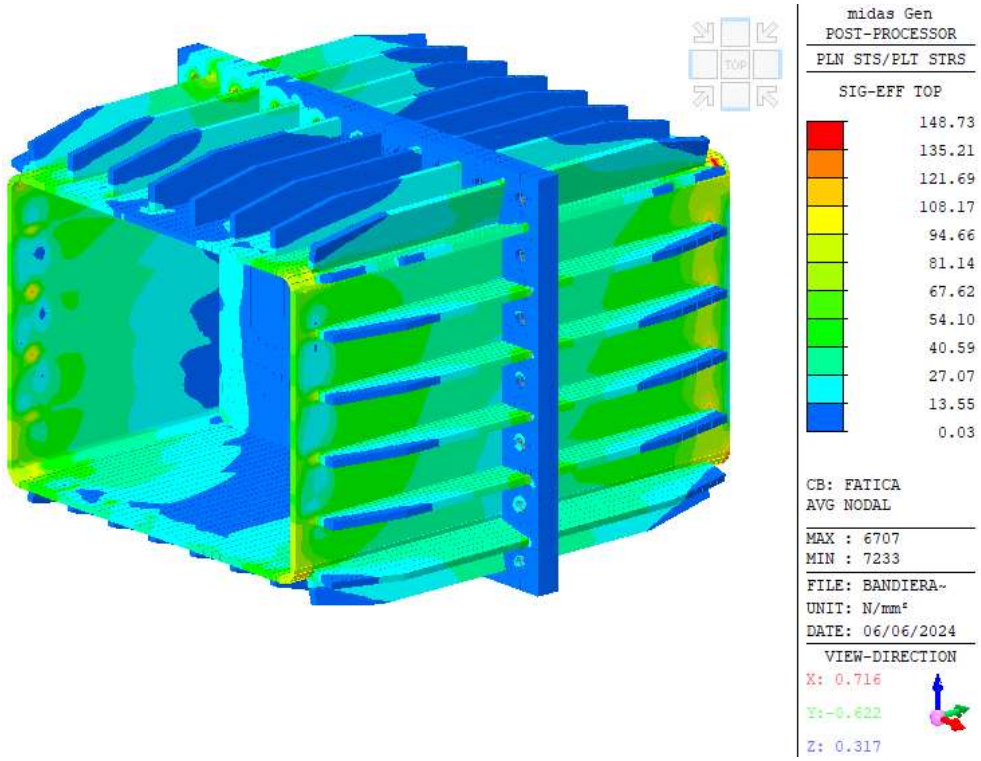


Figura 11-25 – Tensioni sui profili

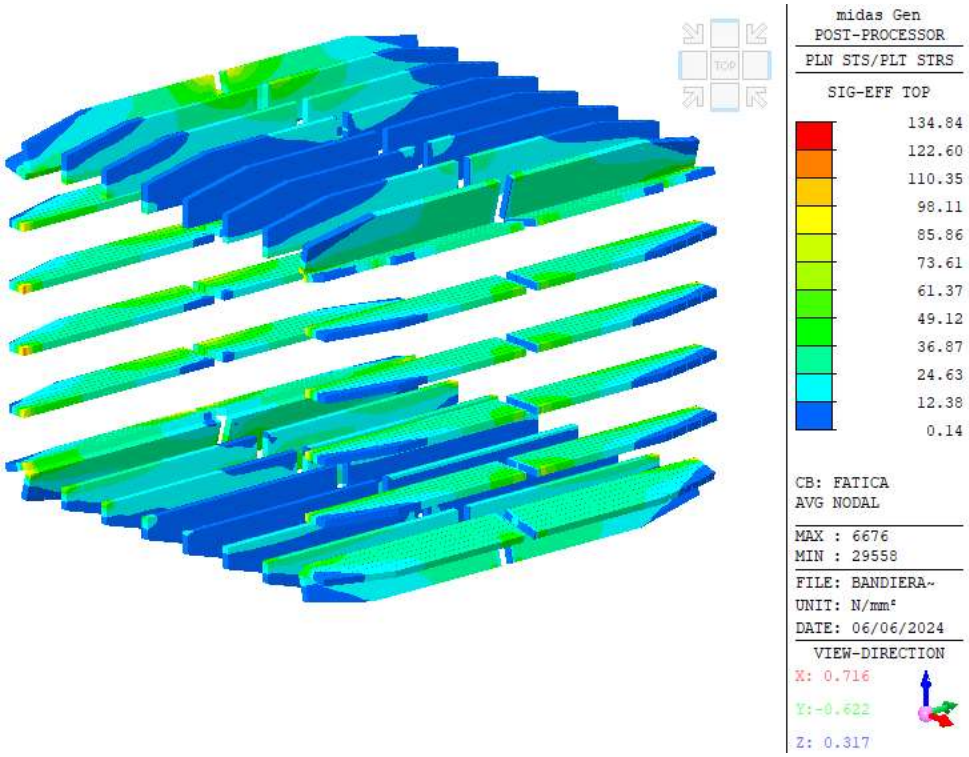
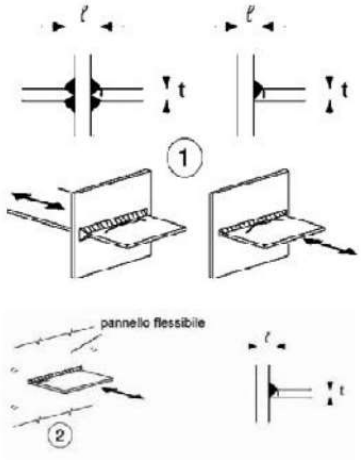


Figura 11-26 – Tensioni sulle nervature

Con riferimento alla classe di dettaglio 160 per il profilo e 80 per le nervature si effettuano le verifiche a danneggiamento.

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
160 140(1)		Prodotti laminati e estrusi 1) Lamiere e piatti laminati; 2) Lamiere e piatti; 3) Profili cavi senza saldatura, rettangolari e circolari	Difetti superficiali e di laminazione e spigoli vivi devono essere eliminati mediante molatura

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
80 (a) 71 (b) 63 (c) 56 (d) 50 (e) 45 (f) 40 (g)		Giunti a croce o a T 1) Lesioni al piede della saldatura in giunti a piena penetrazione o a parziale penetrazione 2) Lesione al piede della saldatura a partire dal bordo del piatto caricato, in presenza di picchi locali di tensione nelle parti terminali della saldatura dovuti alla deformabilità del pannello (a) $\ell \leq 50$ mm e t qualsiasi (b) $50 < \ell \leq 80$ mm e t qualsiasi (c) $80 < \ell \leq 100$ mm e t qualsiasi (d) $100 < \ell \leq 120$ mm e t qualsiasi (d) $\ell > 120$ mm e $t \leq 20$ mm (e) $120 < \ell \leq 200$ mm e $t > 20$ mm (e) $\ell > 200$ mm e $20 < t \leq 30$ mm (f) $200 < \ell \leq 300$ mm e $t > 30$ mm (f) $\ell > 300$ mm e $30 < t \leq 50$ mm (g) $\ell > 300$ mm e $t > 50$ mm	1) Il giunto deve essere controllato: le discontinuità e i disallineamenti devono essere conformi alle tolleranze della UNI EN 1090 2) Nel calcolo di $\Delta\sigma$ si deve far riferimento al valore di picco delle tensioni, mediante un opportuno fattore di concentrazione degli sforzi k_f 1) e 2) Il disallineamento dei piatti caricati non deve superare il 15% dello spessore della piastra intermedia

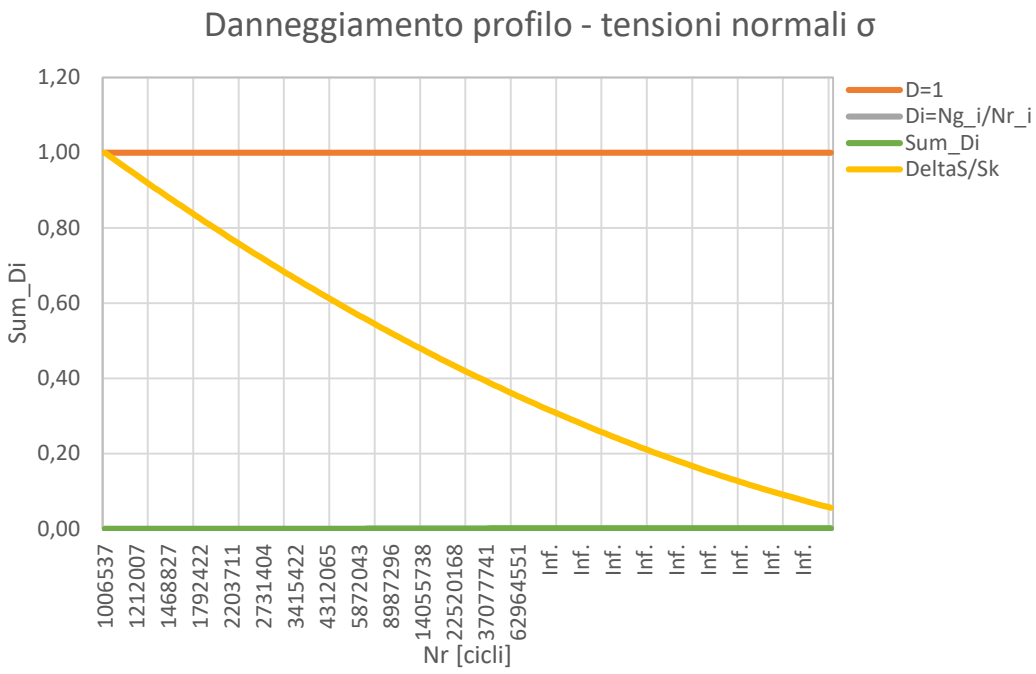
VERIFICA A DANNEGGIAMENTO PER L'AZIONE DEL VENTO - profilo - SIGMA

Parametri verifica a danneggiamento

Sk	MPa	149.00	Tensione caratteristica per effetto del vento Sk = Med/Wel
γMf	-	**1.35**	Coefficiente di sicurezza per fatica
$\Delta\sigma$c	MPa	**160**	Classe del dettaglio di fatica
$\Delta\sigma$c,r	MPa	118.519	Classe del dettaglio di fatica ridotto: $\Delta\sigma c,r = \Delta\sigma c/\gamma Mf$
$\Delta\sigma$d	MPa	87.348	Limite di fatica ad ampiezza costante N=5x10^6: $\Delta\sigma d = 0{,}737\Delta\sigma c$
$\Delta\sigma$L	MPa	47.954	Limite di fatica per N>10^8 : $\Delta\sigma L = 0{,}549\Delta\sigma d$
m	-	**3**	Esponente curve S-N
m+2	-	5	Esponente curve S-N
N1	-	2000000	Numero di cicli calcolo resistenza a fatica del dettaglio
N2	-	5000000	Numero di cicli per limite di fatica ad ampiezza costante
N3	-	100000000	Numero di cicli limite per i cacoli di fatica

D=0.0018 <1

Nel grafico seguente si osserva che il danno cumulato risulta sempre inferiore all'unità:



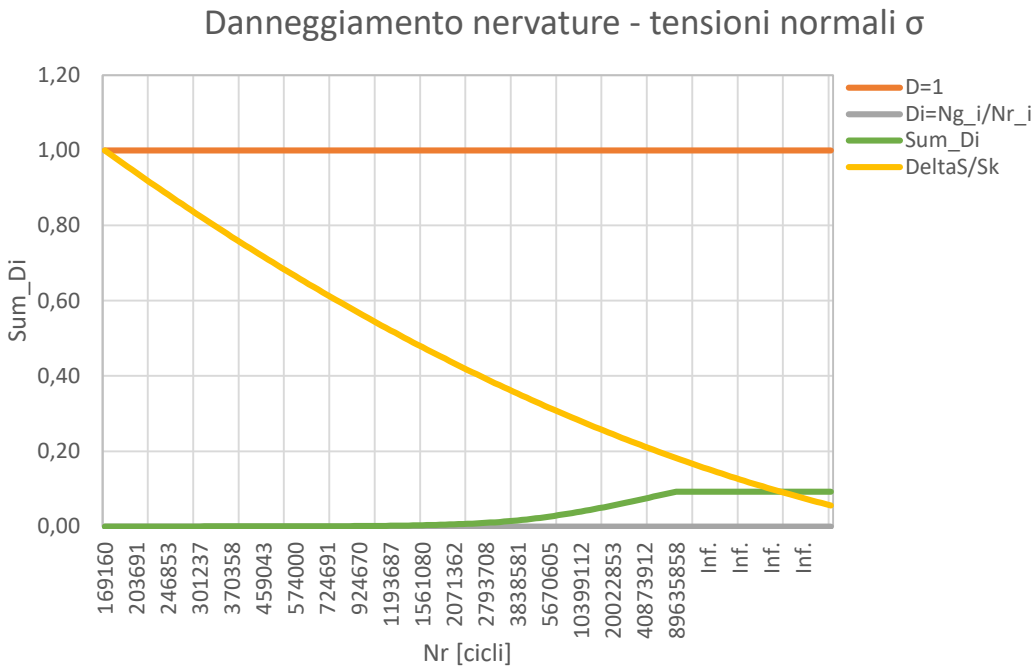
VERIFICA A DANNEGGIAMENTO PER L'AZIONE DEL VENTO - nervature - SIGMA

Parametri verifica a danneggiamento

Sk	MPa	135.00	Tensione caratteristica per effetto del vento Sk = Med/Wel
γMf	-	**1.35**	Coefficiente di sicurezza per fatica
$\Delta\sigma$c	MPa	**80**	Classe del dettaglio di fatica
$\Delta\sigma$c,r	MPa	59.259	Classe del dettaglio di fatica ridotto: $\Delta\sigma c,r = \Delta\sigma c/\gamma Mf$
$\Delta\sigma$d	MPa	43.674	Limite di fatica ad ampiezza costante N=5x10^6: $\Delta\sigma d = 0{,}737\Delta\sigma c$
$\Delta\sigma$L	MPa	23.977	Limite di fatica per N>10^8 : $\Delta\sigma L = 0{,}549\Delta\sigma d$
m	-	**3**	Esponente curve S-N
m+2	-	5	Esponente curve S-N
N1	-	2000000	Numero di cicli calcolo resistenza a fatica del dettaglio
N2	-	5000000	Numero di cicli per limite di fatica ad ampiezza costante
N3	-	100000000	Numero di cicli limite per i cacoli di fatica

D=0.0928 < 1

Nel grafico seguente si osserva che il danno cumulato risulta sempre inferiore all'unità:



Le verifiche risultano soddisfatte.

Per quanto riguarda le verifiche a fatica dovute al buffeting, si segnala che le azioni sono molto inferiori rispetto alle azioni da vento, portando valri di danneggiamento pari a 0.

11.4.2.3 *Verifica a fatica bullonatura Sez B*

Si riportano di seguito le azioni di trazione e taglio generate dal vento in combinazione caratteristica:

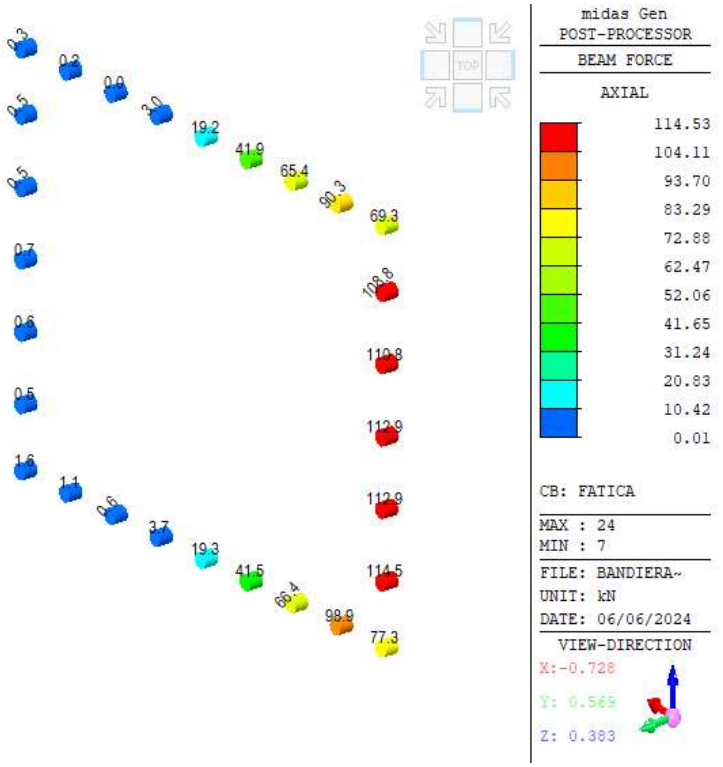


Figura 11-27 – Azioni di trazione nei bulloni per effetto del vento

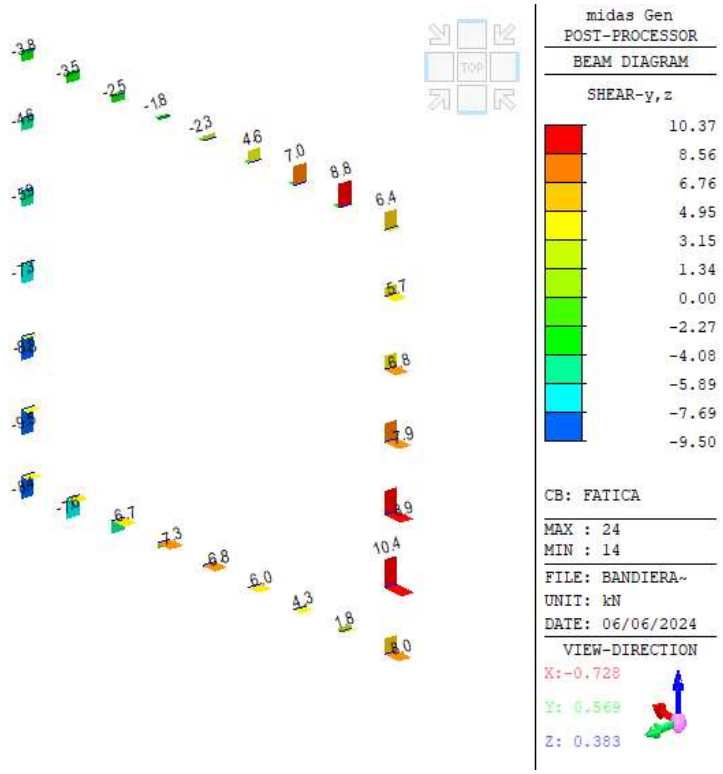
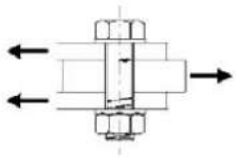


Figura 11-28 – Azione di taglio nei bulloni per effetto del vento

Come si può osservare l'azione di trazione nei bulloni è largamente inferiore al valore del precarico, pari a 314 kN; quindi, non si potranno generare Δσ per tale azione e quindi la verifica a fatica per azioni normali risulta soddisfatta per vita illimitata.

Per quanto riguarda l'azione di taglio, l'azione di taglio combinata sul bullone più caricato è pari a 14.70 kN. Con riferimento al dettaglio di fatica a taglio dei bulloni Classe 100 si riporta di seguito la verifca a danneggiamento.

Tabella C4.2.XII.c - *Bulloni sollecitati a taglio (Δτ)*

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
100	15 	15) Bulloni sollecitati a taglio su uno o due piani non interessanti la parte filettata. - Bulloni calibrati - Bulloni normali di grado 5.6, 8.8 e 10.9 e assenza di inversioni di carico	Δτ calcolati in riferimento all'area del gambo

VERIFICA A DANNEGGIAMENTO PER L'AZIONE DEL VENTO - bulloni - TAU

Geometria chiave di taglio

D	mm	30	Diametro chiave di taglio	ok
Av	mm2	420.75	Area di taglio del bullone	ok

Azioni sollecitanti e precarico

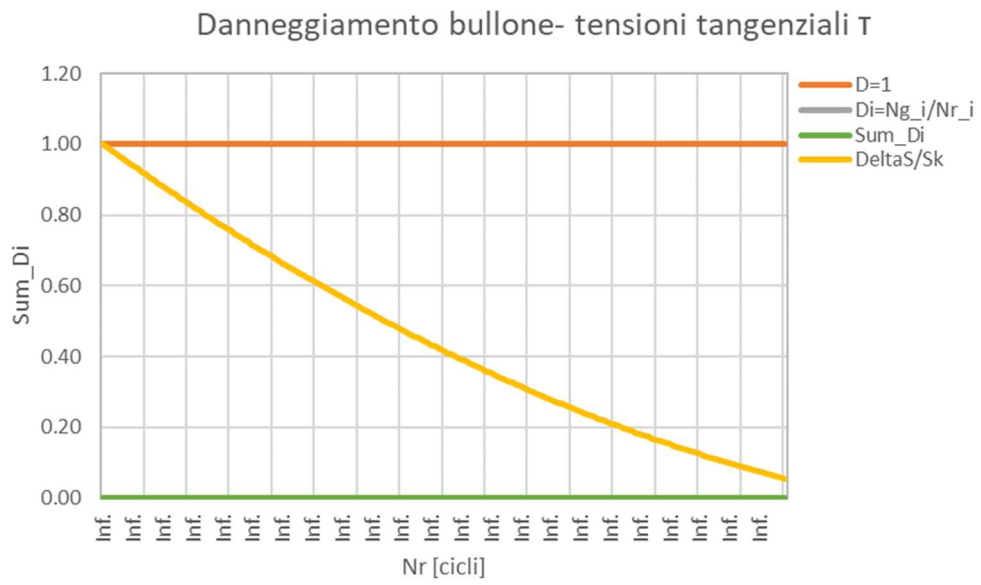
Ved	kN	**14.700**	Azioni tagliante comb.RARA	ok

Parametri verifica a danneggiamento

Sk	MPa	34.94	Tensione tangenziale caratteristica per effetto del vento Sk = Ved/Av
γMf	-	**1.35**	Coefficiente di sicurezza per fatica
$\Delta\tau c$	MPa	**100**	Classe del dettaglio di fatica
$\Delta\tau c,r$	MPa	74.074	Classe del dettaglio di fatica ridotto: $\Delta\tau c,r = \Delta\tau c/\gamma Mf$
$\Delta\tau L$	MPa	33.852	Limite di fatica per N>10^8 : $\Delta\sigma L = 0{,}457\Delta\tau d$
m	-	**5**	Esponente curve S-N
N1	-	2000000	Numero di cicli calcolo resistenza a fatica del dettaglio
N2	-	100000000	Numero di cicli per limite di fatica ad ampiezza costante

D= 0.000000 < 1

Nel grafico seguente si osserva che il danno cumulato risulta sempre inferiore all'unità:



Le verifiche risultano soddisfatte.

Per quanto riguarda le verifiche a fatica dovute al buffeting, si segnala che le azioni sono molto inferiori rispetto alle azioni da vento, portando valori di danneggiamento pari a 0.

11.4.2.4 *Verifica a fatica Nervature e profilo Sez B*

Si riportano di seguito le tensioni agenti sulle nervature e sul profilo per l'azione da cento caratteristica.

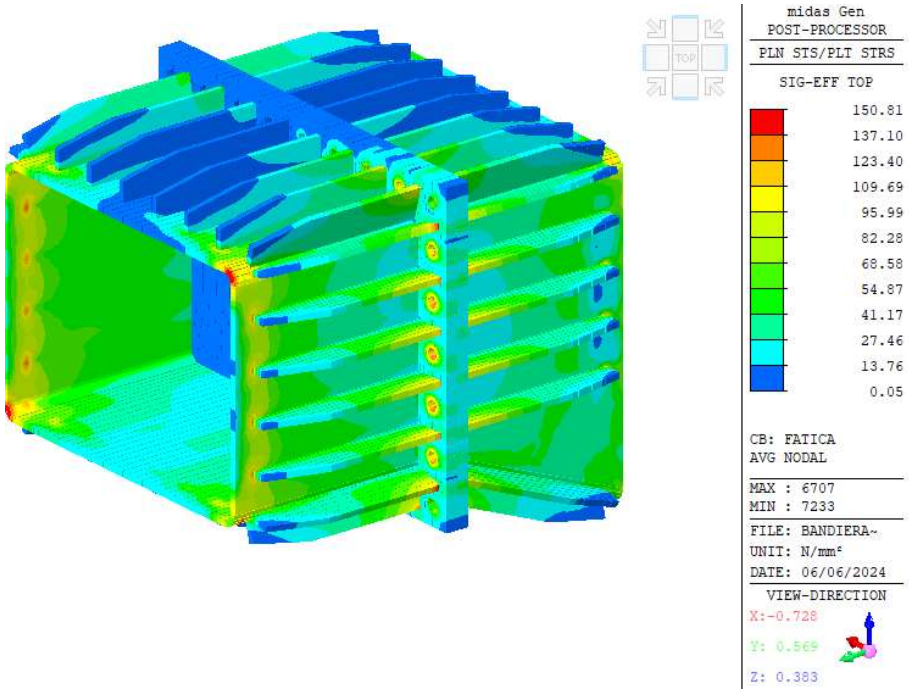


Figura 11-29 – Tensioni sui profili

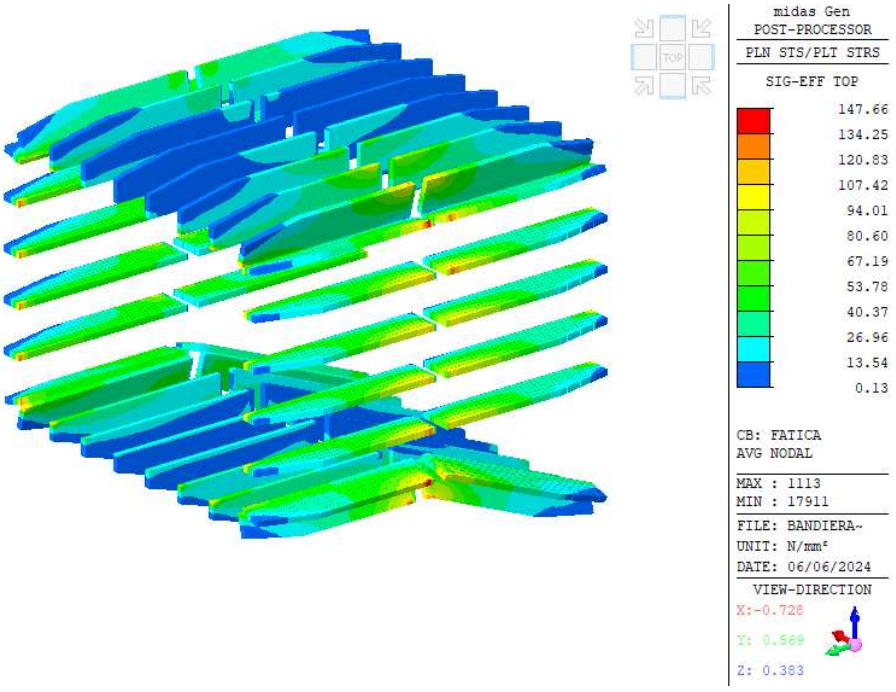
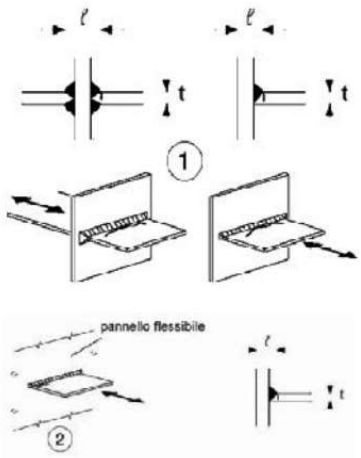


Figura 11-30 – Tensioni sulle nervature

Con riferimento alla classe di dettaglio 160 per il profilo e 80 per le nervature si effettuano le verifiche a danneggiamento.

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
160 140(1)		Prodotti laminati e estrusi 1) Lamiere e piatti laminati; 2) Lamiere e piatti; 3) Profili cavi senza saldatura, rettangolari e circolari	Difetti superficiali e di laminazione e spigoli vivi devono essere eliminati mediante molatura

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
80 (a) 71 (b) 63 (c) 56 (d) 50 (e) 45 (f) 40 (g)		Giunti a croce o a T 1) Lesioni al piede della saldatura in giunti a piena penetrazione o a parziale penetrazione 2) Lesione al piede della saldatura a partire dal bordo del piatto caricato, in presenza di picchi locali di tensione nelle parti terminali della saldatura dovuti alla deformabilità del pannello (a) $\ell \leq 50$ mm e t qualsiasi (b) $50 < \ell \leq 80$ mm e t qualsiasi (c) $80 < \ell \leq 100$ mm e t qualsiasi (d) $100 < \ell \leq 120$ mm e t qualsiasi (d) $\ell > 120$ mm e $t \leq 20$ mm (e) $120 < \ell \leq 200$ mm e $t > 20$ mm (e) $\ell > 200$ mm e $20 < t \leq 30$ mm (f) $200 < \ell \leq 300$ mm e $t > 30$ mm (f) $\ell > 300$ mm e $30 < t \leq 50$ mm (g) $\ell > 300$ mm e $t > 50$ mm	1) Il giunto deve essere controllato: le discontinuità e i disallineamenti devono essere conformi alle tolleranze della UNI EN 1090 2) Nel calcolo di $\Delta\sigma$ si deve far riferimento al valore di picco delle tensioni, mediante un opportuno fattore di concentrazione degli sforzi k_f 1) e 2) Il disallineamento dei piatti caricati non deve superare il 15% dello spessore della piastra intermedia

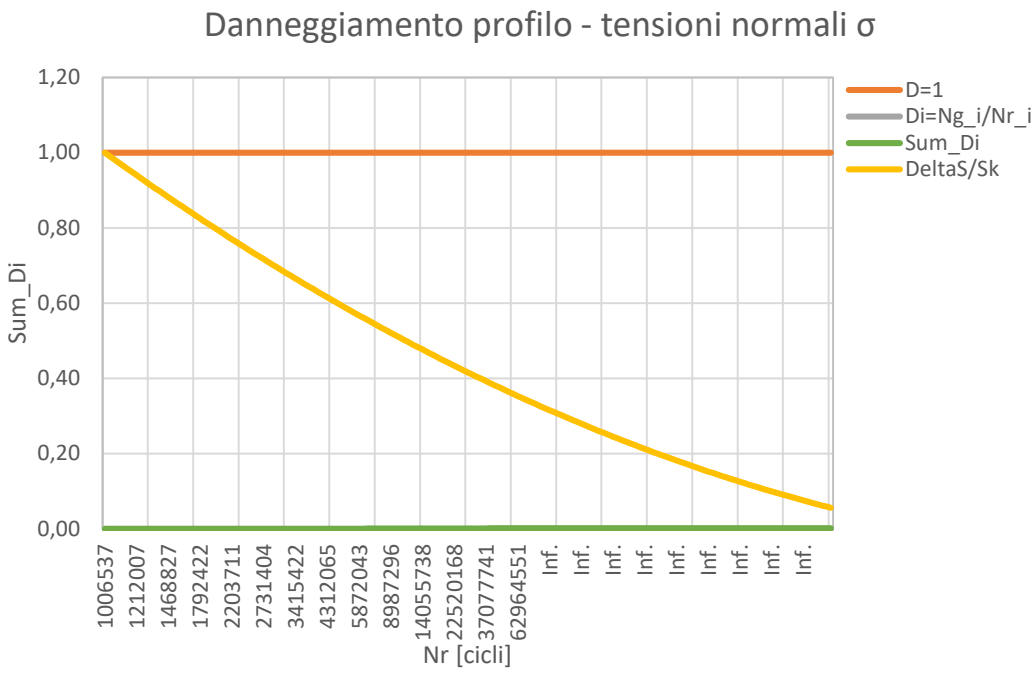
VERIFICA A DANNEGGIAMENTO PER L'AZIONE DEL VENTO - profilo - SIGMA

Parametri verifica a danneggiamento

Sk	MPa	151.00	Tensione caratteristica per effetto del vento Sk = Med/Wel
γMf	-	**1.35**	Coefficiente di sicurezza per fatica
$\Delta\sigma$c	MPa	**160**	Classe del dettaglio di fatica
$\Delta\sigma$c,r	MPa	118.519	Classe del dettaglio di fatica ridotto: $\Delta\sigma c,r = \Delta\sigma c/\gamma Mf$
$\Delta\sigma$d	MPa	87.348	Limite di fatica ad ampiezza costante N=5x10^6: $\Delta\sigma d = 0{,}737\Delta\sigma c$
$\Delta\sigma$L	MPa	47.954	Limite di fatica per N>10^8 : $\Delta\sigma L = 0{,}549\Delta\sigma d$
m	-	**3**	Esponente curve S-N
m+2	-	5	Esponente curve S-N
N1	-	2000000	Numero di cicli calcolo resistenza a fatica del dettaglio
N2	-	5000000	Numero di cicli per limite di fatica ad ampiezza costante
N3	-	100000000	Numero di cicli limite per i cacoli di fatica

D=0.0020 <1

Nel grafico seguente si osserva che il danno cumulato risulta sempre inferiore all'unità:



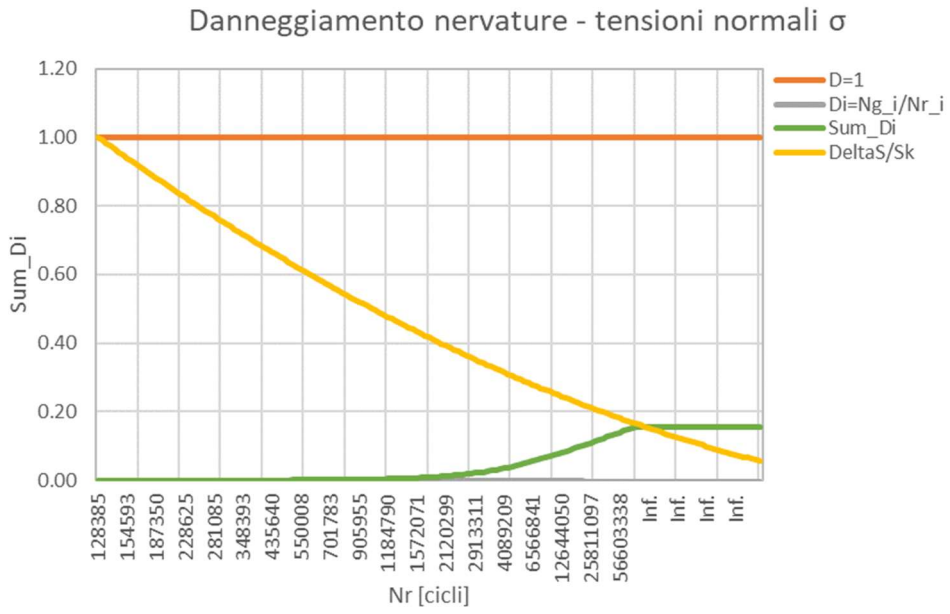
VERIFICA A DANNEGGIAMENTO PER L'AZIONE DEL VENTO - nervature - SIGMA

Parametri verifica a danneggiamento

Sk	MPa	148.00	Tensione caratteristica per effetto del vento Sk = Med/Wel
γMf	-	**1.35**	Coefficiente di sicurezza per fatica
$\Delta\sigma$c	MPa	**80**	Classe del dettaglio di fatica
$\Delta\sigma$c,r	MPa	59.259	Classe del dettaglio di fatica ridotto: $\Delta\sigma c,r = \Delta\sigma c/\gamma Mf$
$\Delta\sigma$d	MPa	43.674	Limite di fatica ad ampiezza costante N=5x10^6: $\Delta\sigma d = 0{,}737\Delta\sigma c$
$\Delta\sigma$L	MPa	23.977	Limite di fatica per N>10^8 : $\Delta\sigma L = 0{,}549\Delta\sigma d$
m	-	**3**	Esponente curve S-N
m+2	-	5	Esponente curve S-N
N1	-	2000000	Numero di cicli calcolo resistenza a fatica del dettaglio
N2	-	5000000	Numero di cicli per limite di fatica ad ampiezza costante
N3	-	100000000	Numero di cicli limite per i cacoli di fatica

D=0.1565 < 1

Nel grafico seguente si osserva che il danno cumulato risulta sempre inferiore all'unità:



Le verifiche risultano soddisfatte.

Per quanto riguarda le verifiche a fatica dovute al buffeting, si segnala che le azioni sono molto inferiori rispetto alle azioni da vento, portando valri di danneggiamento pari a 0.

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

Si riportano di seguito le azioni nei tirafondi ricavate dal modello ad elementi finiti per la condizione di vento caratteristico:

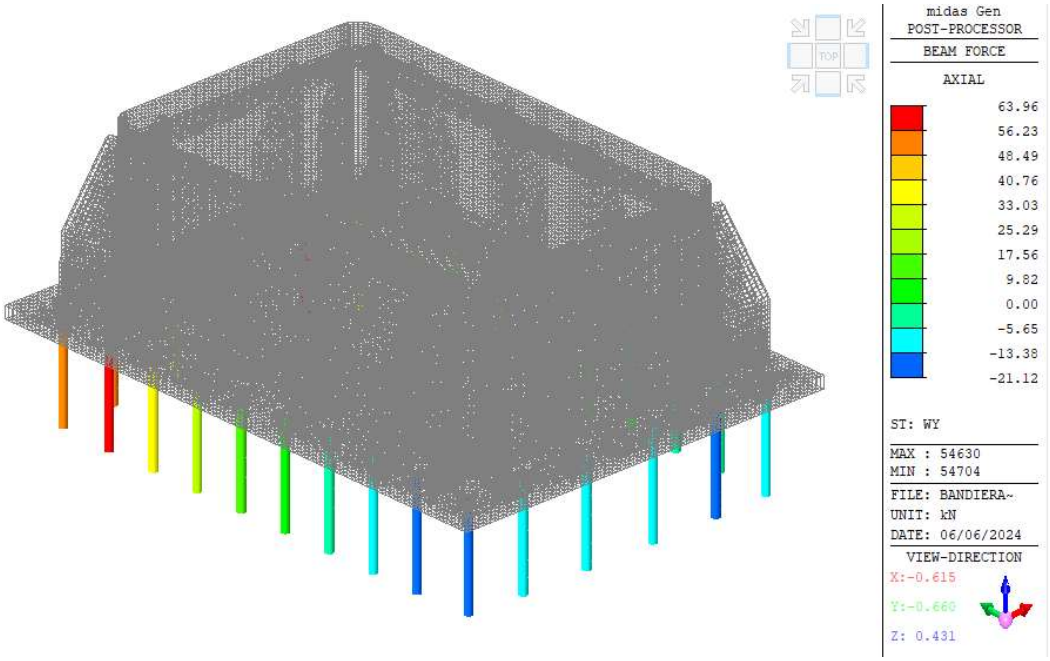
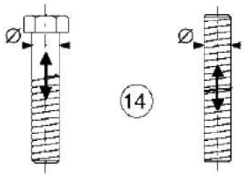


Figura 11-31 – Azioni nei tirafondi per effetto del vento

Con riferimento alla classe di dettaglio 50, si effettua la verifica a danneggiamento del tirafondo

50		14) Bulloni e barre filettate soggetti a trazione. Per bulloni di diametro ϕ>30 mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente $k_s = (30/\phi)^{0,25}$	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione della parte filettata, considerando gli effetti dovuti all'effetto leva e alla flessione ulteriore. Per bulloni precaricati i $\Delta\sigma$ possono essere ridotti.

VERIFICA A DANNEGGIAMENTO PER L'AZIONE DEL VENTO - TIRAFONDI

Geometria tirafondo

d	mm	30	Diametro tirafondo
As	mm2	561	Area netta tirafondo
ftbk	MPa	800	Resistenza caratteristica a rottura dell'acciaio

Azioni sollecitanti e precarico

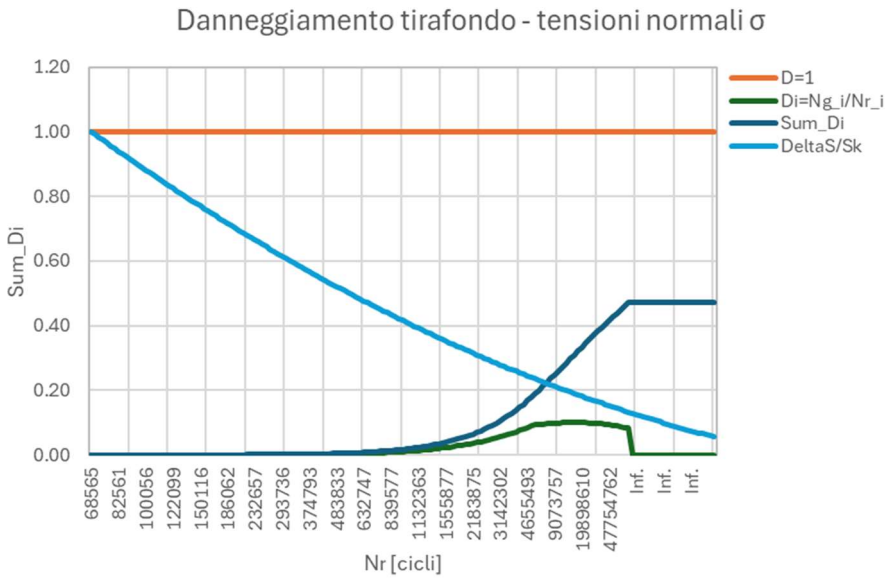
Ned	kN	63.96	Azioni sollecitante comb.RARA
Fp,c	kN	314.16	Massima forza di precarico da NTC
α	%	0	Percentuale di precarico a tempo infinito
P0	kN	0.00	Precarico a tempo zero Pinf = α*Fp,c
β	%	0	Perdita del precarico a lungo termine
Pinf	kN	0.00	Precarico a tempo infinito Pinf = (1-β)*P0
$\sigma p,\iota\nu\phi$	MPa	0	Tensione a tempo infinto per il precarico

Parametri verifica a danneggiamento

Sk	MPa	114.01	Tensione caratteristica per effetto del vento Sk = Ned/As
γMf	-	1.35	Coefficiente di sicurezza per fatica
$\Delta\sigma$c	MPa	50	Classe del dettaglio di fatica
$\kappa\sigma$	-	1.00	Fattore di riduzione della classe (per bulloni ks=(30/ϕ)^0,25)
ks*$\Delta\sigma$c	MPa	50.000	-
$\Delta\sigma$c,r	MPa	37.037	Classe del dettaglio di fatica ridotto: $\Delta\sigma$c,r = $\Delta\sigma$c/γMf
$\Delta\sigma$d	MPa	27.296	Limite di fatica ad ampiezza costante N=5x10^6: $\Delta\sigma$d = 0,737$\Delta\sigma$c
$\Delta\sigma$L	MPa	14.986	Limite di fatica per N>10^8 : $\Delta\sigma$L = 0,549$\Delta\sigma$d
μ	-	3	Esponente curve S-N
μ+2	-	5	Esponente curve S-N
N1	-	2000000	Numero di cicli calcolo resistenza a fatica del dettaglio
N2	-	5000000	Numero di cicli per limite di fatica ad ampiezza costante
N3	-	100000000	Numero di cicli limite per i cacoli di fatica

D=0.4704 < 1

Nel grafico seguente si osserva che il danno cumulato risulta sempre inferiore all'unità:



La verifica è soddisfatta

Per quanto riguarda le verifiche a fatica dovute al buffeting, si segnala che le azioni sono molto inferiori rispetto alle azioni da vento, portando valori di danneggiamento pari a 0.

11.4.2.6 *Verifica a fatica Nervature e profilo Sez C - Ancoraggio di base*

Si riportano di seguito le tensioni agenti sulle nervature e sul profilo per l'azione da cento caratteristica.

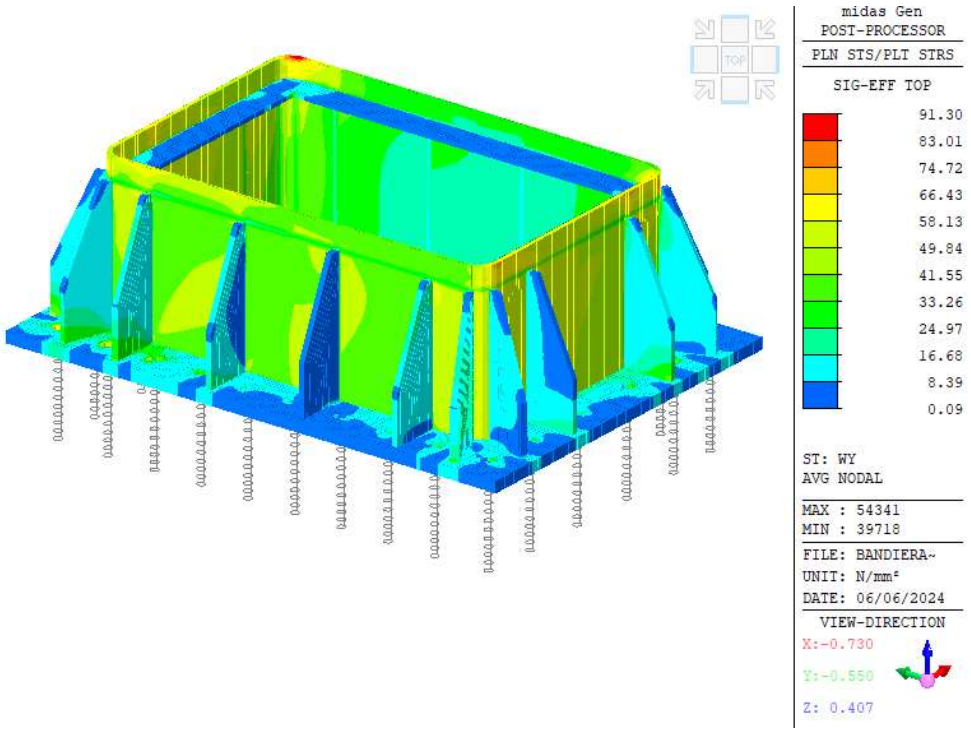


Figura 11-32 – Tensioni sui profili

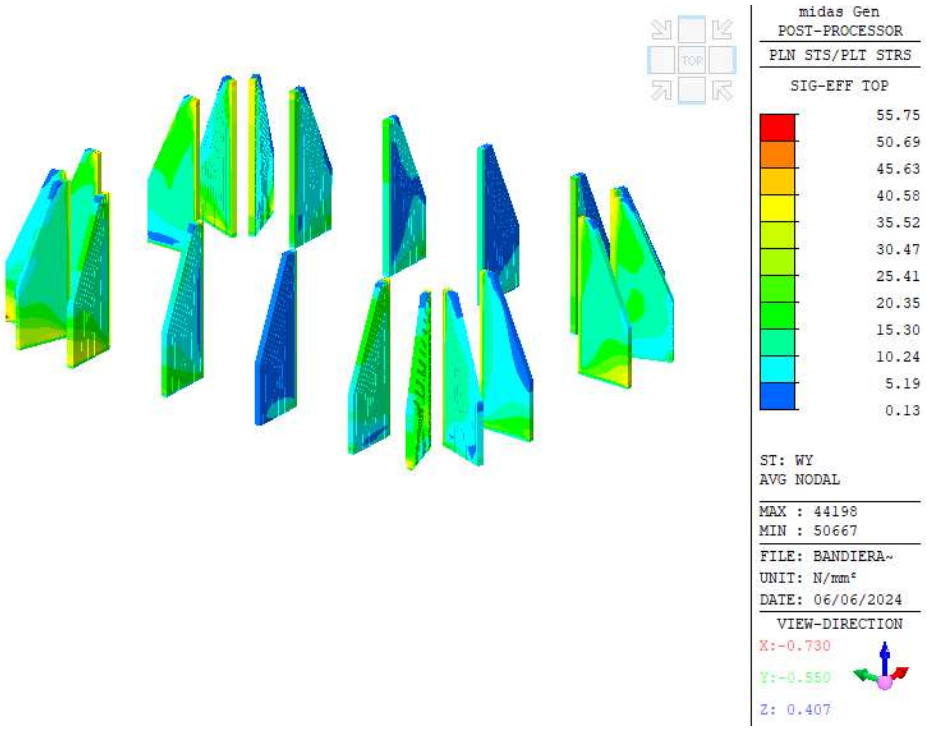
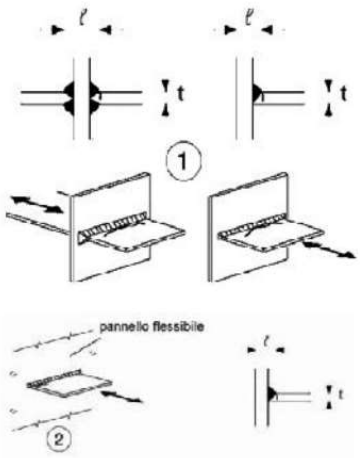


Figura 11-33 – Tensioni sulle nervature

Con riferimento alla classe di dettaglio 160 per il profilo e 80 per le nervature si effettuano le verifiche a danneggiamento.

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
160 140[1]		Prodotti laminati e estrusi 1) Lamiere e piatti laminati; 2) Lamiere e piatti; 3) Profili cavi senza saldatura, rettangolari e circolari	Difetti superficiali e di laminazione e spigoli vivi devono essere eliminati mediante molatura

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
80 (a) 71 (b) 63 (c) 56 (d) 50 (e) 45 (f) 40 (g)		Giunti a croce o a T 1) Lesioni al piede della saldatura in giunti a piena penetrazione o a parziale penetrazione 2) Lesione al piede della saldatura a partire dal bordo del piatto caricato, in presenza di picchi locali di tensione nelle parti terminali della saldatura dovuti alla deformabilità del pannello (a) $\ell \leq 50$ mm e t qualsiasi (b) $50 < \ell \leq 80$ mm e t qualsiasi (c) $80 < \ell \leq 100$ mm e t qualsiasi (d) $100 < \ell \leq 120$ mm e t qualsiasi (d) $\ell > 120$ mm e $t \leq 20$ mm (e) $120 < \ell \leq 200$ mm e $t > 20$ mm (e) $\ell > 200$ mm e $20 < t \leq 30$ mm (f) $200 < \ell \leq 300$ mm e $t > 30$ mm (f) $\ell > 300$ mm e $30 < t \leq 50$ mm (g) $\ell > 300$ mm e $t > 50$ mm	1) Il giunto deve essere controllato: le discontinuità e i disallineamenti devono essere conformi alle tolleranze della UNI EN 1090 2) Nel calcolo di $\Delta\sigma$ si deve far riferimento al valore di picco delle tensioni, mediante un opportuno fattore di concentrazione degli sforzi k_f 1) e 2) Il disallineamento dei piatti caricati non deve superare il 15% dello spessore della piastra intermedia

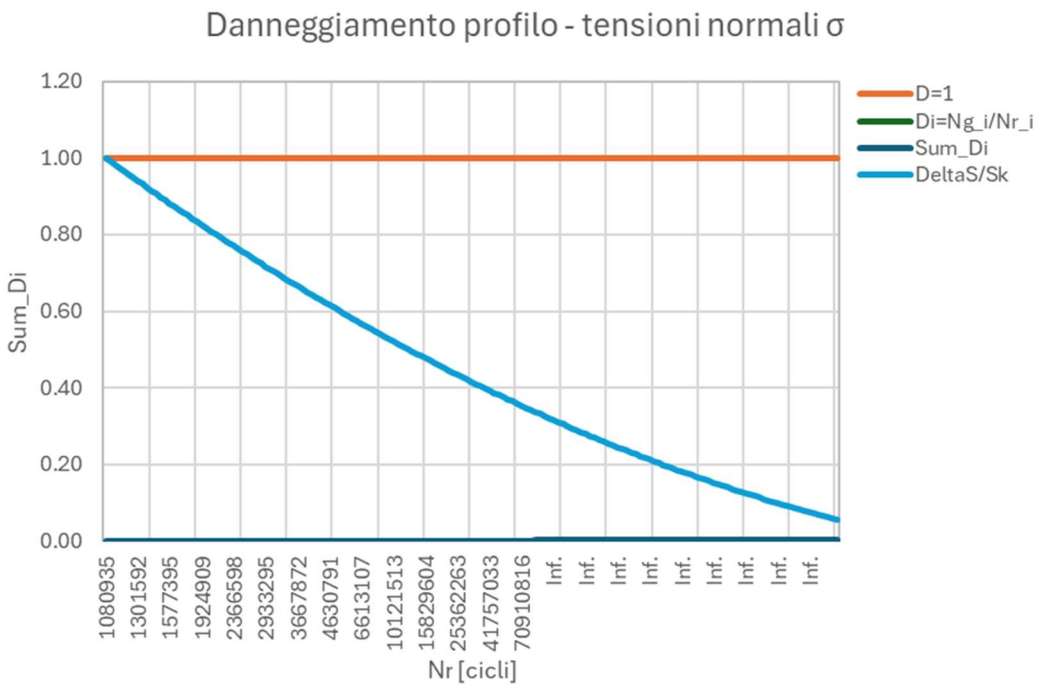
VERIFICA A DANNEGGIAMENTO PER L'AZIONE DEL VENTO - profilo - SIGMA

Parametri verifica a danneggiamento

Sk	MPa	91.30	Tensione caratteristica per effetto del vento Sk = Med/Wel
γMf	-	**1.35**	Coefficiente di sicurezza per fatica
$\Delta\sigma$c	MPa	**160**	Classe del dettaglio di fatica
$\Delta\sigma$c,r	MPa	118.519	Classe del dettaglio di fatica ridotto: $\Delta\sigma c,r = \Delta\sigma c/\gamma Mf$
$\Delta\sigma$d	MPa	87.348	Limite di fatica ad ampiezza costante N=5x10^6: $\Delta\sigma d = 0{,}737\Delta\sigma c$
$\Delta\sigma$L	MPa	47.954	Limite di fatica per N>10^8 : $\Delta\sigma L = 0{,}549\Delta\sigma d$
μ	-	**3**	Esponente curve S-N
μ+2	-	5	Esponente curve S-N
N1	-	2000000	Numero di cicli calcolo resistenza a fatica del dettaglio
N2	-	5000000	Numero di cicli per limite di fatica ad ampiezza costante
N3	-	100000000	Numero di cicli limite per i cacoli di fatica

D=0.0000 <1

Nel grafico seguente si osserva che il danno cumulato risulta sempre inferiore all'unità:



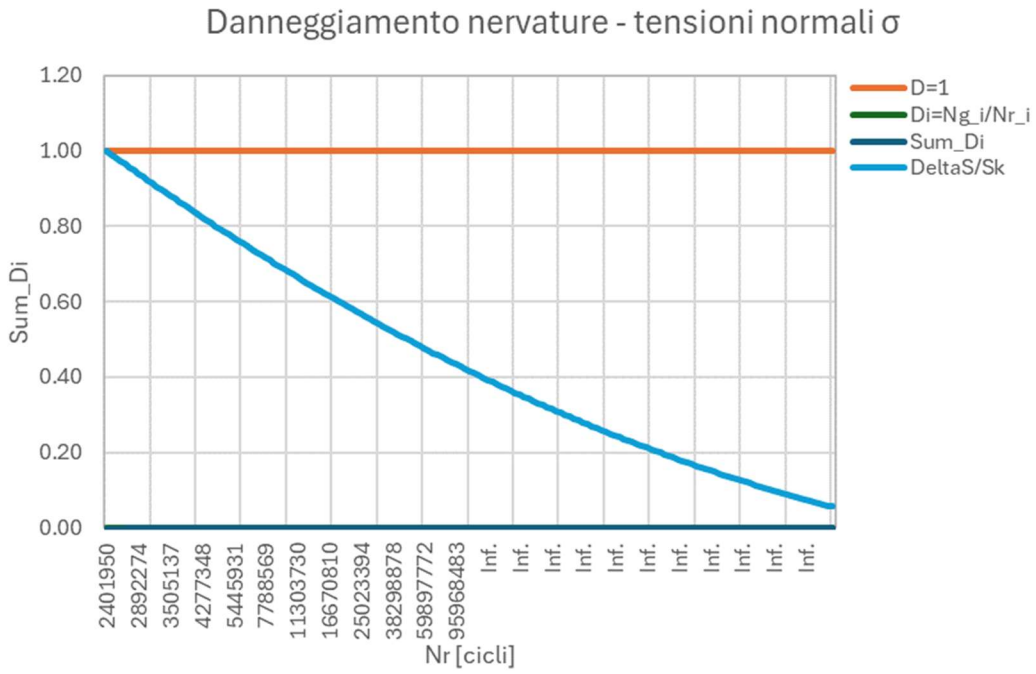
VERIFICA A DANNEGGIAMENTO PER L'AZIONE DEL VENTO - nervature - SIGMA

Parametri verifica a danneggiamento

Sk	MPa	55.75	Tensione caratteristica per effetto del vento Sk = Med/Wel
γMf	-	**1.35**	Coefficiente di sicurezza per fatica
$\Delta\sigma$c	MPa	**80**	Classe del dettaglio di fatica
$\Delta\sigma$c,r	MPa	59.259	Classe del dettaglio di fatica ridotto: $\Delta\sigma c,r = \Delta\sigma c/\gamma Mf$
$\Delta\sigma$d	MPa	43.674	Limite di fatica ad ampiezza costante N=5x10^6: $\Delta\sigma d = 0{,}737\Delta\sigma c$
$\Delta\sigma$L	MPa	23.977	Limite di fatica per N>10^8 : $\Delta\sigma L = 0{,}549\Delta\sigma d$
μ	-	**3**	Esponente curve S-N
μ+2	-	5	Esponente curve S-N
N1	-	2000000	Numero di cicli calcolo resistenza a fatica del dettaglio
N2	-	5000000	Numero di cicli per limite di fatica ad ampiezza costante
N3	-	100000000	Numero di cicli limite per i cacoli di fatica

D=0.0002 < 1

Nel grafico seguente si osserva che il danno cumulato risulta sempre inferiore all'unità:



Le verifiche risultano soddisfatte.

Per quanto riguarda le verifiche a fatica dovute al buffeting, si segnala che le azioni sono molto inferiori rispetto alle azioni da vento, portando valori di danneggiamento pari a 0.

12 AZIONI AD INTRADOSSO ELEVAZIONE

L'immagine successiva riporta la convenzione di segno adottata per identificare le azioni alla base del montante in elevazione.

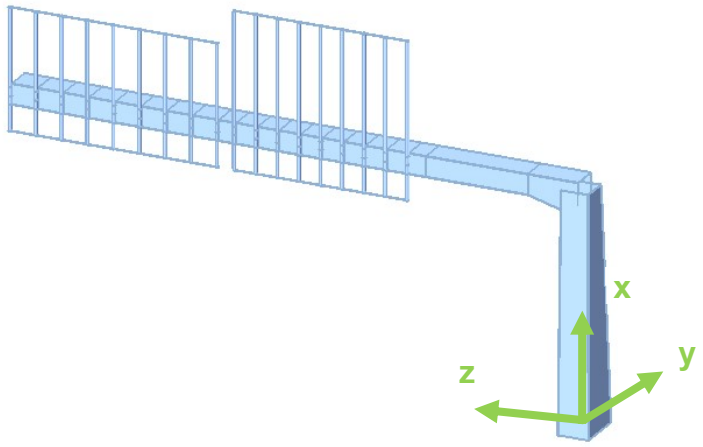


Figura 12-1 – Convenzione di segno azioni alla base del montante

La tabella successiva riporta le reazioni alla base del montante in elevazione per le combinazioni dimensionanti SLU, SLV e RARA che massimizzano le singole componenti di sollecitazione.

RICERCA COMB.	COMB.	N (kN)	SHY (kN)	SHZ (kN)	T (kN·m)	MY (kN·m)	MZ (kN·m)	e (m)
=MAX(N_SLU)	SLU 19	-115	4	2	-38	673	26	5.84
=MIN(N_SLU)	SLU 7	-179	0	-10	0	1081	0	6.05
=MAX(SHY_SLU)	SLU 2	-167	139	2	-1375	1021	1039	8.75
=MAX(SHZ_SLU)	SLU 1	-166	0	23	0	1084	0	6.52
=MAX(T_SLU)	SLU 4	-167	-139	2	1375	1021	-1039	8.75
=MAX(MY_SLU)	SLU 5	-178	0	15	0	1156	0	6.49
=MAX(MZ_SLU)	SLU 2	-167	139	2	-1375	1021	1039	8.75
=MAX(ECC_SLU)	SLU 12	-127	139	2	-1375	770	1039	10.17
=MAX(N_SLER)	SLE R9	-117	2	2	-26	695	17	5.92
=MIN(N_SLER)	SLE R7	-133	0	-6	0	799	0	5.99
=MAX(SHY_SLER)	SLE R2	-125	93	2	-917	759	693	8.20
=MAX(SHZ_SLER)	SLE R1	-125	0	16	0	801	0	6.40
=MAX(T_SLER)	SLE R4	-125	-93	2	917	759	-693	8.20
=MAX(MY_SLER)	SLE R5	-133	0	10	0	849	0	6.38
=MAX(MZ_SLER)	SLE R2	-125	93	2	-917	759	693	8.20
=MAX(ECC_SLER)	SLE R2	-125	93	2	-917	759	693	8.20
-	SLV 1	-117	15	46	140	1007	106	8.67
-	SLV 2	-117	49	15	465	788	354	7.37

13 VALUTAZIONE DELLE AZIONI DI PORGETTO EFFETTIVE E CONFRONTO CON LE AZIONI DI PORGETTO "INVILUPPO"

13.1 Valutazione delle azioni di progetto

In questo capitolo si riporta il calcolo delle azioni ambientali specifiche per il sito dove è prevista la realizzazione dell'opera in questione. Il sito in oggetto è caratterizzato di seguito:

Regione:	Marche
Comune:	Pesaro
as:	11 m.s.l.m.
Zona di Vento:	3
Classe di rugosità del terreno:	D
Categoria di esposizione del terreno:	II
Zona sismica:	2
Categoria stratigrafica:	C
Categoria topografica:	T1

13.1.1 Azione del vento

CALCOLO PRESSIONE DI PICCO DEL VENTO				
Regione	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)			
	Zona :	3		
Altezza di riferimento (quota che compete alla linea mediana dell'impalcato)	z =	6.8	m	
Altitudine sul livello del mare	a_s =	11	m	
Categoria di esposizione del terreno		II		*Appendice Nazionale: - §4.3.1 (1), Nota 2 - §4.3.2 (1), Nota Figura N.A.2*
Periodo di ritorno	T_R =	50	anni	
Parametri tabella N.A.1	v_{b0} =	27	m/s	*Appendice Nazionale: - §4.1 (1), Nota - §4.2 (1)P, Nota 2 - §4.2 (2)P, Nota 1*
	a_0 =	500	m	
	k_0 =	0.020	1/s	
Velocità fondamentale della velocità base del vento	v_{b0} =	27	m/s	*§4.2, (1)P Appendice Nazionale: - §4.1 (1), Nota - §4.2 (1)P, Nota 2 - §4.2 (2)P, Nota 1*
Fattore direzionale	c_{dir} =	1	-	*Appendice Nazionale: §4.2 (2)P, Nota 2*
Fattore di stagionalità	c_{season} =	1	-	*Appendice Nazionale: §4.2 (2)P, Nota 3*
Velocità di riferimento	v_b =	27.0	m/s	*§4.2, formula (4.1)*
Parametri tabella N.A.2	k_r =	0.19	-	*Appendice Nazionale: - §4.3.1 (1), Nota 2 - §4.3.2 (1), Nota Tabella N.A.2*
	z_0 =	0.05	m	
	z_{min} =	4	m	
	z_{max} =	200	m	*§4.3.1 (1), Nota 2*
Fattore di rugosità	$c_r(z)$ =	0.93	-	*§4.3.2, formula (4.4)*
Fattore di orografia	$c_o(z)$ =	1.00	-	*§4.3.3 + vedi ANNESSO A per casi particolari*
Velocità media alla quota z sopra il terreno	$v_m(z)$ =	25.20	m/s	*§4.3.1, formula (4.3)*
Densità dell'aria	ρ =	1.25	kg/m^3	*Appendice Nazionale: §4.5 (1), Nota 2*
Pressione dinamica di base	q_b =	455.6	N/m^2	*§4.5, formula (4.10)*
Fattore della turbolenza	k_l =	1.00	-	*Appendice Nazionale: §4.4 (1), Nota 2*
Intensità di turbolenza all'altezza z	$I_v(z)$ =	0.20	-	*§4.4, formula (4.7)*
Coefficiente di esposizione	c_e =	2.11	-	*§4.5, formula (4.8)*
Pressione di picco del vento	**q_p =**	**0.96**	**kN/m^2**	*§4.5, formula (4.8) Appendice Nazionale: §4.5 (1), Nota 2*

Figura 13-1 – Pressione di picco del vento z=6.8 m (baricentro sbraccio orizzontale) – Comune di Pesaro

13.1.2 Azione sismica

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: IV associato alla classe d'uso CU = 2.0 (Tab 2.4.II - N.T.C.)

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

$V_R = V_N C_U = 50x2.00 = 100$

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%.

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

Componente orizzontale

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.235 g
F_o	2.514
T_C^*	0.309 s
S_S	1.346
C_C	1.548
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.346
η	1.000
T_B	0.159 s
T_C	0.478 s
T_D	2.540 s

Componente verticale

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{gv}	0.154 g
S_S	1.000
S_T	1.000
q	1.500
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	1.645
S	1.000
η	0.667

Spettro di progetto della componente orizzontale e verticale:

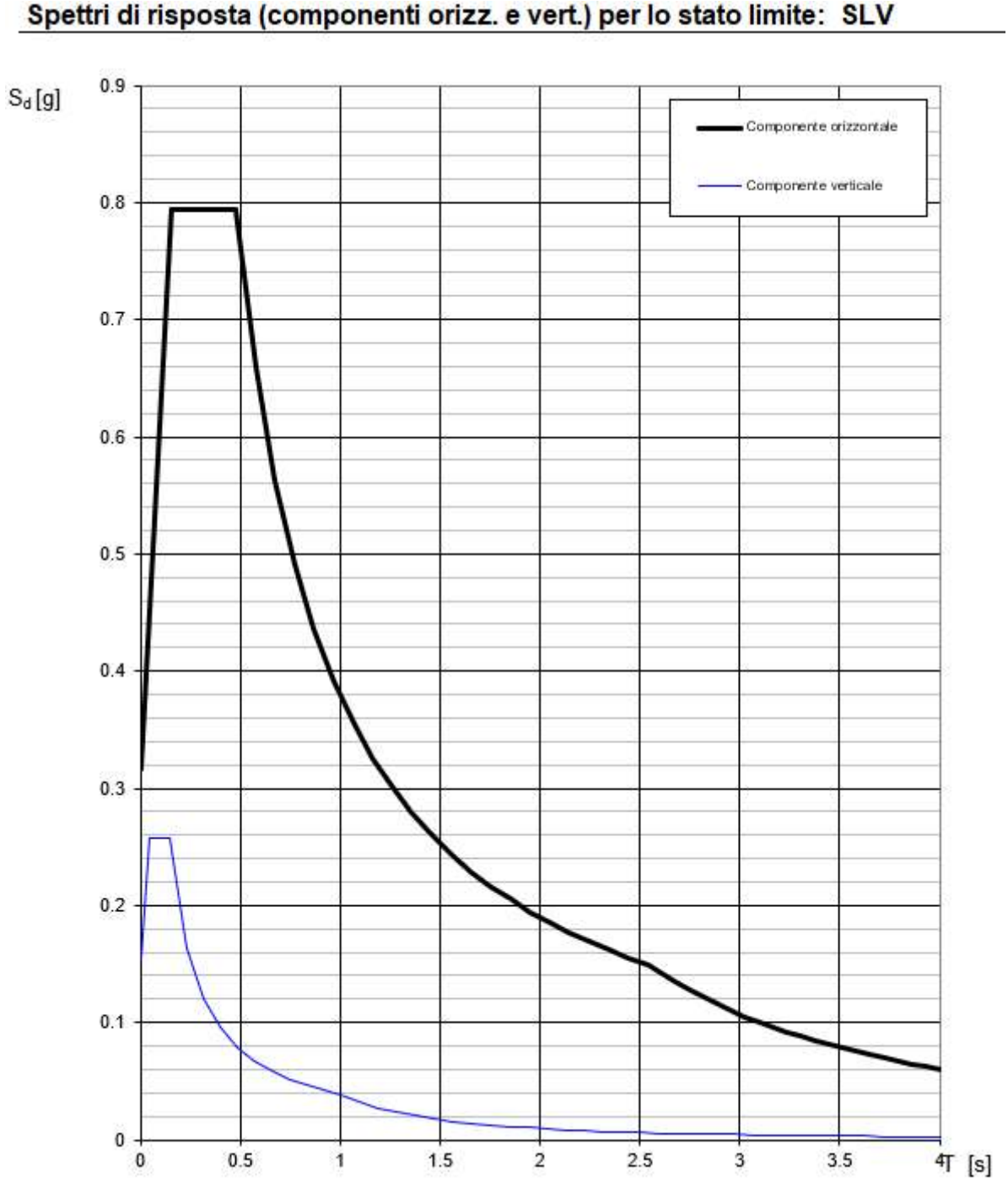


Figura 13-2 - Spettro di progetto della componente orizzontale e verticale – Comune di Pesaro

13.2 Confronto con le azioni di progetto “inviluppo”

L’azione da vento, calcolata per la quota di asse dello sbraccio, risulta in linea con il valore di pressione di picco del vento considerato nei cacoli (0.96 kN/m^2).

Per quanto riguarda l’azione sismica si riporta di seguito il confronto tra lo spettro orizzontale all’SLV considerato nei calcoli e quello del comune di Pesaro:

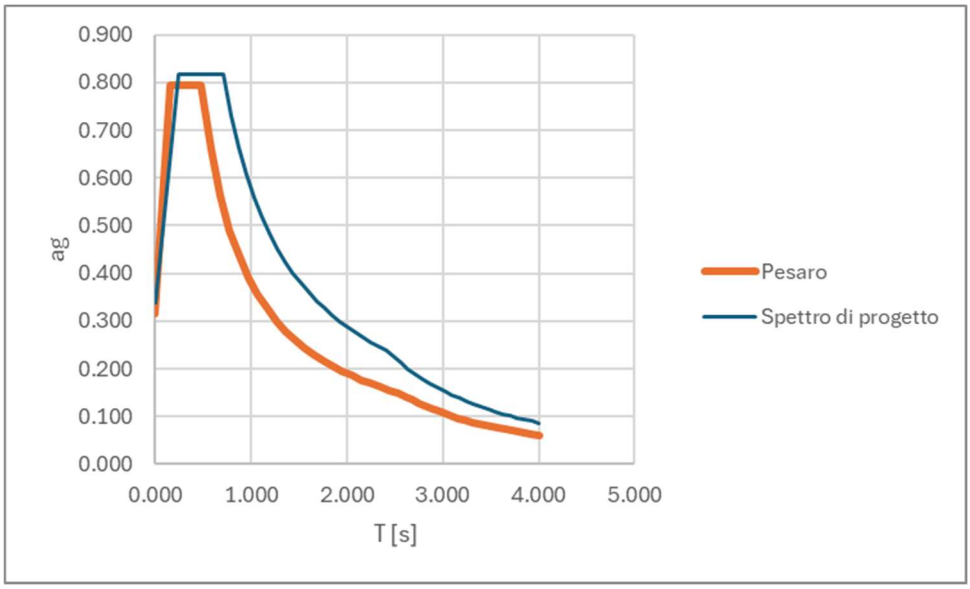


Figura 13-3 – Confronto spettri di progetto e spettro del sito di costruzione

Come si può osservare, le azioni sismiche e quelle legate all’azione da vento risultano pari o inferiori a quelle considerate per i calcoli.

Il progetto risulta quindi idoneo al sito in oggetto.

14 VERIFICA DELLA FONDAZIONE

14.1 Descrizione della fondazione

Il plinto in esame, la cui geometria è rappresentata nella figura seguente, risulta fondato su quattro pali trivellati di diametro ϕ=800 mm ad interasse i=2.30 m (per maggiori dettagli si rimanda ai disegni di carpenteria).

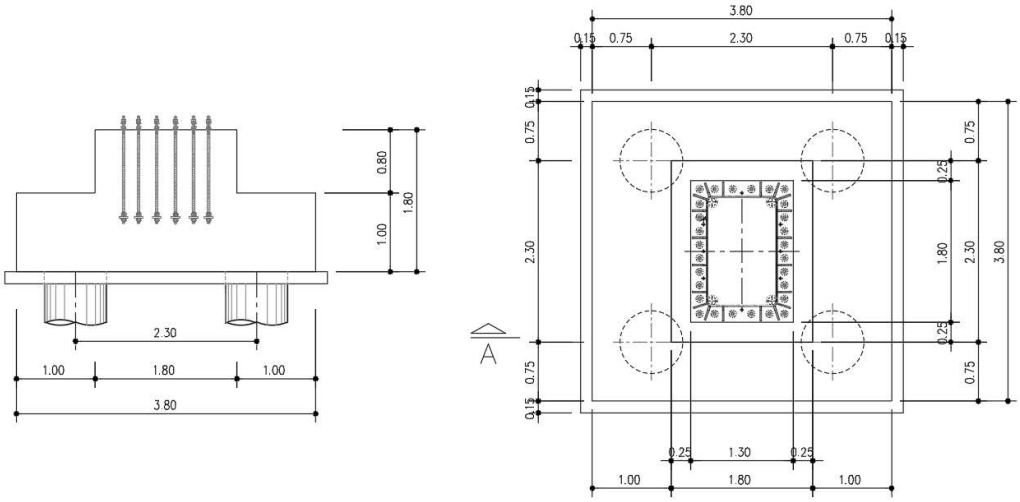


Figura 14.1. Sezione di verifica

14.2 Verifica del torrino

Il torrino ha dimensioni 1800x2300 mm e sarà armato con n. 44 barre Φ24 e staffe Φ16/20, si riporta di seguito la verifica a taglio torsione del torrino considerando una situazione non fessurata come indicato al cap. 6.3.2 delle EN1993-1-1

14.2.1 Crtiterio di verifica

Il dimensionamento del torrino viene svolto in accordo al cap 6.3.2 dell'EN1993-1-1 che riporta quanto di seguito indicato.

La tensione tangenziale in una parete di una sezione soggetta esclusivamente a momento torcente può essere calcolata con la formula:

$$\tau_{t,i} t_{ef,1} = \frac{T_{Ed}}{2A_k}$$

La forza di taglio $V_{Ed,i}$ in una parete i, dovuta alla torsione, è data da:

$$V_{Ed,i} = \tau_{t,i} t_{ef,1} z_j$$

dove:

T_{Ed} è il momento torcente applicato (vedere *Figura 14.2*);

A_k è l'area dell'area racchiusa dalla linea media delle pareti connesse, inclusa l'area delle cavità;

$\tau_{t,i}$ è la tensione tangenziale di taglio nella parete i ;

$t_{ef,i}$ è lo spessore efficace della parete.

Esso può essere assunto come A /u ma si raccomanda che sia assunto come non meno di due volte la distanza fra il bordo e il centro dell'armatura longitudinale. Per sezioni cave lo spessore reale costituisce il limite superiore;

A è l'area totale della sezione trasversale interna al perimetro esterno, comprese le aree cave interne;

u è lo sviluppo del perimetro esterno della sezione trasversale;

z i è la lunghezza del lato della parete i definita dalla distanza fra i punti intersezione con le pareti adiacenti.

Legenda
A Linea media
B Perimetro esterno della sezione effettiva, di sviluppo *u*
C Copriferro

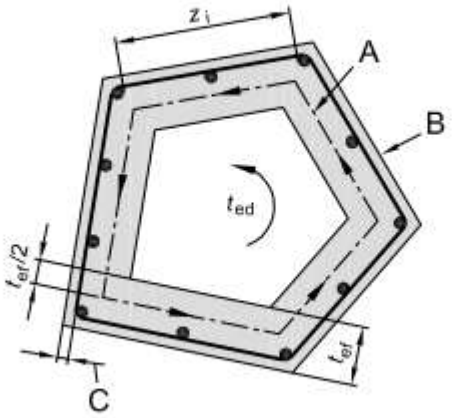


Figura 14.2. Notazioni e definizioni utilizzate

Gli effetti di torsione e taglio in elementi pieni o cavi possono essere sovrapposti, assumendo lo stesso valore dell'inclinazione dei puntoni θ. La capacità portante massima di un elemento soggetto a taglio e torsione si ottiene dalla seguente relazione:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1.0$$

dove:

T_{Ed} è il valore di progetto del momento torcente agente;

V_{Ed} è il valore di progetto della forza trasversale;

$T_{Rd,max}$ è il momento torcente resistente di progetto, secondo:

$$T_{Rd,max} = 2\upsilon\alpha_{cw} f_{cd} A_k t_{ef,1} \sin\theta \cos\theta$$

$V_{Rd,max}$ è il valore di progetto del massimo taglio resistente calcolato con la seguente formula:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z \upsilon_1 / (\cot\theta + \tan\theta)$$

Nel caso di sezioni compatte di forma approssimativamente rettangolare viene richiesta solo l'armatura minima se la seguente condizione è soddisfatta:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} \leq 1.0$$

dove:

$T_{Rd,c}$ è il valore di progetto del momento torcente di fessurazione, che può essere determinato ponendo $\tau_{t,i} = f_{ctd}$;

$V_{Rd,c}$ deriva dall'espressione per la resistenza a taglio ddi elementi senza armatura trasversale

Nel caso sia richiesta invece armatura apposita, la sezione trasversale dell'armatura longitudinale richiesta per la torsione ΣAsl può essere calcolata con l'espressione:

$$\frac{\sum A_{si} f_{yd}}{u_k} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \cos\theta$$

dove:

u_k è il perimetro dell'area A_k;

f_{yd} è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura longitudinale A_{sl};

θ è l'angolo d'inclinazione delle bielle compresse.

Per le verifiche si procederà prima con una verifica in condizioni non fessurate e, nel caso questa non sia soddisfatta, si procederà a dimensionare l'armatura necessaria per assorbire il momento torcente.

Nel caso in cui le verifiche in condizione non fessurata non siano soddisfatte si procederà come segue:

1. Si determinerà l'armatura longitudinale necessaria ad assorbire la torsione
2. Si determina l'area rimanente di armatura longitudinale che potrà essere impiegata per assorbire le azioni flettenti;
3. Si procederà alla verifica a flessione deviata con N=0 impiegando come area efficace dell'armatura quella stimata al punto 2
4. Si effettua la verifica a taglio torsione dell'armatura trasversale
5. Si effettua la verifica delle bielle compresse di cls.

14.2.2 Sollecitazioni agenti ad intradosso torrino

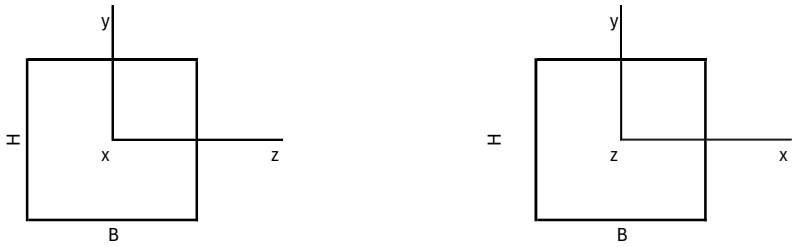
Per il torrino si adotta un sistema di riferimento locale definito nel seguente modo:

Asse x: Asse nel piano del portale (ortogonale al senso di marcia)

Asse y: Asse parallelo al senso di marcia

Asse z: Verticale

L'immagine successiva riporta il confronto tra sistema di riferimento locale dell'elemento in elevazione e il sistema di riferimento locale del torrino.



Convenzione di segno dell'elemento in elevazione
z: Asse ortogonale al senso di marcia (piano del portale)
y: Asse parallelo al senso di marcia

Convenzione di segno base torrino
x: Asse ortogonale al senso di marcia (piano del portale)
y: Asse parallelo al senso di marcia

Figura 14-3 – Convenzione di segno base torrino

La tabella successiva riporta le azioni alla base del torrino considerando il trasporto delle azioni di taglio.

	COMB.	N (kN)	SHX (kN)	SHY (kN)	T (kN·m)	MX (kN·m)	MY (kN·m)
SLU	SLU 19	-198	2	4	-38	29	674
	SLU 7	-286	-10	0	0	0	1089
	SLU 2	-274	2	139	-1375	1151	1023
	SLU 1	-274	23	0	0	0	1102
	SLU 4	-274	2	-139	1375	-1151	1023
	SLU 5	-286	15	0	0	0	1168
	SLU 2	-274	2	139	-1375	1151	1023
	SLU 12	-210	2	139	-1375	1151	771
SLE RARA	SLE R9	-200	2	2	-26	19	696
	SLE R7	-216	-6	0	0	0	804
	SLE R2	-208	2	93	-917	767	761
	SLE R1	-208	16	0	0	0	813
	SLE R4	-208	2	-93	917	-767	761
	SLE R5	-216	10	0	0	0	857
	SLE R2	-208	2	93	-917	767	761
	SLE R2	-208	2	93	-917	767	761
SLV	SLV 1	-200	46	15	140	118	1044
	SLV 2	-200	15	49	465	394	800

Tabella 14.1. Azioni alla base del torrino

14.2.3 Verifiche strutturali

14.2.3.1 Verifiche taglio-torsione

Si riporta di seguito il calcolo delle resistenze a taglio torsione in condizione non fessurata e i relativi domini T_{Rd}-$V_{rd,x}$ e T_{Rd}-$V_{Rd,y}$

CALCOLO RESISTENZE TAGLIO-TORSIONE IN ASSENZA DI FESSURE

Materiali			
fck	35	MPa	Resistenza cilindrica caratteristica
fctm	3.210	MPa	Resistenza media a trazione
fctk	2.247	MPa	Resistenza caratteristica a trazione
gammmaC	1.50	-	Coefficiente di sicurezza cls
fctd	1.498	MPa	Resistenza di progetto a trazione

Geometria e armature longitudinali			
b	1800	mm	Larghezza sezione
H	2300	mm	Altezza sezione
c	70	mm	Distanza asse armature longitudinali - bordo cls
dx	1730	mm	Braccio di coppia direzione x
dy	2230	mm	Braccio di coppia direzione y
A	4140000	mm2	Area della sezione
p	8200	mm	Perimetro della sezione
tef	505	mm	Spessore sezione anulare
Ak	2324902	mm2	Area sezione anulare equivalente
u_an	6180	mm2	Perimetro sezione anulare equivalente
dlong_x	24	mm	Diametro armature longitudinali dir.x
nlong_x	14	-	Numero di barre longitudinali dir.x
Adlong_x	452.39	mm2	Area singola barra longitudinale dir.x
Asl_x	6333.45	mm2	Area armatura longitudinale dir.x
dlong_y	24	mm	Diametro armature longitudinali dir.y
nlong_y	11	-	Numero di barre longitudinali dir.y
Adlong_y	452.39	mm2	Area singola barra longitudinale dir.y
Asl_y	4976.28	mm2	Area armatura longitudinale dir.y

Azioni resistenti torsione e taglio			
Trdc	3517	kNm	Azione torcente resistente
kx	1.340	-	-
ky	1.299	-	-
nu_min_x	0.3212	MPa	-
nu_min_y	0.3067	MPa	-
ro_l_x	0.0015917	-	Percentuale armatura longitudinale dir.x
ro_l_y	0.0012397	-	Percentuale armatura longitudinale dir.y
Vrd_min_x	1278	kN	Resistenza a taglio minima dir.x
Vrd_min_y	1231	kN	Resistenza a taglio minima dir.x
Vrd_x	1278	kN	Resistenza a taglio dir.x
Vrd_y	1231	kN	Resistenza a taglio dir.y

DOMINIO Trdc - Vrd_x

Punti	Ted	Ved_x	Ted/Trdc+Ved/Vrd_x
1	3517	0	1.000
2	3165	128	1.000
3	2813	256	1.000
4	2462	383	1.000
5	2110	511	1.000
6	1758	639	1.000
7	1407	767	1.000
8	1055	895	1.000
9	703	1022	1.000
10	352	1150	1.000
11	0	1278	1.000

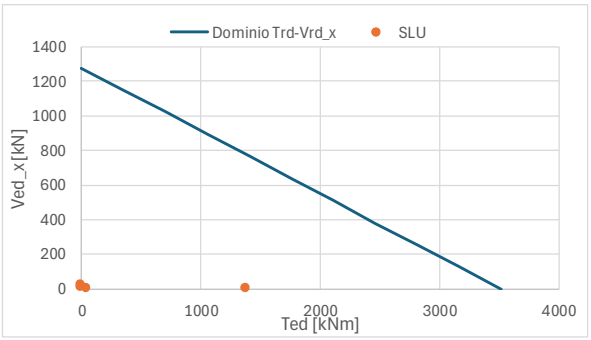


Figura 14.4. Dominio T_{Rd}-$V_{Rd,x}$

DOMINIO Trdc - Vrd_y

Punti	Ted	Ved_y	Ted/Trdc+Ved/Vrd_y
1	3517	0	1.000
2	3165	123	1.000
3	2813	246	1.000
4	2462	369	1.000
5	2110	492	1.000
6	1758	616	1.000
7	1407	739	1.000
8	1055	862	1.000
9	703	985	1.000
10	352	1108	1.000
11	0	1231	1.000

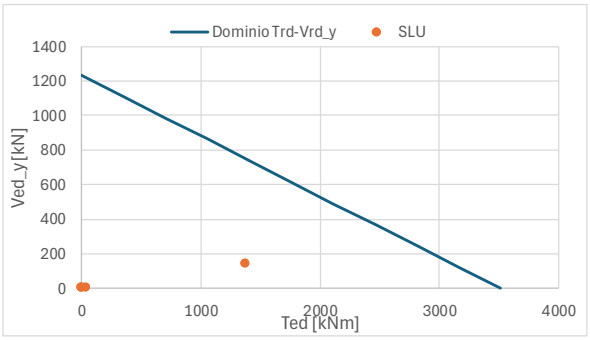
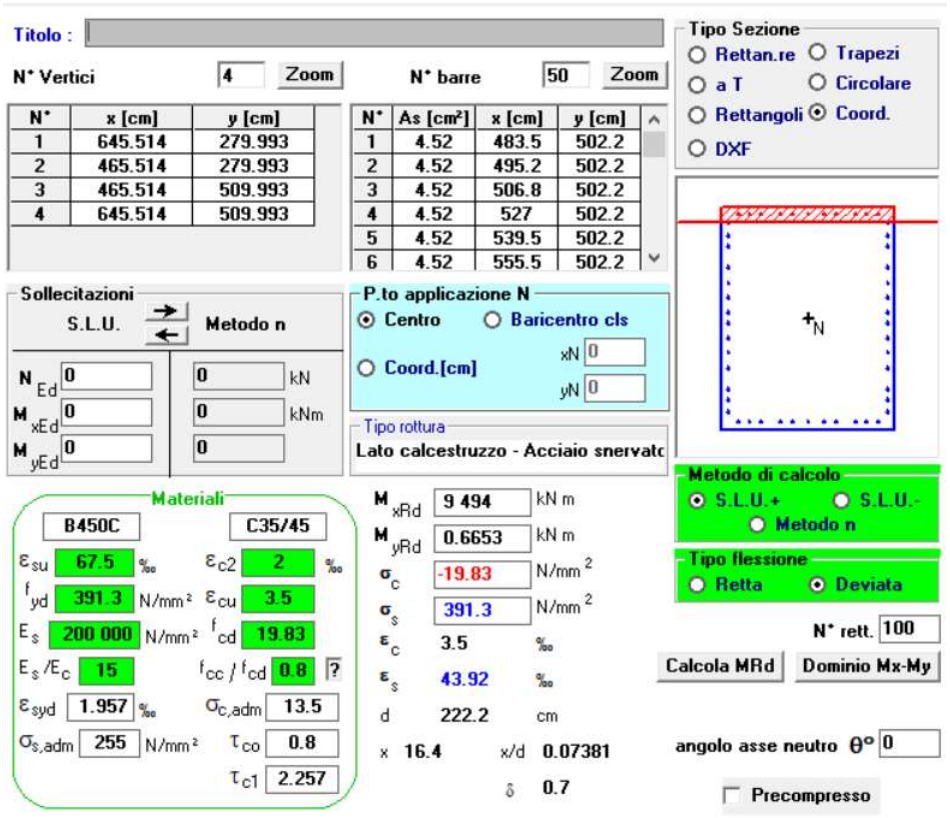


Figura 14.5. Dominio T_{Rd}-$V_{Rd,y}$

Come si osserva le sollecitazioni agenti si trovano all'interno dei domini di resistenza, per cui la verifica riisulta soddisfatta in condizioni non fessurate. Si procederà quindi ad effettuare la verifica a flessione considerando tutte le armtaure longitudinali presenti.

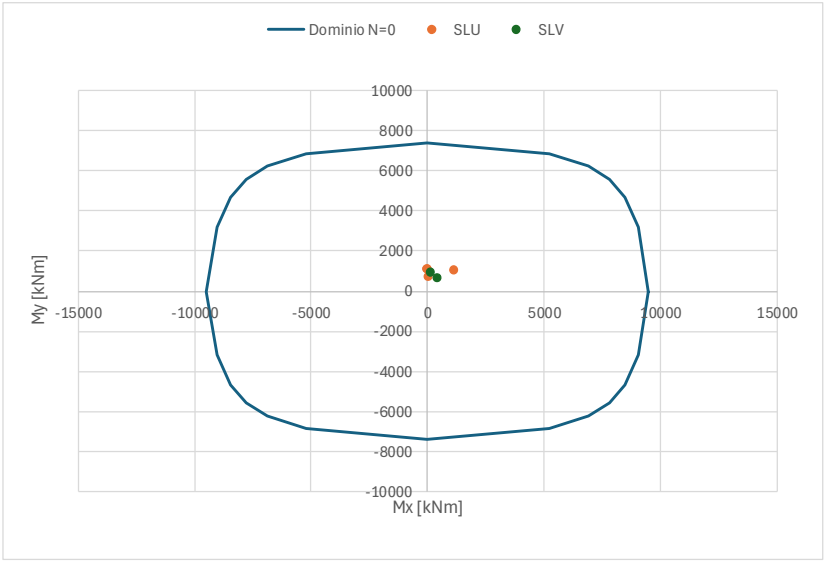
14.2.3.2 Verifiche flessione deviata

Si riporta di seguito il calcolo del dominio resistente Mx-My-N (N=0) effettuato con il software VCA Slu del Prof. Gelfi.



DOMINIO (Ned=0) - VCASLU

Mx (kNm)	My (kNm)
9494	1
9045	-3201
8476	-4662
7804	-5569
6890	-6239
5217	-6843
0	-7380
-5218	-6843
-6891	-6239
-7805	-5569
-8476	-4662
-9046	-3202
-9494	1
-9046	3203
-8476	4664
-7805	5571
-6891	6240
-5219	6845
0	7381
5218	6845
6891	6240
7804	5571
8476	4664
9045	3203
9494	1



Come si può osservare tutte le coppie sollecitanti SLU sono all'interno del dominio, quindi la verifica risulta soddisfatta.

14.3 VEIFICA DEL DADO INFERIORE

14.3.1 Criterio di verifica

La verifica dado inferiore della fondazione è svolta considerando due meccanismi resistenti:

1) Meccanismo puntone-tirante a partire dalla testa dei pali di fondazione. La verifica è svolta nei confronti delle armature di intardosso (tiranti tesi), del puntone inclinato e dei nodi CCC e CCT rispettivamente superiore ed inferiore. L'immagine successiva riporta lo schema di calcolo adottato. Nel calcolo di ipotizza una larghezza compressa alla base del dado superiore (distanza a1) compatibile con le capacità resistenti del nodo CCC e si determina la massima inclinazione del puntone compresso.

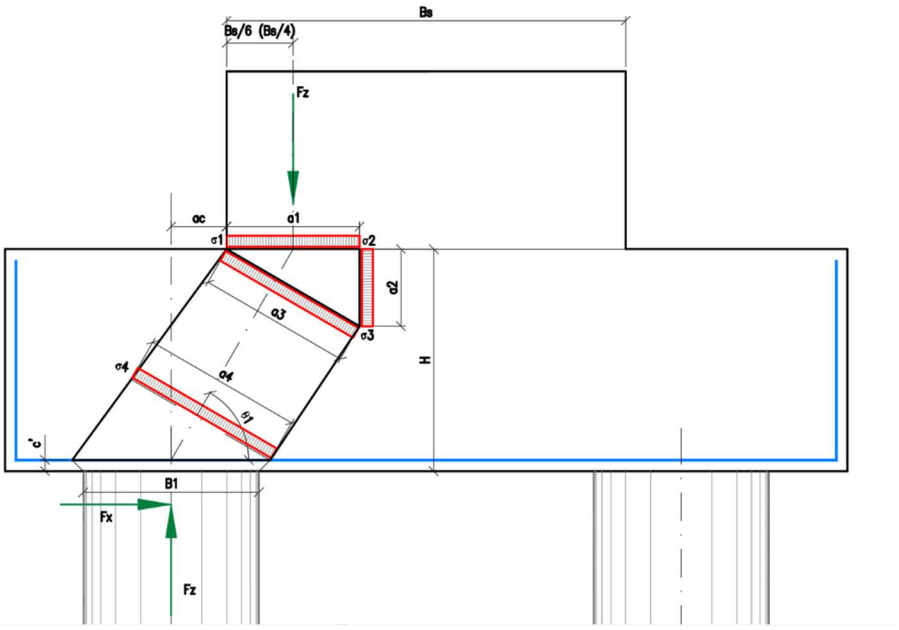


Figura 14-6 - Meccanismo resistente a Tirante-puntone

2) Punzonamento del dado inferiore per le azioni massime di compressione e momento in testa palo. La verifica è svolta con riferimento al punto 6.4 dell'EC 1992-1 senza considerare armatura integrativa per punzonamento.

14.3.2 Valutazione delle azioni ad intradosso fondazione

Si riportano di seguito le sollecitazioni agenti alla quota di intradosso fondazione ricavate dal modello ad elementi finiti. Il sistema di riferimento adottato è coerente al sistema di riferimento locale ddel torrino in elevazione definito nel seguente modo:

Asse x: Asse nel piano del portale (perpendicolare al senso di marcia)

Asse y: Asse parallelo al senso di marcia

Asse z: Asse verticale

La tabella successiva riporta le azioni alla base del dado inferiore. Si precisa che le azioni riportate non comprendono le azioni esterne legate all'inerzia del plinto in condizioni sismiche, le spinte delle terre e i rinterri. Tali azioni sono considerate nell'elaborato geotecnico e aggiunte a quelle indicate nel presente documento.

Hfond	1.80	m
Nfond	443.80	kN

	COMB.	N (kN)	SHX (kN)	SHY (kN)	T (kN·m)	MX (kN·m)	MY (kN·m)	Gamma_ plinto
SLU	SLU 19	-559	2	4	-38	32	676	1.00
	SLU 7	-756	-10	0	0	0	1098	1.30
	SLU 2	-744	2	139	-1375	1290	1026	1.30
	SLU 1	-743	23	0	0	0	1126	1.30
	SLU 4	-744	2	-139	1375	-1290	1026	1.30
	SLU 5	-755	15	0	0	0	1183	1.30
	SLU 2	-744	2	139	-1375	1290	1026	1.30
	SLU 12	-571	2	139	-1375	1290	773	1.00
SLE RAR	SLE R9	-561	2	2	-26	22	698	1.00
	SLE R7	-577	-6	0	0	0	810	1.00
	SLE R2	-569	2	93	-917	860	762	1.00
	SLE R1	-569	16	0	0	0	829	1.00
	SLE R4	-569	2	-93	917	-860	762	1.00
	SLE R5	-577	10	0	0	0	867	1.00
	SLE R2	-569	2	93	-917	860	762	1.00
	SLE R2	-569	2	93	-917	860	762	1.00
SLV	SLV 1	-561	46	15	140	133	1090	1.00
	SLV 2	-561	15	49	465	443	815	1.00

Tabella 14.2. Reazioni globali intradosso fondazione

14.3.3 Verifica strutturale del dado inferiore di fondazione

Le azioni trasmesse dai pali al dado inferiore sono state calcolate nell'elaborato geotecnico e riportate di seguito.

Comb.	Mmax	Vmax	Nmax	Nmin
-	kNm	kN	kN	kN
SLE	260	133	523	-108
SLU	399	189	742	-200
SLV	223	133	687	-244

Legenda

Mmax	Momento testa palo
Vmax	Taglio testa palo
Nmax/Nmin	Azione assiale testa palo (compressioni positive)

Tabella 14.3. Azioni testa palo

14.3.3.1 Verifiche a punzonamento

La verifica a punzonamento per la massima azione di compressione e momento in testa al palo è riportata nella tabella successiva.

Azioni, parametri geometrici e meccanici

Ved	kN	**742**	Azione sollecitante
Med	kNm	**399**	Azione flettente testa palo
e	m	0,54	Eccentricità Med/Ved
fck	Mpa	**35**	Resistenza cilindrica a compressione
ν	-	**0,5**	Coefficiente riduttivo resistenza a compressione
fcd	Mpa	19,83	Resistenza a compressione di progetto
Dp	mm	**800**	Diametro del palo
H	mm	**1000**	Altezza della sezione
c	mm	**50**	Ricoprimento
dbx	mm	**12**	Distanza barra da ricoprimento dir.x
dby	mm	**36**	Distanza barra da ricoprimento dir. y
dx	mm	938	Altezza utile sezione in direzione x
dy	mm	914	Altezza utile sezione in direzione y
d	mm	926	Altezza utile media
B	mm	**800**	Larghezza di calcolo piastra
β	-	1,225	Coeff. dipendente dall'eccentricità dell'azione Beta=1+0,6*3,14*e/(Dp+4d)
Asx	mm2	**1808**	Area di armatura in direzione x
Asy	mm2	**1808**	Area di armatura in direzione y
ρlx	-	0,00241	Percentuale geometrica di armatura in direzione x
ρly	-	0,00247	Percentuale geometrica di armatura in direzione y
ρl	-	0,00244	Percentuale geometrica di calcolo √(ρlx*ρly)

Verifica sul perimetro dell'area caricata

u0	mm	2513	Perimetro dell'area caricata
ved,0	Mpa	0,319	Azione sollecitante sul perimetro dell'area caricata
vrd,max	Mpa	3,967	Resistenza a punzonamento adiacenza palo 0,4*ν*fcd
ved,0/vrd,max	-	0,080	Verifica a punzonamento sull'area caricata ved,0/vrd,max <= 1,00

Verifica sul perimetro critico

u1	mm	14150	Perimetro critico u1= π[Dp+2*(2*d)]
ved,1	Mpa	0,069374	Azione sollecitante sul perimetro critico Beta*Ved/(u1*d)
k	-	1,465	Fattore di scala 1+√(200/d) <= 2,00
vmin	Mpa	0,3671	Valore minimo di resistenza a punzonamento
Crd,c	-	0,12	Coefficiente resistenza a punzonamento Crd,c=0,18/(γc=1,5)
vrd,c	Mpa	0,3593	Resistenza a punzonamento per piastre prive di armature a taglio
vrd	Mpa	0,3671	Resistenza a punzonamento max(vmin;vrd,c)
ved,1/vrd	-	0,189	Verifica a punzonamento sull'area caricata ved,1/vrd <= 1,00

14.3.3.2 Verifiche a schema resistemte puntone - tirante

La verifica del dado inferiore utilizzando lo schema resistente puntone – tirante è svolta considerando due posizioni del puntone di compressione nel dado superiore:

Posizione 1 – massima trazione nel tirante inferiore:

a1 = 1800/4 = 450mm

Posizione 2 – massima compressione nei nodi:

a1 = 1800/6 = 300mm

Le verifiche per le due posizioni sono riportate nelle tabelle successive.

Verifica SLU

Azioni e geometrie

B1	mm	800	Larghezza orizzontale impronta del carico
B2	mm	800	Larghezza trasversale impronta del carico
ac	mm	250	Distanza asse palo - bordo parete verticale
a1	mm	450	Profondità puntone parete verticale
H	mm	1000	Altezza sezione
c'	mm	64	Copriferro strato inferiore (asse barra - bordo cls)
s	mm	100	Interasse tra strati di armatura
n	-	1	Numero di strati di armatura
u	mm	128	Spessore effettivo armatura u=2*c'+(n-1)*s
δ	°	0	Angolo di inclinazione tra piano di verifica e asse x
δ	rad	0	Angolo di inclinazione tra piano di verifica e asse x
Asx	mm2	1808	Area di armatura in direzione x
Asy	mm2	1808	Area di armatura in direzione y

Materiali

fck	Mpa	35	Resistenza caratteristica a compressione
γc	-	1,5	Coefficiente sicurezza calcestruzzo
fcd	Mpa	19,83	Resistenza a compressione di progetto
fyk	Mpa	450	Resistenza a trazione acciaio
γs	-	1,15	Coefficiente sicurezza acciaio
fyd	Mpa	391,30	Resistenza a trazione acciaio di progetto

Verifica SLU

Fzsd	kN	742	Azione verticale sollecitante
Fxsd	kN	189	Azione orizzontale orizzontale (diretta secondo le armature x)
Fysd	kN	0	Azione orizzontale orizzontale (diretta secondo le armature y)
Coef.A	mm	950	2*ac+a1
Coef.B	mm	-1872	-2*(H-u/2)
Coef.C	mm	450	a1
tan(θ1)	-	1,69029	Tangente angolo inclinazione puntone
θ1	rad	1,0366	Angolo inclinazione puntone
θ1	°	59,3908	Angolo inclinazione puntone
Csd	kN	862,13	Azione nel puntone nel pianodi verifica
Tsd	kN	438,98	Azione nel tirante nel piano di verifica
Tsd,x	kN	627,98	Azione nel tirante in direzione x
Tsd,y	kN	0,00	Azione nel tirante in direzione y
Trd,x	kN	707,5	Resistenza a trazione in direzione x
Trd,y	kN	707,5	Resistenza a trazione in direzione y
Tsd,x/Trd,x	-	0,888	Verifica armatura in direzione x Tsd,x/Trd,x <= 1,00
Tsd,y/Trd,y	-	0,000	Verifica armatura in direzione x Tsd,y/Trd,y <= 1,00
a1	mm	450	Larghezza impronta puntone 1
a2	mm	266,23	Larghezza impronta puntone 2
a3	mm	522,85	Larghezza impronta puntone 3
a4	mm	798,69	Larghezza impronta puntone 4
C1	kN	742	Azione di compressione sulla superficie 1
C2	kN	439,0	Azione di compressione sulla superficie 2
C3 = C4	kN	862,1	Azione di compressione sulla superificie 3
Btr	mm	928,0	Dimensione trasversale puntone C1; C2; C3; C4
σ1sd	Mpa	1,78	Tensione sollecitante sull'impronta 1 - Puntone 1 (Nodo CCC)
σ2sd	Mpa	1,78	Tensione sollecitante sull'impronta 2 - Puntone 2 (Nodo CCC)
σ3sd	Mpa	1,78	Tensione sollecitante sull'impronta 3 - Puntone 3 (Nodo CCC)
σ4sd	Mpa	1,16	Tensione sollecitante sull'impronta 3 - Puntone 4 (Nodo CCT)
σ1rdmax	Mpa	16,46	Tensione massima di progetto nodo CCC
σ2rdmax	Mpa	13,99	Tensione massima di progetto nodo CCT
σ1sd/σ1rdmax		0,108	Verifica tensione massima impronta 1
σ2sd/σ1rdmax		0,108	Verifica tensione massima impronta 2
σ3sd/σ1rdmax		0,108	Verifica tensione massima impronta 3
σ4sd/σ2rdmax		0,083	Verifica tensione massima impronta 4

Tabella 14.4. Verifica schema resistente puntone-tirante (posizione 1)

Verifica SLU

Azioni e geometrie

B1	mm	800	Larghezza orizzontale impronta del carico
B2	mm	800	Larghezza trasversale impronta del carico
ac	mm	250	Distanza asse palo - bordo parete verticale
a1	mm	300	Profondità puntone parete verticale
H	mm	1000	Altezza sezione
c'	mm	64	Copriferro strato inferiore (asse barra - bordo cls)
s	mm	100	Interasse tra strati di armatura
n	-	1	Numero di strati di armatura
u	mm	128	Spessore effettivo armatura u=2*c'+(n-1)*s
δ	°	0	Angolo di inclinazione tra piano di verifica e asse x
δ	rad	0	Angolo di inclinazione tra piano di verifica e asse x
Asx	mm2	1808	Area di armatura in direzione x
Asy	mm2	1808	Area di armatura in direzione y

Materiali

fck	Mpa	35	Resistenza caratteristica a compressione
γc	-	1,5	Coefficiente sicurezza calcestruzzo
fcd	Mpa	19,83	Resistenza a compressione di progetto
fyk	Mpa	450	Resistenza a trazione acciaio
γs	-	1,15	Coefficiente sicurezza acciaio
fyd	Mpa	391,30	Resistenza a trazione acciaio di progetto

Verifica SLU

Fzsd	kN	742	Azione verticale sollecitante
Fxsd	kN	189	Azione orizzontale orizzontale (diretta secondo le armature x)
Fysd	kN	0	Azione orizzontale orizzontale (diretta secondo le armature y)
Coef.A	mm	800	2*ac+a1
Coef.B	mm	-1872	-2*(H-u/2)
Coef.C	mm	300	a1
tan(θ1)	-	2,16695	Tangente angolo inclinazione puntone
θ1	rad	1,1384	Angolo inclinazione puntone
θ1	°	65,2277	Angolo inclinazione puntone
Csd	kN	817,20	Azione nel puntone nel pianodi verifica
Tsd	kN	342,42	Azione nel tirante nel piano di verifica
Tsd,x	kN	531,42	Azione nel tirante in direzione x
Tsd,y	kN	0,00	Azione nel tirante in direzione y
Trd,x	kN	707,5	Resistenza a trazione in direzione x
Trd,y	kN	707,5	Resistenza a trazione in direzione y
Tsd,x/Trd,x	-	0,751	Verifica armatura in direzione x Tsd,x/Trd,x <= 1,00
Tsd,y/Trd,y	-	0,000	Verifica armatura in direzione x Tsd,y/Trd,y <= 1,00
a1	mm	300	Larghezza impronta puntone 1
a2	mm	138,44	Larghezza impronta puntone 2
a3	mm	330,40	Larghezza impronta puntone 3
a4	mm	842,61	Larghezza impronta puntone 4
C1	kN	742	Azione di compressione sulla superficie 1
C2	kN	342,4	Azione di compressione sulla superficie 2
C3 = C4	kN	817,2	Azione di compressione sulla superificie 3
Btr	mm	928,0	Dimensione trasversale puntone C1; C2; C3; C4
σ1sd	Mpa	2,67	Tensione sollecitante sull'impronta 1 - Puntone 1 (Nodo CCC)
σ2sd	Mpa	2,67	Tensione sollecitante sull'impronta 2 - Puntone 2 (Nodo CCC)
σ3sd	Mpa	2,67	Tensione sollecitante sull'impronta 3 - Puntone 3 (Nodo CCC)
σ4sd	Mpa	1,05	Tensione sollecitante sull'impronta 3 - Puntone 4 (Nodo CCT)
σ1rdmax	Mpa	16,46	Tensione massima di progetto nodo CCC
σ2rdmax	Mpa	13,99	Tensione massima di progetto nodo CCT
σ1sd/σ1rdmax		0,162	Verifica tensione massima impronta 1
σ2sd/σ1rdmax		0,162	Verifica tensione massima impronta 2
σ3sd/σ1rdmax		0,162	Verifica tensione massima impronta 3
σ4sd/σ2rdmax		0,075	Verifica tensione massima impronta 4

Tabella 14.5. Verifica schema resistente puntone-tirante (posizione 2)