

SEGNALETICA

Tipologico portale a bandiera "Tipo A" **Relazione di calcolo**

Sommario

1.	INTRODUZIONE	7
2.	RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI	8
2.1	NORMATIVE.....	8
2.2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	8
3.	MATERIALI	9
3.1	CONGLOMERATI CEMENTIZI	9
3.1.1	Classi di esposizione e condizioni ambientali.....	9
3.1.2	Copriferri e classe di resistenza minima.....	9
3.1.3	Caratteristiche meccaniche.....	9
3.2	ACCIAIO PER ARMATURE.....	10
3.3	ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA	10
3.3.1	Piastre e profili	10
3.3.2	Trattamenti superficiali per la durabilità	11
3.3.3	Bullonature, tirafondi e chiavi di taglio.....	12
3.3.4	Saldature.....	12
3.3.5	Classe di esecuzione	12
4.	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	13
5.	SOFTWARE DI CALCOLO	15
5.1	MIDAS GEN.....	15
5.2	VCA SLU ®	15
5.3	MICROSOFT ® OFFICE EXCEL ®	15
6.	CRITERI DI CALCOLO E DEFINIZIONE DELLE AZIONI	16
6.1	CRITERI DI CALCOLO.....	16
6.2	ELENCO DELLE CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI	16
6.3	AZIONI PERMANENTI	16
6.3.1	Pesi propri e permanenti portati (g1-g2)	16
6.4	AZIONI VARIABILI	17
6.4.1	Azioni dei carichi variabili (Qak).....	17
6.4.2	Azioni del vento (Qwk)	17
6.4.3	Azioni della neve	27
6.4.4	Azioni di Buffeting.....	28
6.4.5	Azioni della temperatura	31
6.5	AZIONE SISMICA (EK)	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	49

9.2.3	Enve Sisma - SLV.....	50
9.3	SPOSTAMENTI	53
9.4	ANALISI DI BUCKLING GLOBALE.....	55
9.5	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI.....	56
9.5.1	Affidabilità del codice di calcolo.....	56
9.5.2	Verifica di attendibilità dei risultati.....	58
10.	CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN ACCIAIO	59
10.1	CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN ACCIAIO.....	59
10.2	CRITERI DI VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI	60
10.3	CRITERI DI VERIFICA PER LE VERIFICHE A FATICA	60
10.3.1	Azioni da fatica del vento.....	62
10.3.2	Azioni da fatica indotti dal transito veicolare - Buffeting	64
11.	VERIFICHE STRUTTURALI	65
11.1	STRUTTURA METALLICA IN ELEVAZIONE.....	65
11.1.1	Sollecitazioni di verifica.....	65
11.1.2	Verifica delle sezioni in acciaio.....	67
11.1.2.1	Sbraccio – Sez.A.....	68
11.1.2.2	Sommità montante – Sez.B	74
11.1.2.3	Base montante – Sez.C	79
11.1.3	Verifica dei giunti di connessione.....	84
11.1.3.1	Verifica del giunto "Sez A"	85
11.1.3.2	Verifica del giunto "Sez C" - Connessione di base	92
11.2	VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI.....	95
11.3	VERIFICA SISTEMA DI ANCORAGGIO ALLE OPERE DI FONDAZIONE	96
11.3.1	Verifica chiavi di taglio.....	96
11.3.1.1	Sollecitazioni di progetto.....	96
11.3.1.2	Rottura a taglio.....	97
11.3.1.3	Rottura per pry-out	98
11.3.1.4	Rottura del bordo di calcestruzzo.....	99
11.3.2	Verifiche dei tirafondi.....	101
11.3.2.1	Sollecitazioni di progetto.....	101
11.3.2.2	Rottura a trazione.....	102
11.3.2.3	Rottura a sfilamento.....	102
11.3.2.4	Rottura del cono di calcestruzzo	102
11.3.2.5	Rottura per blow-out del calcestruzzo	103
11.3.2.6	Rottura per splitting	103
11.3.2.7	Rottura della rosetta	104
11.4	VERIFICHE A FATICA	105
11.4.1	Verifica a fatica delle chiavi di taglio	105
11.4.2	Verifica a fatica delle giunzioni bullonate.....	111
11.4.2.1	Verifica a fatica bullonatura Sez A.....	111
11.4.2.2	Verifica a fatica Nervature e profilo Sez A.....	114
11.4.2.3	Verifica a fatica bullonatura Sez C - Ancoraggio di base.....	118
11.4.2.4	Verifica a fatica Nervature e profilo Sez C - Ancoraggio di base.....	119
12.	AZIONI AD INTRADOSSO ELEVAZIONE	124
13.	VALUTAZIONE DELLE AZIONI DI PROGETTO EFFETTIVE E CONFRONTO CON LE AZIONI DI PROGETTO	
	"INVILUPPO"	125
13.1	VALUTAZIONE DELLE AZIONI DI PROGETTO.....	125
13.1.1	Azione del vento.....	125
13.1.2	Azione sismica.....	126
13.2	CONFRONTO CON LE AZIONI DI PROGETTO "INVILUPPO"	128
14.	VERIFICA DELLA FONDAZIONE	129
14.1	DESCRIZIONE DELLA FONDAZIONE	129

14.2	VERIFICA DEL TORRINO.....	129
14.2.1	<i>Criterio di verifica.....</i>	129
14.2.2	<i>Sollecitazioni agenti ad intradosso torino</i>	132
14.2.3	<i>Verifiche strutturali</i>	133
14.2.3.1	Verifiche taglio-torsione	133
14.2.3.2	Verifiche flessione deviata	135
14.3	VERIFICA DEL DADO INFERIORE	136
14.3.1	<i>Criterio di verifica.....</i>	136
14.3.2	<i>Valutazione delle azioni ad intradosso fondazione.....</i>	136
14.3.3	<i>Verifica strutturale del dado inferiore di fondazione</i>	137
14.3.3.1	Verifica a punzonamento	137
14.3.3.2	Verifica a schema resistente puntone - tirante	138

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	10
TABELLA 3-2: COPRIFERRI MINIMI IN MM IN FUNZIONE DELLE CONDIZIONI AMBIENTALI	10
TABELLA 3.3. CARATTERISTICHE BULLONERIA AD ALTA RESISTENZA E CHIAVI DI TAGLIO	13
FIGURA 4.1. VISTA FRONTALE E LATERALE DEL PORTALE	14
FIGURA 4.2. – DETTAGLIO DELLA CONNESSIONE ALLA BASE	15
FIGURA 5.1. SOFTWARE MIDAS GEN – CALCOLO AGLI ALEMENTI FINITI	16
FIGURA 5.2. SOFTWARE VCA_SLU – CALCOLO DELLE RESISTENZE	16
FIGURA 6-1 – PRESSIONE DI PICCO DEL VENTO $z=7.60$ M (BARICENTRO CARTELLONISTICA)	20
FIGURA 6-2 – PRESSIONE DI PICCO DEL VENTO $z=6.8$ M (BARICENTRO SBRACCIO ORIZZONTALE)	20
FIGURA 6-3 – SISTEMA DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE DEL VENTO	21
FIGURA 6-4 – AZIONE DEL VENTO SULLA SEZIONE DI BASE DEL MONTANTE ($Q_p = 0.96 \text{ kN/m}^2 - z = 6.8 \text{ M}$)	22
FIGURA 6-5 – AZIONE DEL VENTO SULLA SEZIONE DI TESTA DEL MONTANTE ($Q_p = 0.96 \text{ kN/m}^2 - z = 6.8 \text{ M}$)	23
FIGURA 6-6 – AZIONE DEL VENTO SULLA SEZIONE INIZIALE DELLA MENSOLA ($Q_p = 0.96 \text{ kN/m}^2 - z = 6.8 \text{ M}$)	24
FIGURA 6-7 – AZIONE DEL VENTO SULLA SEZIONE FINALE DELLA MENSOLA ($Q_p = 0.96 \text{ kN/m}^2 - z = 6.8 \text{ M}$)	25
FIG. 1 – ANALISI MODALE DELLA STRUTTURA	28
FIG. 2 – AZIONE DI BUFFETING SULLA STRUTTURA	30
FIG. 3 – VARIAZIONE DELLA PRESSIONE DI BUFFETING CON LA QUOTA	31
FIGURA 6-8 - SPETTRO DI PROGETTO DELLA COMPONENTE ORIZZONTALE E VERTICALE	34
TABELLA 7-1 - COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA PER LE COMBINAZIONI DI CARICO AGLI SLU	36
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)	38
TABELLA 7-4: COMBINAZIONI DI CARICO PER L'AZIONE SISMICA (SLV)	38
TABELLA 7-5: COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITI DI ESERCIZIO (SLE)	39
FIG. 4 – MODELLO DI CALCOLO FEM - NUMERAZIONE DEGLI ELEMENTI	40
FIG. 5 – PESI PERMANENTI PORTATI – CARTELLONISTICA	41
FIGURA 8-1 - AZIONI DEL VENTO SUI PROFILI – DIR.X (TRASVERSALE ALLA CARREGGIATA)	41
FIGURA 8-2 - AZIONI DEL VENTO SUI PROFILI – DIR.Y (PARALLELO ALLA CARREGGIATA)	42
FIGURA 8-3 - AZIONI DEL VENTO SUL CARTELLO DI SEGNALETICA	42
FIG. 6 – AZIONE DI BUFFETING	43
FIG. 7 – CARICO DA NEVE	43
FIG. 8 – M_y (LOCAL) - PESI PROPRI– DIR. TRASVERSALE	44
FIG. 9 – M_y (LOCAL) - PERMANENTI PORTATI– DIR. TRASVERSALE	44
FIG. 10 – M_y (LOCAL) - VENTO– DIR. TRASVERSALE	45
FIG. 11 – M_z (LOCAL) – VENTO– DIR. LONGITUDINALE	45
FIG. 12 – M_x - TORCENTE (LOCAL) - VENTO	46
FIG. 13 – M_y (LOCAL) - NEVE– DIR. TRASVERSALE	46
FIG. 14 – M_z (LOCAL) - BUFFETING L1– DIR. LONGITUDINALE	47
FIG. 15 – M_x - TORCENTE (LOCAL) - BUFFETING L1	47
FIG. 16 – M_y (LOCAL)	48
FIG. 17 – M_z (LOCAL)	48
FIG. 18 – M_x - TORCENTE (LOCAL)	49
FIG. 19 – M_y (LOCAL)	50
FIG. 20 – M_z (LOCAL)	50
FIG. 21 – M_x - TORCENTE (LOCAL)	51
FIG. 22 – M_y (LOCAL)	51
FIG. 23 – M_z (LOCAL)	52
FIG. 24 – M_x - TORCENTE (LOCAL)	52
LA TABELLA SUCCESSIVA RIPOрта IL CONFRONTO TRA LE MASSIME AZIONI INTERNE ASSOCIATE AGLI INVILUPPI SLU ED SLV.	53
FIG. 25 – SPOSTAMENTI VERTICALI MASSIMI	54
FIG. 26 – SPOSTAMENTI ORIZZONTALI MASSIMI	55
FIGURA 9-1 - SPOSTAMENTI ORIZZONTALI MASSIMI IN TESTA AL MONTANTE	55

FIGURA 9-2. GEOMETRIA E VINCOLI DELLA TRAVE UTILIZZATA PER LA VALIDAZIONE.....	57
FIGURA 9-3. MOMENTO FLETTENTE NELLA TRAVE OGGETTO DI VALIDAZIONE	57
FIGURA 9-4. TAGLIO NELLA TRAVE OGGETTO DI VALIDAZIONE	58
FIGURA 9-5. DEFORMATA DELLA TRAVE OGGETTO DI VALIDAZIONE	58
FIGURA 10-1 - SPETTRO DELL'INTERVALLO DI VARIAZIONE DELLE TENSIONI.....	62
FIGURA 10-2 - CURVE DI RESISTENZA A FATICA S-N PER TENSIONI NORMALI E TANGENZIALI	62
FIGURA 10-3 - DETERMINAZIONE DEL NUMERO DI CICLI A ROTTURA PER $\Delta\sigma$ ASSEGNATO.....	62
FIGURA 10-4 - NUMERO DI CICLI DI CARICO DA RAFFICA PER UN EFFETTO $\Delta S/S_k$	63
FIGURA 10-5 - NUMERO DI CICLI DI CARICO DA RAFFICA (CUMULATA) PER UN EFFETTO $\Delta S/S_k$	64
FIG. 27 – SEZIONI DI VERIFICA.....	66
FIG. 28 – GEOMETRIA DELLE SEZIONI DI VERIFICA.....	66
FIG. 29 – AZIONI DI VERIFICA.....	67
FIGURA 11-1 – MAPPA DEGLI SFRUTTAMENTI DEI PROFILI	68
FIG. 30 – SEZIONI DI VERIFICA - GIUNZIONI BULLONATE.....	85
FIG. 31 – GIUNTO BULLONATO - SEZ A.....	86
FIGURA 11-2. MODELLO DI CALCOLO COLLEGAMENTO SBRACCIO.....	87
FIGURA 11-3. MODELLO DI CALCOLO COLLEGAMENTO SBRACCIO– DETTAGLIO VINCOLI BULLONE.....	87
FIGURA 11-4. SISTEMA DI RIFERIMENTO NODAL LOADS COLLEGAMENTO SBRACCIO.....	88
FIGURA 11-5. TENSIONI DI VON MISES SLU.....	89
FIGURA 11-6. NUMERAZIONE BULLONI.....	90
FIGURA 11-7. MODELLO DI CALCOLO COLLEGAMENTO ALLA BASE	94
FIGURA 11-8. SISTEMA DI RIFERIMENTO NODAL LOADS COLLEGAMENTO ALLA BASE.	95
FIGURA 11-9. TENSIONI DI VON MISES SLU – COLLEGAMENTO ALLA BASE	95
FIGURA 11.10. POSIZIONE DELLE CHIAVI DI TAGLIO	97
TABELLA 11.1. TAGLIO DI PROGETTO AGENTE SULLE CHIAVI DI TAGLIO	97
FIGURA 11.11. SCHEMA AREA $A_{C,N}$ PER PRY-OUT $C_{Cr}=1.5 H_{EFF}=450\text{ MM}$ ($H_{EFF}=300\text{ MM}$).....	99
FIGURA 11-12. DETTAGLIO ARMATURA PREDISPOSTA DIR. X A SX E IN DIREZIONE Y A DX.....	100
FIGURA 11-13. TRAZIONI NEI TIRAFONDI	102
FIGURA 11-14. SCHEMA DISPOSIZIONE ARMATURE INTEGRATIVE A TRAZIONE.....	103
FIGURA 11-15 – AZIONI DI TRAZIONE NEI BULLONI PER EFFETTO DEL VENTO	112
FIGURA 11-16 – AZIONE DI TAGLIO NEI BULLONI PER EFFETTO DEL VENTO	113
FIGURA 11-17 – TENSIONI SUI PROFILI	115
FIGURA 11-18 – TENSIONI SULLE NERVATURE.....	115
FIGURA 11-19 – AZIONI NEI TIRAFONDI PER EFFETTO DEL VENTO	119
FIGURA 11-20 – TENSIONI SUI PROFILI	121
FIGURA 11-21 – TENSIONI SULLE NERVATURE.....	121
FIGURA 12-1 – CONVENZIONE DI SEGNO AZIONI ALLA BASE DEL MONTANTE.....	125
FIGURA 13-1 – PRESSIONE DI PICCO DEL VENTO $z=6.8\text{ M}$ (BARICENTRO SBRACCIO ORIZZONTALE) – COMUNE DI RAPALLO.....	126
FIGURA 13-2 - SPETTRO DI PROGETTO DELLA COMPONENTE ORIZZONTALE E VERTICALE – COMUNE DI RAPALLO	128
FIGURA 13-3 – CONFRONTO SPETTRI DI PROGETTO E SPETTRO DEL SITO DI COSTRUZIONE	129
FIGURA 14-2 – CONVENZIONE DI SEGNO BASE TORRINO	133
TABELLA 14.1. AZIONI ALLA BASE DEL TORRINO.....	133
FIGURA 14.3. DOMINIO $T_{Rd}-V_{Rd,x}$	135
FIGURA 14.4. DOMINIO $T_{Rd}-V_{Rd,y}$	135

Titolo : _____

N° Vertici **Zoom** **N° barre** **Zoom**

N°	x [mm]	y [mm]
1	-700	-800
2	-700	800
3	700	800
4	700	-800

N°	As [mm²]	x [mm]	y [mm]
1	452	-533	734
2	452	-313	734
3	452	-118	734
4	452	2	734
5	452	122	734
6	452	316	734

Sollecitazioni
S.L.U. **Metodo n** kN
M_{Ed} kNm
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[mm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C35/45
ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} N/mm²
τ_{c1} N/mm²

M_{xRd} kN m
M_{yRd} kN m
σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d mm
x mm x/d
δ

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.
☐ DXF

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☐ Retta ☒ Deviata

N° rett.
Calcola MRd Dominio Mx-My
angolo asse neutro θ°
☐ Precompresso

136

FIGURA 14-5 - MECCANISMO RESISTENTE A TIRANTE-PUNTONE	137
TABELLA 14.2. REAZIONI GLOBALI INTRADOSSO FONDAZIONE.....	138
TABELLA 14.3. AZIONI TESTA PALO	138
TABELLA 14.4. VERIFICA SCHEMA RESISTENTE PUNTONE-TIRANTE (POSIZIONE 1)	140
TABELLA 14.5. VERIFICA SCHEMA RESISTENTE PUNTONE-TIRANTE (POSIZIONE 2)	141

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 A**", avente lunghezza massima dello sbraccio pari a 10.00 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 18 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 450 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. RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI

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

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)** Highway 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. Berthelley
- [13.] **Designers' Guide to EN 1993-2.** C.R. Hendy and C.J. Murphy (Thomas Telford Publishing)
- [14.] **International Journal of Mechanical Engineering Education 33/4:** Theoretical analysis of preloaded bolted joints subjected to cyclic loading - José Maria Minguéz and Jeffrey Vogwell
- [15.] **ASPI_MdP_CP_OM03_rev.00_2022_Portalì segnaletici** Manuale di progettazione - Criteri di progettazione di portalì segnaletici

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 opere oggetto di studio si ottiene il seguente valore di copriferro nominale e classe di calcestruzzo minima:

$C_{nom} = 45 \text{ mm} + 5 \text{ mm} = 50 \text{ mm}$

Classe di resistenza minima = C 35/45

3.1.3 Caratteristiche meccaniche

Tipo di calcestruzzo	C35/45
----------------------	--------

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

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

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	$f_{yk} \geq 355 \text{ N/mm}^2$
Tensione di rottura caratteristica	$f_{tk} \geq 510 \text{ N/mm}^2$
Tensione di snervamento di progetto	$f_{yd} = 338 \text{ N/mm}^2$
Tipo di acciaio	S355J2(t=40 mm)
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 345 \text{ N/mm}^2$
Tensione di rottura caratteristica	$f_{tk} \geq 495 \text{ N/mm}^2$
Tensione di snervamento di progetto	$f_{yd} = 328 \text{ N/mm}^2$

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

3.3.2 Trattamenti superficiali per la durabilità

Classe di durabilità (VH).

Categoria di 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	$f_t \geq 800 \text{ N/mm}^2$
Tensione di snervamento	$f_y = 640 \text{ N/mm}^2$
Elemento	DADO
Classe di resistenza	8
Elemento	TIRAFONDO
Classe di resistenza	8.8 (UNI EN ISO 898-1: 2001)
Tensione di rottura a trazione	$f_t \geq 800 \text{ N/mm}^2$
Tensione di snervamento	$f_y = 640 \text{ N/mm}^2$
Elemento	CHIAVI DI TAGLIO ($\phi=100 \text{ mm}$)
Classe di resistenza	Acciaio S355
Tensione di rottura a trazione	$f_t \geq 466 \text{ N/mm}^2$
Tensione di snervamento	$f_y = 315 \text{ N/mm}^2$

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 10.00 m. Il ritto presenta una sezione scatolare di dimensioni variabili pari a 700x500mm alla base, 500x700mm in sommità (B×H) mentre lo sbraccio, anch'esso a sezione scatolare, presenta una sezione quadrata di quadrata di 500x500mm (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 assemblati attraverso giunzioni bullonate con schema resistente "a taglio". Le lamiere hanno spessore s= 10mm per la parte dello sbraccio e spessore s= 15mm per la restante porzione della mensola e la colonna montante.

La cartellonistica è sorretta da tubolari in acciaio $\Phi=90\text{mm}$, 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 alluminio di spessore massimo $s=3\text{mm}$.

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

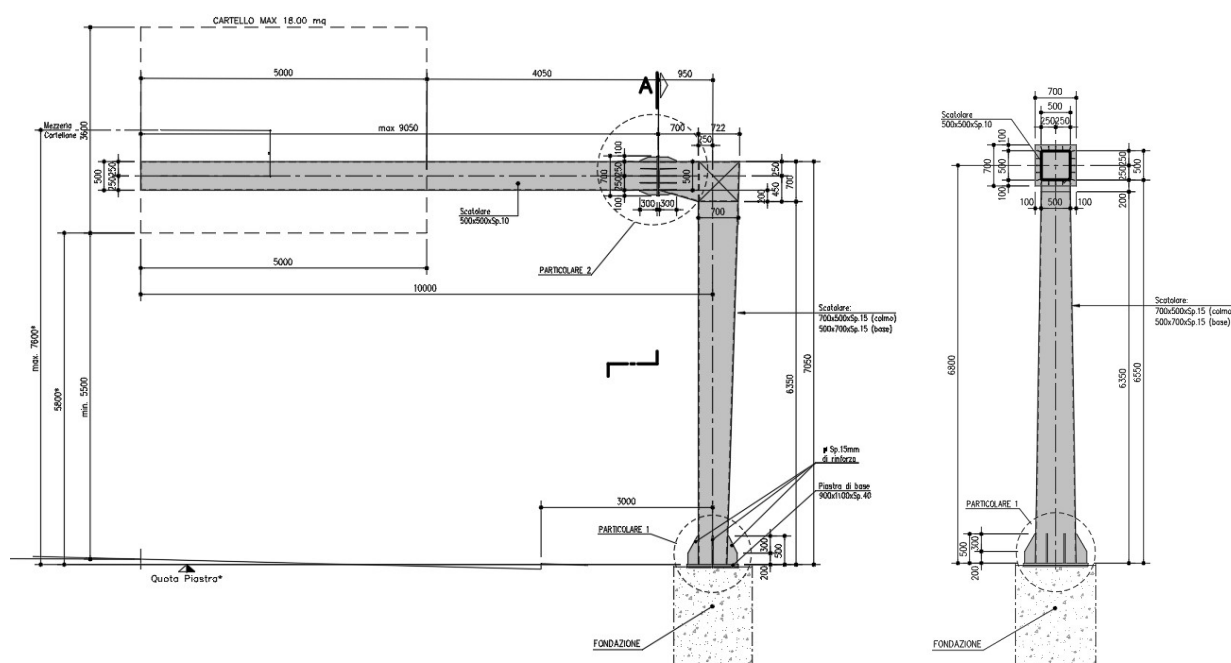


Figura 4.1. Vista frontale e laterale del portale

Il collegamento alla base dei piedritti, con le strutture di fondazione, è composto costituito da n. 4 chiavi di taglio ($\Phi = 100 \text{ mm}$ – Acciaio S355; $L = 300+40 \text{ mm}$) e n.20 tirafondi (M30 - classe 8.8) dotati di rosetta terminale. La piastra i base, saldata al ritto, opportunamente irrigidita, presenta uno spessore $s=40 \text{ mm}$.

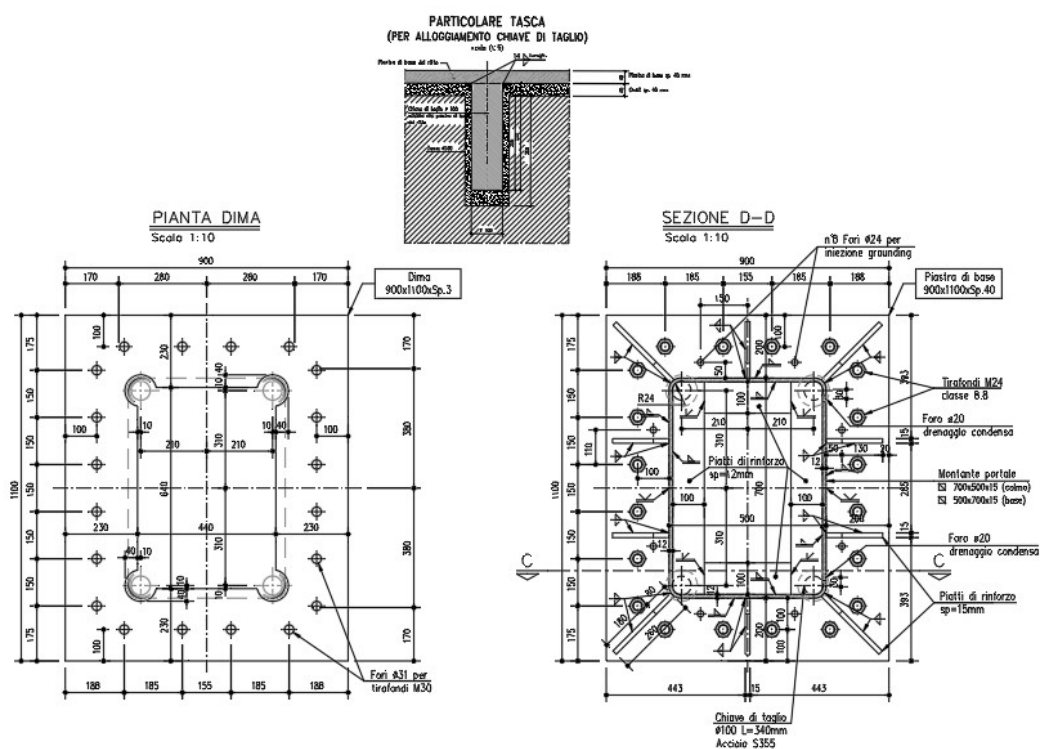


Figura 4.2. – Dettaglio della connessione alla base

Per ulteriori dettagli si rimanda ai pertinenti elaborati di progetto.

5. SOFTWARE DI CALCOLO

Per eseguire i calcoli riportati nel prosieguo della presente relazione sono stati impiegati i seguenti software:

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 elementi 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.

g_{1k} peso proprio delle strutture

g_{2k} carichi permanenti portati: Cartelloni in acciaio, profili metallici di supporto e materiale vario di fissaggio.

ε_{1k} variazioni termiche uniformi

Q_{ak} azioni da carichi variabili (esclusi quelli dettagliati nel seguito)

Q_{wk} azioni del vento

Q_{bk} azioni di "buffeting"

Q_{sk} carico da neve

E_k azioni sismiche

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.

Si sono assunti cartelloni aventi le dimensioni geometriche massime esplicitate nei paragrafi precedenti, per complessivi 18.0m²; e di spessore costante pari a 0.003m.

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

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

Al fine di quantificare in modo realistico il peso di tali elementi, si è provveduto ad effettuare una analisi speditiva delle sollecitazioni e deformazioni indotte dalla pressione del vento, assunta pari a 2.00kPa, su un tubolare a sostegno di una striscia di cartellone di larghezza pari ad "i", con schema di vincolo a mensola e luce dello sbalzo pari a 3.2m. (dimensione valida per le quattro tipologie di portale a bandiera – Tipo A, Tipo B; Tipo C; Tipo D).

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

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

- Cartellone: $78.50 \times 0.003 \times 1.02^* = 0.4\text{kN/m}^2$
- Tubolari metallici: $78.50 \times 0.002513 = 0.1973\text{kN/m}$

*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

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 autostradale e, quindi, potenziali siti di impiego delle strutture di segnaletica, sono individuabili in: Lombardia, Veneto, Emilia-Romagna, Toscana, Marche, Lazio. L'azione del vento è quindi stata determinata assumendo le seguenti ipotesi di calcolo:

Zona: 3

Classe di rugosità: D

Distanza dalla costa: entro i 10km

Categoria del sito: II

Periodo di ritorno: 50 anni

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

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

EN 1991-1-4; 8.4: Per il montante a sezione rettangolare e per lo sbraccio

EN 1991-1-4; 7.4.3: Per le superfici dei cartelloni di segnaletica

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	Z _{ref} = 3		
Altitudine sul livello del mare	z = 7.6 m		
	a = 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 ₀ = 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 ₀ = 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 _R = 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
	z ₀ = 0.05	m	- §4.3.2 (1), Nota
	Z _{min} = 4	m	Tabella N.A.2
Fattore di rugosità	Z _{min} = 200	m	§4.3.1 (1), Nota 2
Fattore di orografia	α(z) = 0.95	-	§4.3.2, formula (4.4)
Velocità media alla quota z sopra il terreno	α(z) = 1.00	-	§4.3.3 + vedi ANNESSO A per casi particolari
Densità dell'aria	V _m (z) = 25.77	m/s	§4.3.1, formula (4.3)
Pressione dinamica di base	ρ = 1.25	kg/m ³	Appendice Nazionale: §4.5 (1), Nota 2
Fattore della turbolenza	q ₀ = 455.6	N/m ²	§4.5, formula (4.10)
Intensità di turbolenza all'altezza z	k _t = 1.00	-	Appendice Nazionale: §4.4 (1), Nota 2
Coefficiente di esposizione	I _t (z) = 0.20	-	§4.4, formula (4.7)
	C _{ex} = 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 6-1 – Pressione di picco del vento $z=7.60$ m (baricentro cartellonistica)

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 Altitudine sul livello del mare	Zona: 3 $z = 6.8$ m $a_s = 450$ 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	$v_{w0} = 27$ m/s $a_p = 500$ m $k_p = 0.020$ 1/s	Appendice Nazionale: - §4.1 (1), Nota - §4.2 (1) P, Nota 2 - §4.2 (2) P, Nota 1	
Velocità fondamentale della velocità base del vento	$v_{w0} = 27$ 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	$C_{dr} = 1$	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	$v_R = 27.0$ m/s	§4.2, formula (4.1)	
Parametri tabella N.A.2	$k_r = 0.19$ $z_0 = 0.05$ m $z_{min} = 4$ m	Appendice Nazionale: - §4.3.1 (1), Nota 2 - §4.3.2 (1), Nota Tabella N.A.2	
Fattore di rugosità	$z_{max} = 200$ m	§4.3.1 (1), Nota 2	
Fattore di orografia	$C_r(z) = 0.93$	§4.3.2, formula (4.4)	
Velocità media alla quota z sopra il terreno	$C_o(z) = 1.00$	§4.3.3 + vedi ANNESSO A per casi particolari	
Densità dell'aria	$v_m(z) = 25.20$ m/s	§4.3.1, formula (4.3)	
Pressione dinamica di base	$\rho = 1.25$ kg/m ³	Appendice Nazionale: §4.5 (1), Nota 2	
Fattore della turbolenza	$q_b = 455.6$ N/m ²	§4.5, formula (4.10)	
Intensità di turbolenza all'altezza z	$k = 1.00$	Appendice Nazionale: §4.4 (1), Nota 2	
Coefficiente di esposizione	$I_{t,z} = 0.20$	§4.4, formula (4.7)	
	$C_e = 2.11$	§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 6-2 – 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 successiva è riportata la convenzione di segno adottata per l'azione del vento.

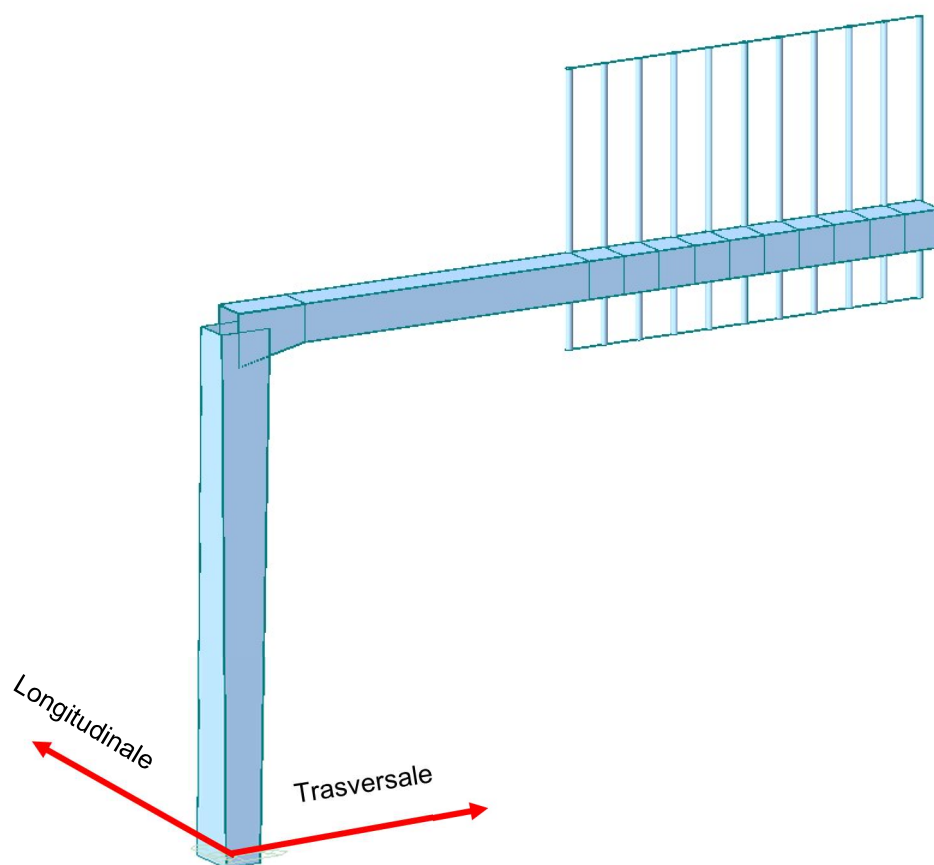


Figura 6-3 – Sistema di riferimento per l'azione del vento

Si riassumono in forma tabellare i risultati ottenuti:

Montante verticale base – Scatolare 500x700:

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SCATOLARE			
Dimensione in direzione trasversale	$a_1 =$	0.50	m
Dimensione in direzione longitudinale	$a_2 =$	0.70	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	0.70	m
Dimensione parallela al vento	d	0.50	m
Rapporto geometrico	d/b	0.71	-
Rapporto geometrico	r/b	0.04	-
Rapporto geometrico	l/b	9.71	-
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	$c_{f,0}$	2.38	m Figura 7.23
Fattore di riduzione per sezioni quadrate con spigoli arrotondati	ψ_r	0.89	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	1.94	- §7.6, formula (7.9)
Forza trasversale	$F_{W,transv}$	1.30	kN/m
Azione vento longitudinale			
Dimensione ortogonale al vento	b	0.50	m
Dimensione parallela al vento	d	0.70	m
Rapporto geometrico	d/b	1.40	-
Rapporto geometrico	r/b	0.06	-
Rapporto geometrico	l/b	13.60	-
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	$c_{f,0}$	1.88	m Figura 7.23
Fattore di riduzione per sezioni quadrate con spigoli arrotondati	ψ_r	0.85	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	1.46	- §7.6, formula (7.9)
Forza longitudinale	$F_{W,long}$	0.70	kN/m

Figura 6-4 – Azione del vento sulla sezione di base del montante ($q_p = 0.96 \text{ kN/m}^2$ – $z = 6.8 \text{ m}$)

Montante verticale sommità – Scatolare 700x500:

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SCATOLARE			
Dimensione in direzione trasversale	$a_1 =$	0.70	m
Dimensione in direzione longitudinale	$a_2 =$	0.50	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	0.50	m
Dimensione parallela al vento	d	0.70	m
Rapporto geometrico	d/b	1.40	-
Rapporto geometrico	r/b	0.06	-
Rapporto geometrico	l/b	13.60	-
Rapporto di solidità	φ	1.00	- §7.13, formula (4.28)
Snellezza	λ	70.00	- Prospetto 7.16, $N^{\circ}4$
Coefficiente di forza relativo a sezioni rettangolari con spigoli vivi e in assenza di flusso di estremità libera	c_{f0}	1.88	m Figura 7.23
Fattore di riduzione per sezioni quadrate con spigoli arrotondati	ψ_r	0.85	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	1.46	- §7.6, formula (7.9)
Forza trasversale	$F_{W,transv}$	0.70	kN/m

Azione vento longitudinale			
Dimensione ortogonale al vento	b	0.70	m
Dimensione parallela al vento	d	0.50	m
Rapporto geometrico	d/b	0.71	-
Rapporto geometrico	r/b	0.04	-
Rapporto geometrico	l/b	9.71	-
Rapporto di solidità	φ	1.00	- §7.13, formula (4.28)
Snellezza	λ	70.00	- Prospetto 7.16, $N^{\circ}4$
Coefficiente di forza relativo a sezioni rettangolari con spigoli vivi e in assenza di flusso di estremità libera	c_{f0}	2.38	m Figura 7.23
Fattore di riduzione per sezioni quadrate con spigoli arrotondati	ψ_r	0.89	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	1.94	- §7.6, formula (7.9)
Forza longitudinale	$F_{W,long}$	1.30	kN/m

Figura 6-5 – Azione del vento sulla sezione di testa del montante ($q_p = 0.96 \text{ kN/m}^2$ – $z = 6.8 \text{ m}$)

Mensola orizzontale – Scatolare 500x700

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SCATOLARE			
Dimensione in direzione trasversale	$a_1 =$	0.50	m
Dimensione in direzione longitudinale	$a_2 =$	0.70	m
Altezza	$l =$	10.00	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	0.70	m
Dimensione parallela al vento	d	0.50	m
Rapporto geometrico	d/b	0.71	-
Rapporto geometrico	r/b	0.04	-
Rapporto geometrico	l/b	14.29	-
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_{f0}	2.38	m Figura 7.23
Fattore di riduzione per sezioni quadrate con spigoli arrotondati	ψ_r	0.89	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	1.94	- §7.6, formula (7.9)
Forza trasversale	$F_{W,transv}$	1.30	kN/m

Azione vento longitudinale			
Dimensione ortogonale al vento	b	0.50	m
Dimensione parallela al vento	d	0.70	m
Rapporto geometrico	d/b	1.40	-
Rapporto geometrico	r/b	0.06	-
Rapporto geometrico	l/b	20.00	-
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_{f0}	1.88	m Figura 7.23
Fattore di riduzione per sezioni quadrate con spigoli arrotondati	ψ_r	0.85	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	1.46	- §7.6, formula (7.9)
Forza longitudinale	$F_{W,long}$	0.70	kN/m

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

Mensola orizzontale – Scatolare 500x500

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SCATOLARE			
Dimensione in direzione trasversale	$a_1 =$	0.50	m
Dimensione in direzione longitudinale	$a_2 =$	0.50	m
Altezza	$l =$	10.00	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	0.50	m
Dimensione parallela al vento	d	0.50	m
Rapporto geometrico	d/b	1.00	-
Rapporto geometrico	r/b	0.06	-
Rapporto geometrico	l/b	20.00	-
Rapporto di solidità	φ	1.00	- §7.13, formula (4.28)
Snellezza	λ	70.00	- Prospetto 7.16, $N^{\circ}4$
Coefficiente di forza relativo a sezioni rettangolari con spigoli vivi e in assenza di flusso di estremità libera	c_{f0}	2.10	m Figura 7.23
Fattore di riduzione per sezioni quadrate con spigoli arrotondati	ψ_r	0.85	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	1.62	- §7.6, formula (7.9)
Forza trasversale	$F_{W,transv}$	0.78	kN/m

Azione vento longitudinale			
Dimensione ortogonale al vento	b	0.50	m
Dimensione parallela al vento	d	0.50	m
Rapporto geometrico	d/b	1.00	-
Rapporto geometrico	r/b	0.06	-
Rapporto geometrico	l/b	20.00	-
Rapporto di solidità	φ	1.00	- §7.13, formula (4.28)
Snellezza	λ	70.00	- Prospetto 7.16, $N^{\circ}4$
Coefficiente di forza relativo a sezioni rettangolari con spigoli vivi e in assenza di flusso di estremità libera	c_{f0}	2.10	m Figura 7.23
Fattore di riduzione per sezioni quadrate con spigoli arrotondati	ψ_r	0.85	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	1.62	- §7.6, formula (7.9)
Forza longitudinale	$F_{W,long}$	0.78	kN/m

Figura 6-7 – Azione del vento sulla sezione finale della mensola ($q_p = 0.96 \text{ kN/m}^2 - z = 6.8 \text{ m}$)

Cartellone – 5.00 x 3.60 m (BxH):

Il coefficiente 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

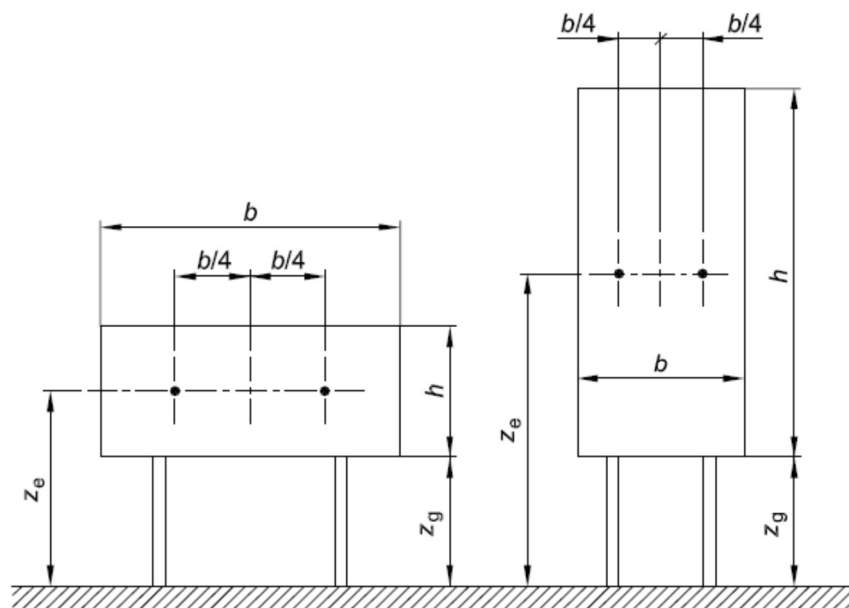
Altezza di riferimento	z_t	200	m	
Lunghezza di scala di riferimento	L_t	300	m	
Coefficiente	α	0.52	-	
Frequenza naturale	$n=n_{1,x}$	1.89	Hz	Nota: da modello FEM
Quota baricentro pannello	z_e	7.6	m	
Larghezza pannello	b	5	m	
Altezza pannello	h	3.6	m	
Massa generalizzata	m_e	395.00	kg/m	
Velocità media	$v_m(z_e)$	27.80	m/s	
Intensità della turbolenza	$I_v(z_e)$	0.1990		
Coefficiente forma del pannello	C_f	1.8	-	
Decr. Logarit. Smorzamento struttura	δ_s	0.03	-	
Decr. Logarit. Smorzamento aerodinam.	δ_a	0.209	-	
Decr. Logarit. Smorzamento dispositivi	δ_d	0.00	-	
Decr. Logarit. Smorzamento	δ	0.24	-	
Lunghezza di scala della turbolenza	$L(z_e)$	54.74	m	
Frequenza adimensionale	$f_L(z_e, n)$	3.72	Hz	
Frequenza della velocità del vento	$SL(z_e, n)$	5.65E-02		
Coefficiente	η_h	1.13	-	
coefficiente	η_b	1.56	-	
Finzione di ammettenza aerodinamica	R_h	0.54	-	
Finzione di ammettenza aerodinamica	R_b	0.44	-	
Fattore di risposta risonante	R^2	0.28		
Fattore di bordo	B^2	0.782	-	
Frequenza di attraversamento	u	0.97	Hz	
Intervallo di tempo	T	600.00	sec	
Fattore di picco	k_p	3.00	-	
Fattore di dimensione	C_s	0.93	-	
Fattore dinamico	C_d	1.00	-	

Fattore di struttura CsCd **CsCd** **0.93** -

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

Si ottiene quindi una pressione agente sul cartellone pari a $0.99 \text{ kN/m}^2 \times 1.8 = 1.78 \text{ kN/m}^2$

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



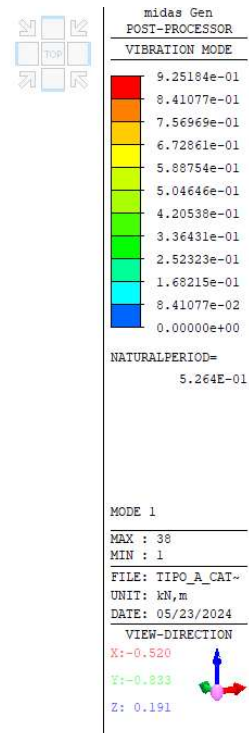
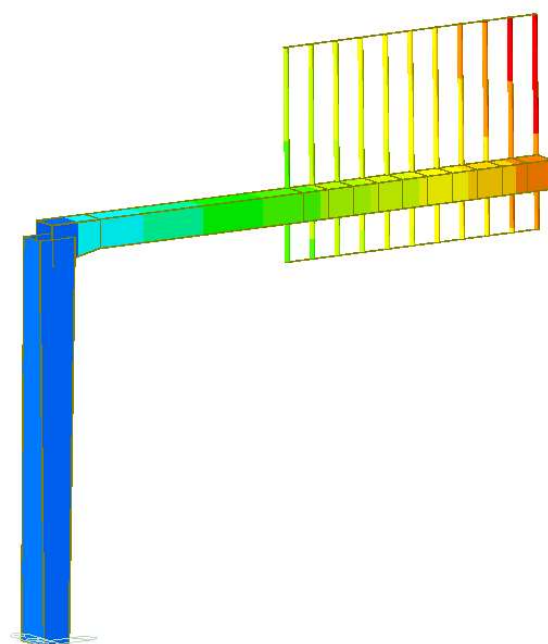
Nota 1 altezza di riferimento: $z_e = z_g + h/2$.

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

- $a_s = 450\text{m}$ quota ipotizzata del sito
- $z_e = 7.60\text{m}$ altezza del baricentro della superficie del cartellone investita dal vento
- $b = 5.00\text{m}$ larghezza della superficie del singolo cartellone investita dal vento
- $h = 3.60\text{m}$ altezza della superficie del cartellone investita dal vento
- $b/4 = 1.25\text{m}$ eccentricità del punto di applicazione della risultante del vento dal baricentro geometrico della superficie del cartellone
- $m_e = 395\text{kg/m}$ massa equivalente, determinata considerando la massa dello sbraccio della mensola e quella del cartellone (con tubolari di ancoraggio), mediata su un metro di lunghezza
- $\eta_{1x} = 1.890 \text{ 1/sec}$ frequenza del primo modo di vibrare della struttura nella direzione di azione del vento

L'azione del vento si implementa nel modello di calcolo agli elementi finiti quale forza per unità di superficie, uniformemente agente su metà dell'area di impronta del cartellone e di intensità: $1.78 \text{ kN/m}^2 \times 2 = 3.56 \text{ kN/m}^2$, in questo modo la risultante delle forze terrà in conto l'eccentricità richiesta da normativa e pari a $b/4 = 1.25 \text{ m}$.

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:



Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ						
EIGENVALUE ANALYSIS												
Mode No	Frequency		Period	Tolerance								
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)									
1	11.9369	1.8998	0.5264	0.0000e+00								
2	24.7323	3.9363	0.2540	0.0000e+00								
3	49.1757	7.8266	0.1278	0.0000e+00								
4	50.9177	8.1038	0.1234	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	65.1177	65.1177	0.0000	0.0000	66.2537	66.2537	0.0000	0.0000	34.3596	34.3596
2	89.1419	89.1419	0.0000	65.1177	0.0000	0.0000	0.0000	66.2537	97.9317	97.9317	0.0026	34.3621
3	0.0000	89.1419	33.0138	98.1315	0.0000	0.0000	21.0971	87.3508	0.0000	97.9317	62.2851	96.6472
4	10.7616	99.9035	0.0000	98.1315	0.0000	0.0000	0.0000	87.3508	1.6603	99.5920	0.0222	96.6694

Fig. 1 – 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 copertura
- $\mu_i=0.80$ coefficiente di forma della copertura
- $q_{sk}=1.50\text{kPa}$ valore caratteristico di riferimento del carico da neve al suolo
- $C_E=1.00$ coefficiente di esposizione
- $C_t=1.00$ coefficiente termico

Si ottiene:

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

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

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

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

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

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 sovrappressioni interessano sia i cartelloni, sia la mensola della struttura principale.

La formulazione proposta consente di modellare il profilo di variazione delle sovrappressioni indotte dal transito dei veicoli in funzione della distanza, in altezza, dalla sommità della sagoma del veicolo stesso. Con riferimento ad un veicolo "tipo" le cui dimensioni sono in linea con le produzioni industriali europee, si assume una sagoma avente 4.20m in altezza e 2.50m in larghezza.

La formulazione proposta è la seguente:

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

Dove:

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

Nota:

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

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

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

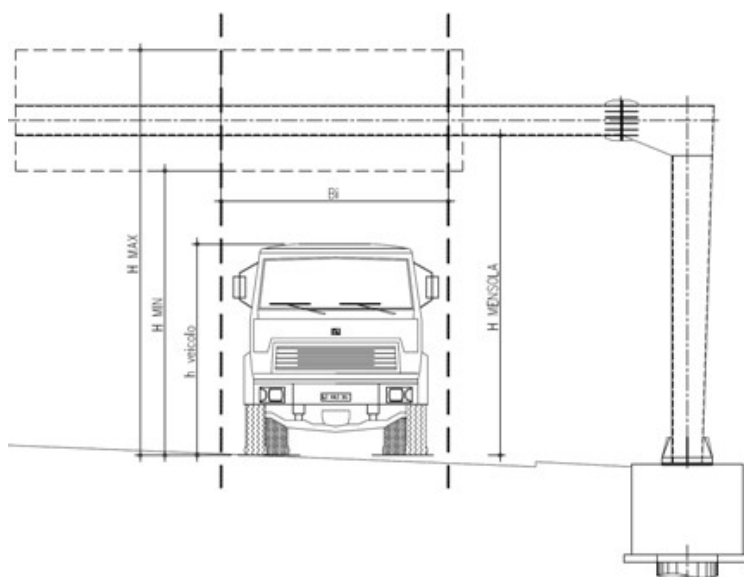


Fig. 2 – Azione di Buffeting sulla struttura

Di seguito si riassumono i risultati ottenuti nelle analisi.

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

$H_{veicolo}$	H_{min}	H_{max}
[m]	[m]	[m]
4.2	5.8	9.3

h_{tot}	Zda 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

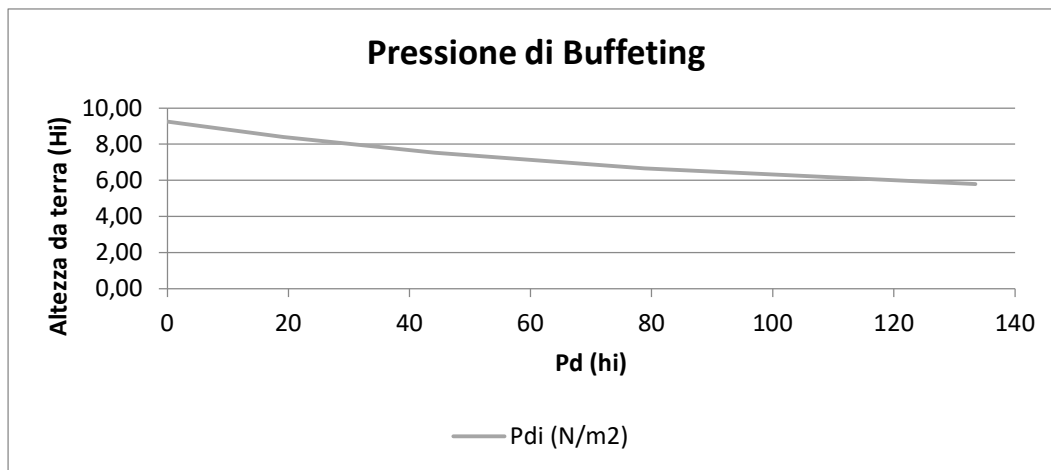


Fig. 3 – Variazione della pressione di buffeting con la quota

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

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

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 (EK)

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

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

Definizione dei parametri progettuali funzione delle caratteristiche dell'opera.

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

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

- Classe d'uso: **IV** associato alla classe d'uso $C_U = 2.0$ (Tab 2.4.II - N.T.C.)

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

$$V_R = V_N C_U = 50 \cdot 2.00 = 100 \text{anni}$$

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

La probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} per lo stato limite ultimo considerato è attinta dalla tab. 3.2.I delle norme tecniche:

$$P_{V_R} = 10\%$$

Parametri che dipendono dalla stratigrafia del sottosuolo e dall'orografia del sito:

Categoria di sottosuolo: **D**

Condizioni topografiche: **T1**

Lo spettro di risposta elastico, quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento è dato per la componente orizzontale

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

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

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

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

Con

- T periodo proprio di vibrazione della struttura
- S tiene conto della categoria del sottosuolo e delle condizioni topografiche
- η parametro che modifica lo spettro elastico per coeff. di smorzamento ξ differenti da 5%

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

- F_o è il fattore di amplificazione spettrale

- T_C periodo di vibrazione corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante
- $T_C = C_C T_C^*$
- T_B periodo di vibrazione corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante
- $T_B = T_C / 3$
- T_D periodo di vibrazione corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante (espresso in secondi)

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

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

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

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

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

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

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

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

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:

$$S_S = 1.665; \quad T_B = 0.235 \text{ s}; \quad T_C = 0.705 \text{ s} \quad \text{e} \quad T_D = 2.412 \text{ s}.$$

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

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

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

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

Componente orizzontale

Parametri indipendenti

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:

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV

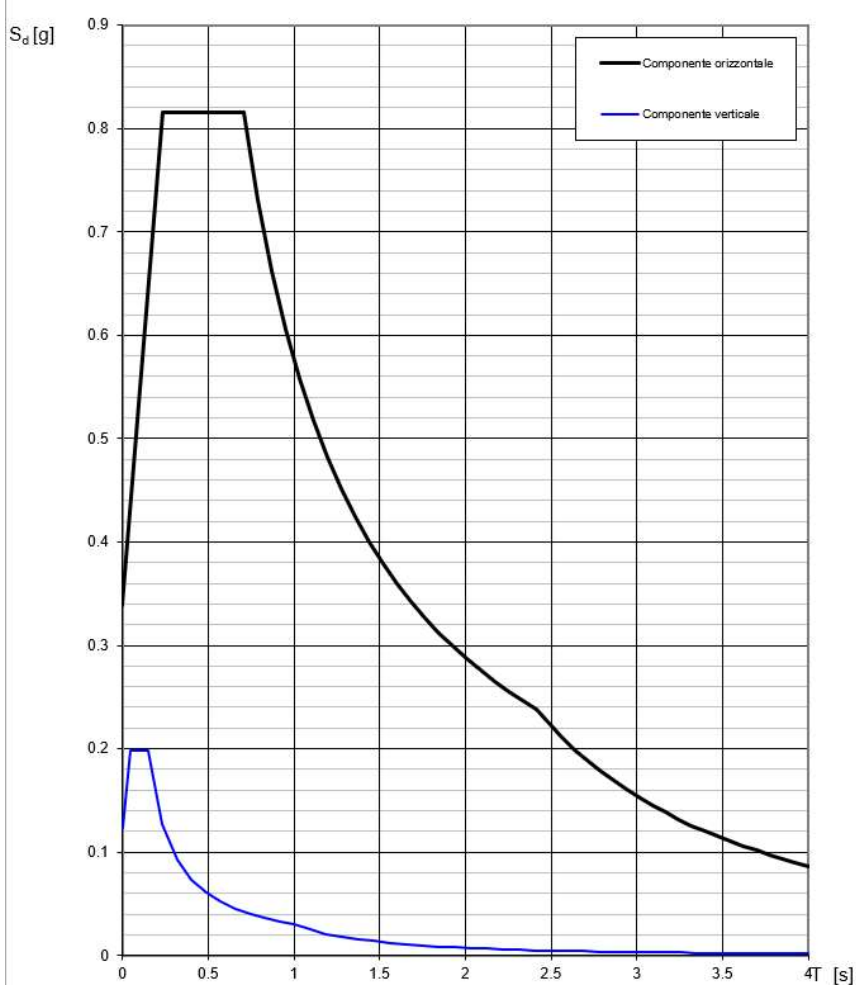


Figura 6-8 - Spettro di progetto della componente orizzontale e verticale

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)

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

Combinazione sismica impiegata per gli stati limite (SLV)

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

dove:

G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti;

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

Q_k è il valore caratteristico delle azioni variabili;

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

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

Combinazione frequente

XXX

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

Combinazione quasi permanente

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

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

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 A", avente lunghezza dello sbraccio metallico $L_B = 10\text{m}$, misurata a partire dalla linea d'asse del montante. Il compito dell'opera è quello di offrire il supporto alla segnaletica stradale.

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

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

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

In dettaglio si evidenziano le seguenti misure significative di carpenteria:

- Sezione della mensola (concio unico) $0.5 \times 0.5 \times 0.010\text{m}$ (B×H×s)
- Sezione di testa del montante $0.7 \times 0.5 \times 0.015\text{m}$ (B×H×s)
- Sezione di base del montante $0.5 \times 0.7 \times 0.015\text{m}$ (B×H×s)

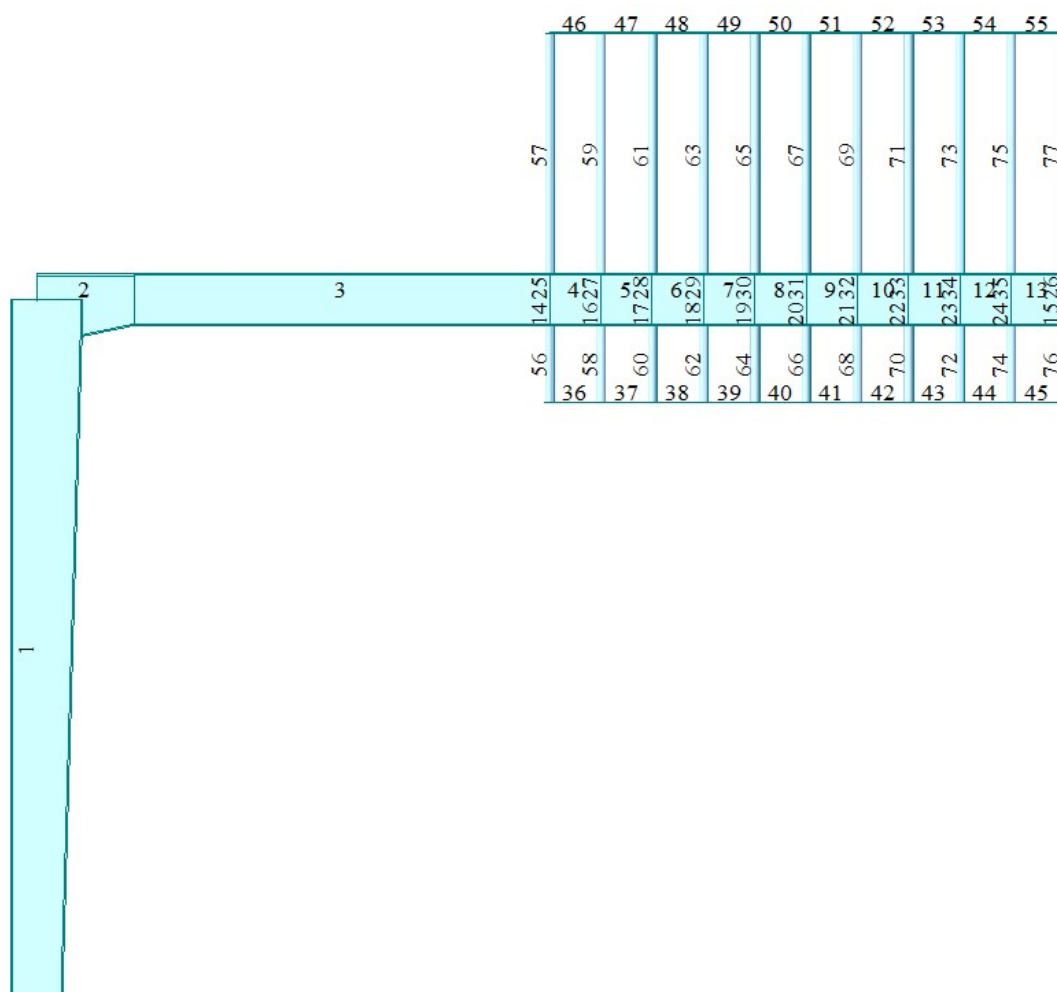


Fig. 4 – Modello di calcolo FEM - numerazione degli elementi

8.2 Carichi applicati

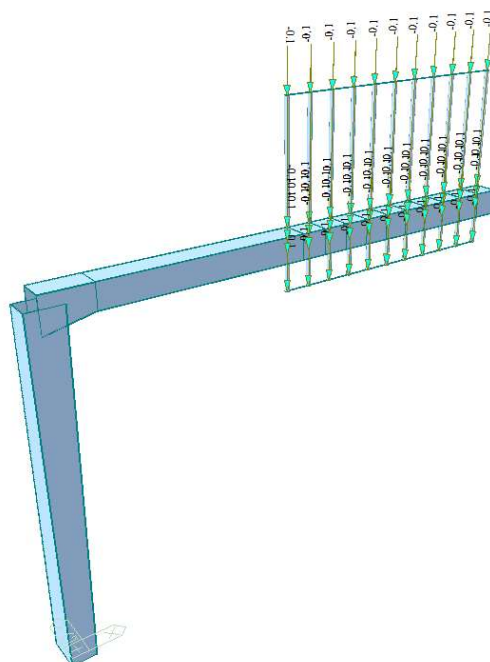


Fig. 5 – Pesi permanenti portati – cartellonistica.

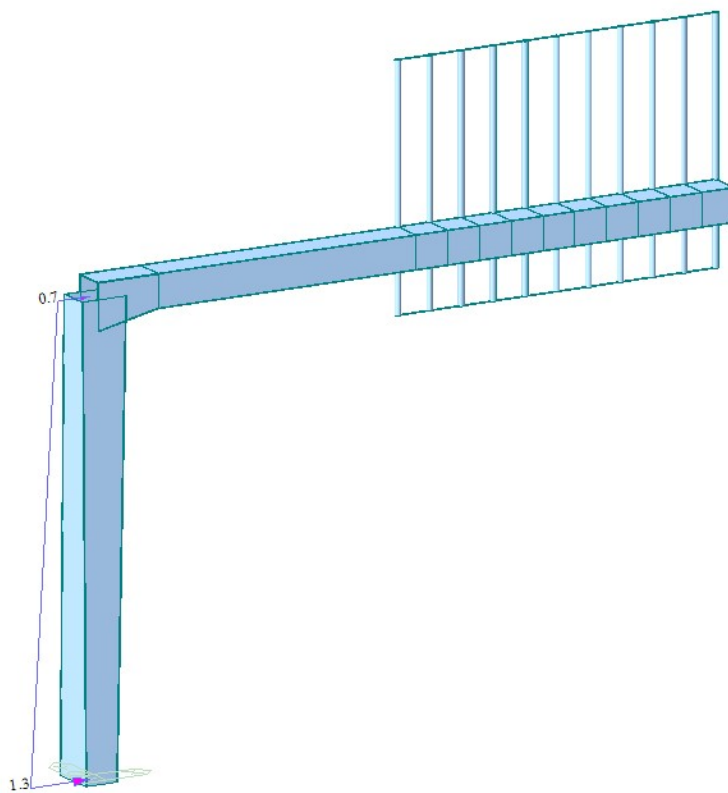


Figura 8-1 - Azioni del vento sui profili – Dir.x (Trasversale alla carreggiata)

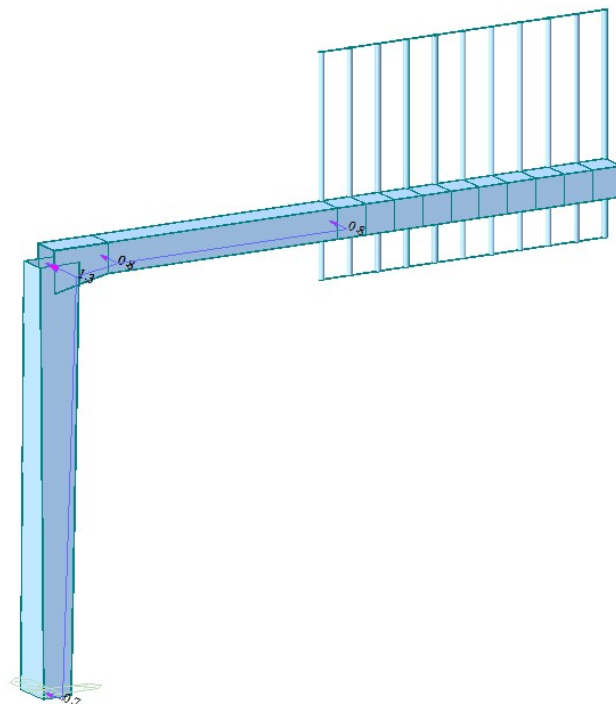


Figura 8-2 - Azioni del vento sui profili – Dir.y (parallelo alla carreggiata)

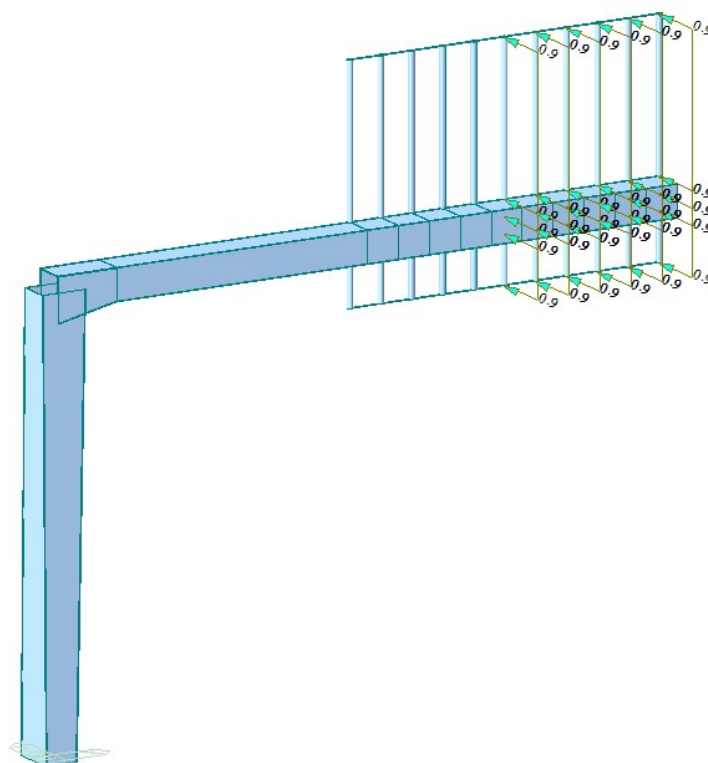


Figura 8-3 - Azioni del vento sul cartello di segnaletica

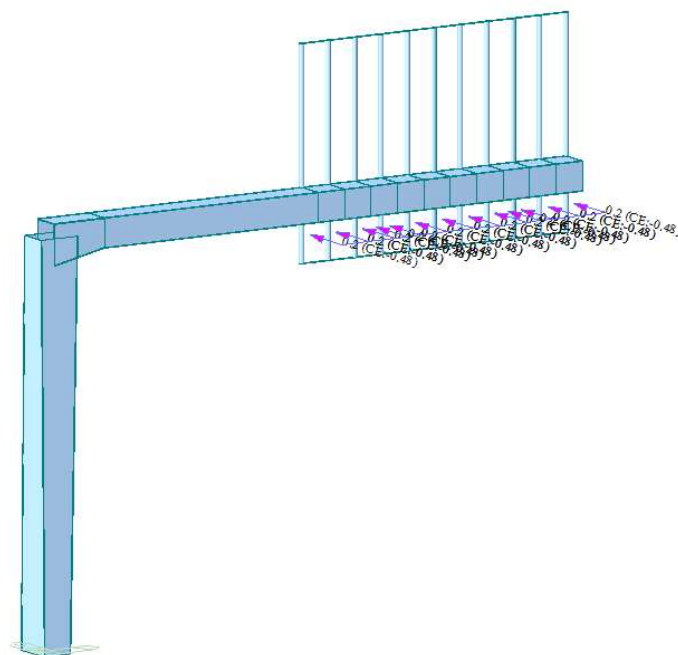


Fig. 6 – Azione di Buffeting

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.

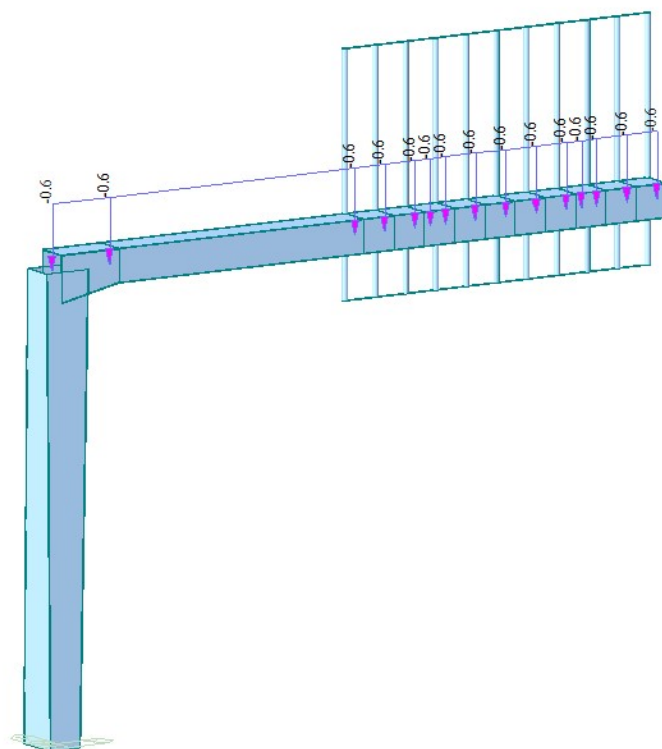


Fig. 7 – Carico da neve

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:

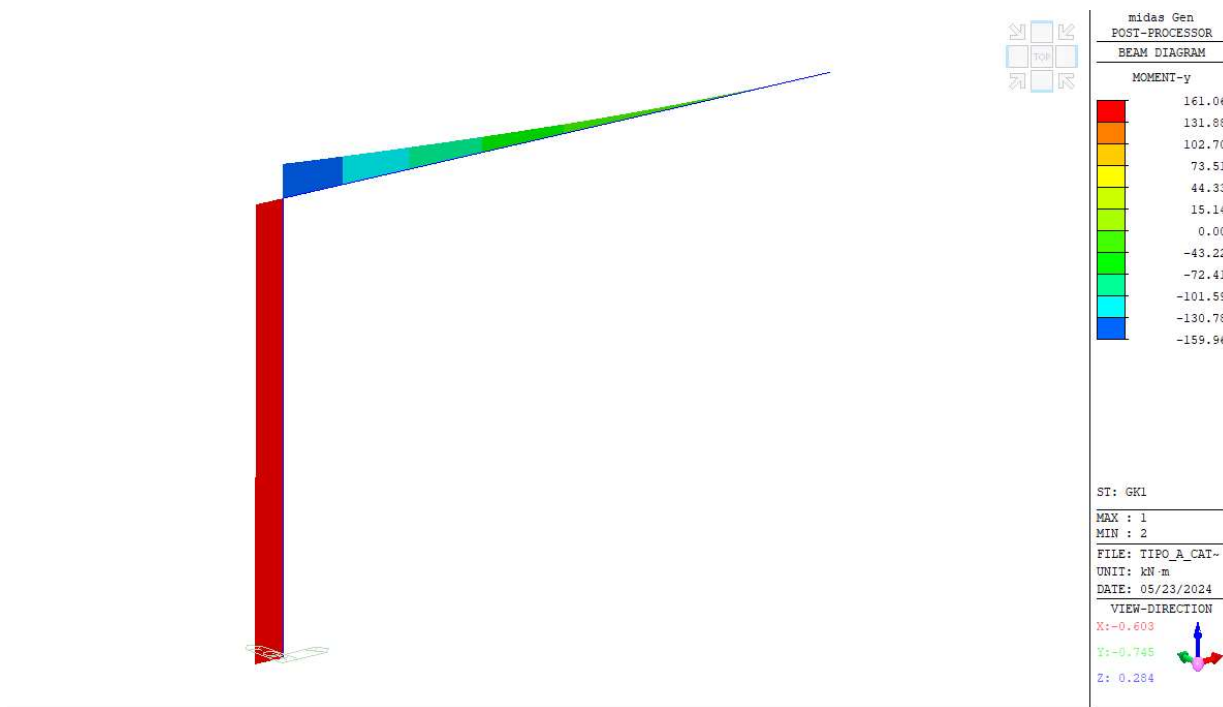


Fig. 8 – My (Local) - Pesi propri– Dir. Trasversale

Peso permanenti portati:

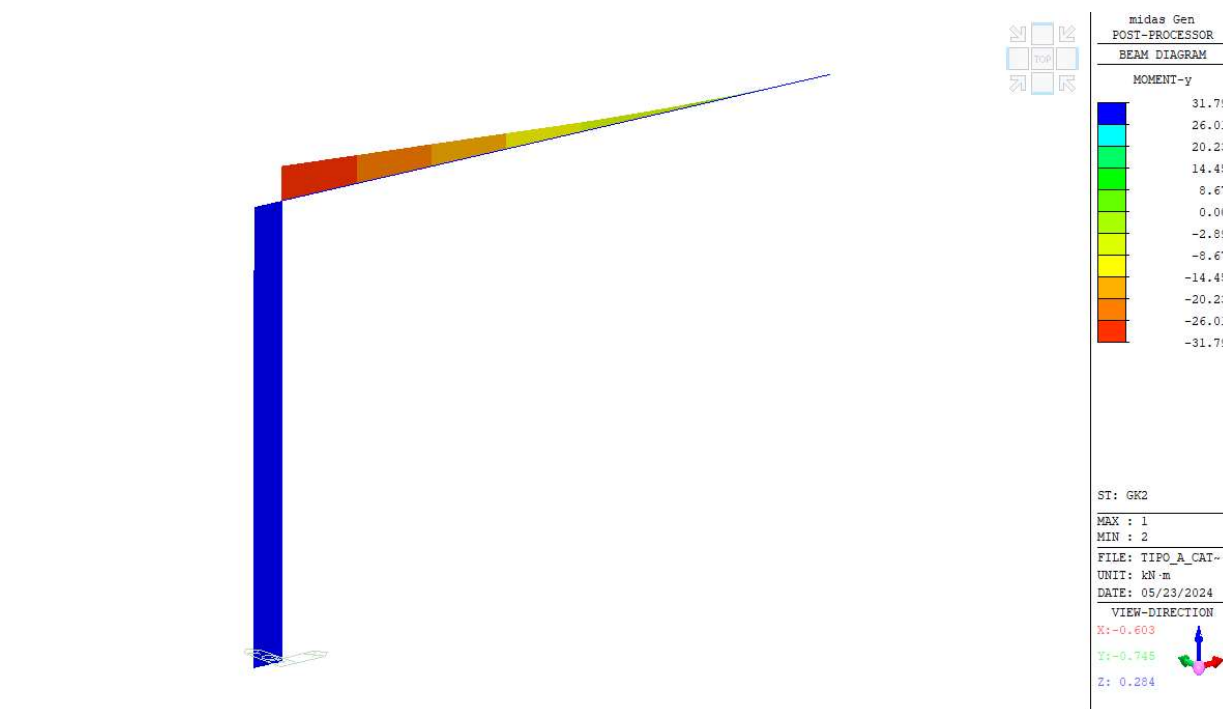


Fig. 9 – My (Local) - Permanenti portati– Dir. Trasversale

Vento:

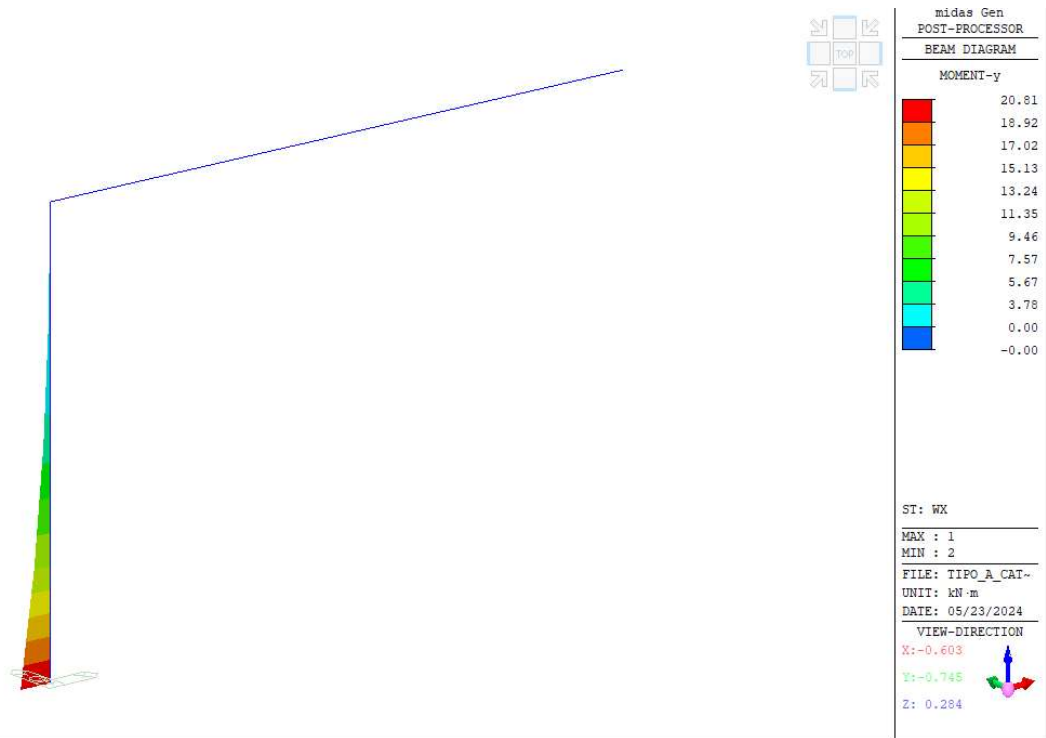


Fig. 10 – My (Local) - Vento– Dir. Trasversale

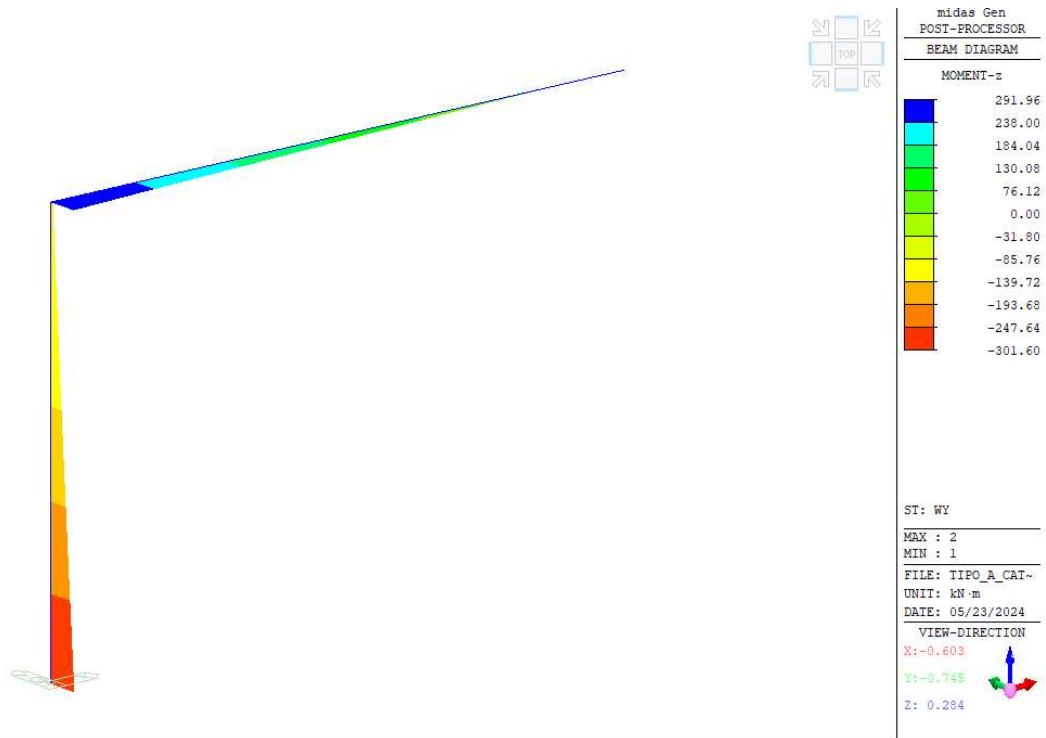


Fig. 11 – Mz (Local) – Vento– Dir. Longitudinale

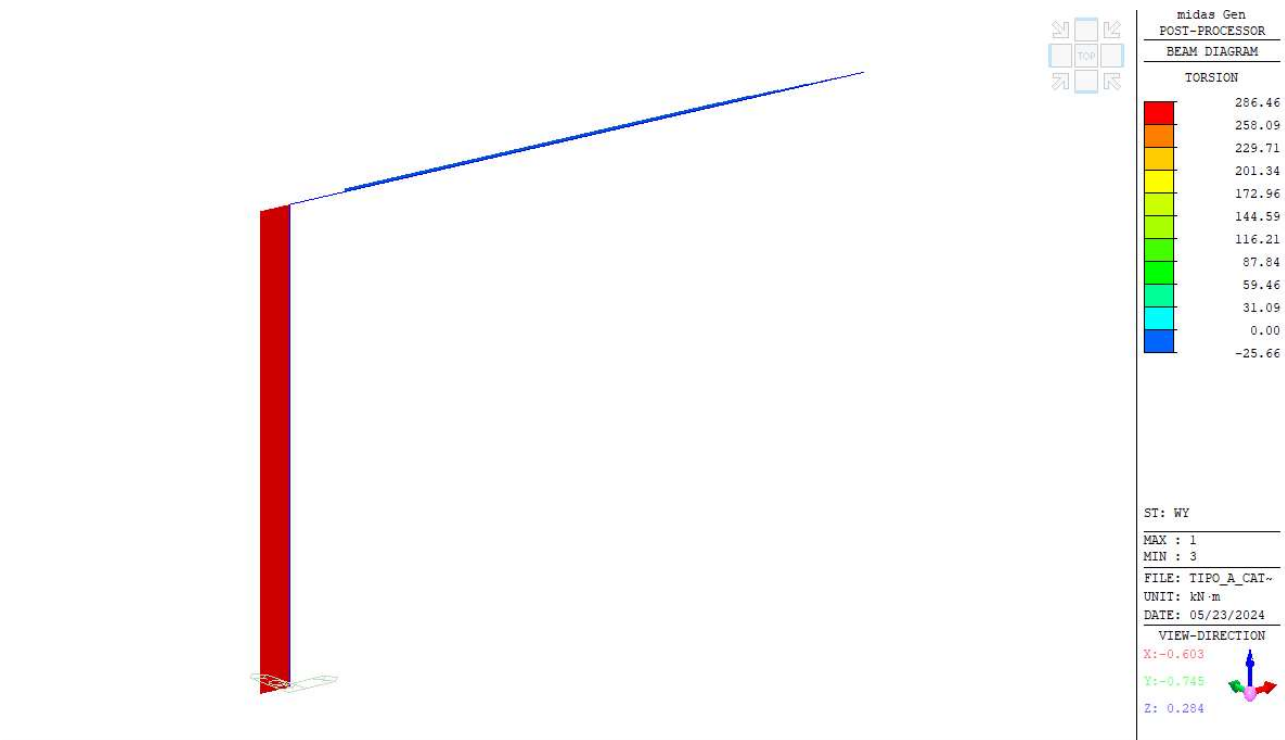


Fig. 12 – Mx - Torcente (Local) - Vento

Neve:

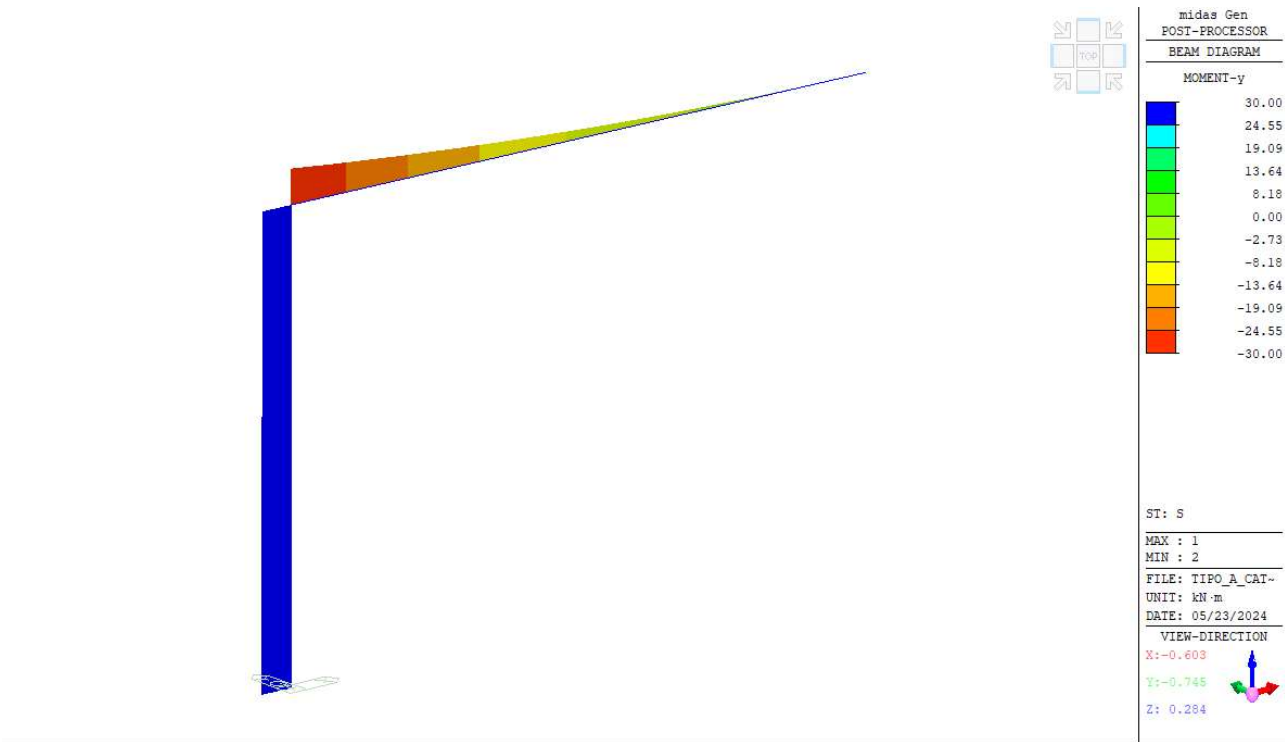


Fig. 13 – My (Local) - Neve– Dir. Trasversale

Buffeting L1:

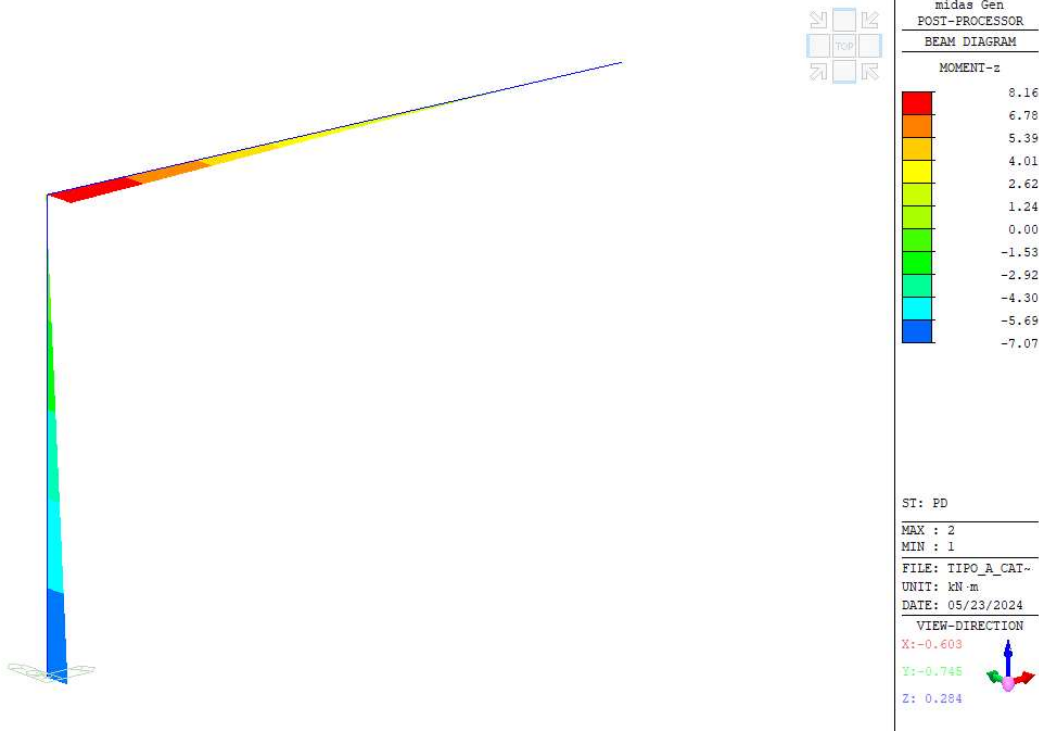


Fig. 14 – Mz (Local) - Buffeting L1– Dir. Longitudinale

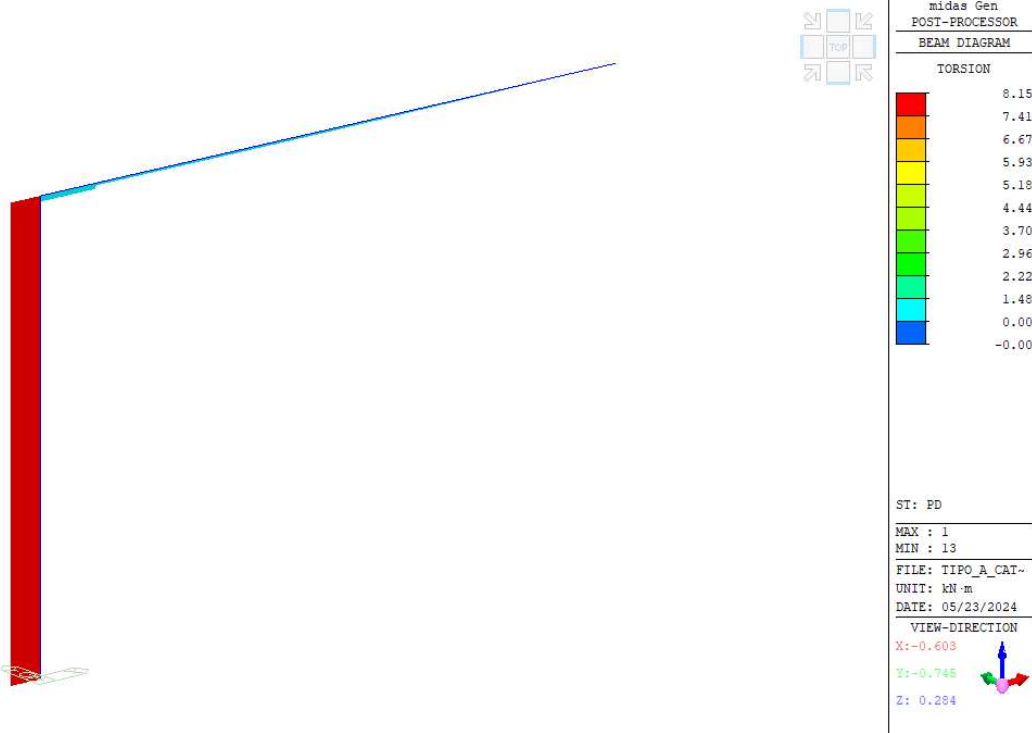


Fig. 15 – Mx - Torcente (Local) - Buffeting L1

9.2 Involuppo delle caratteristiche di sollecitazione

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

9.2.1 Enve SLU - A1

Involuppo agli SLU - A1 (STR):

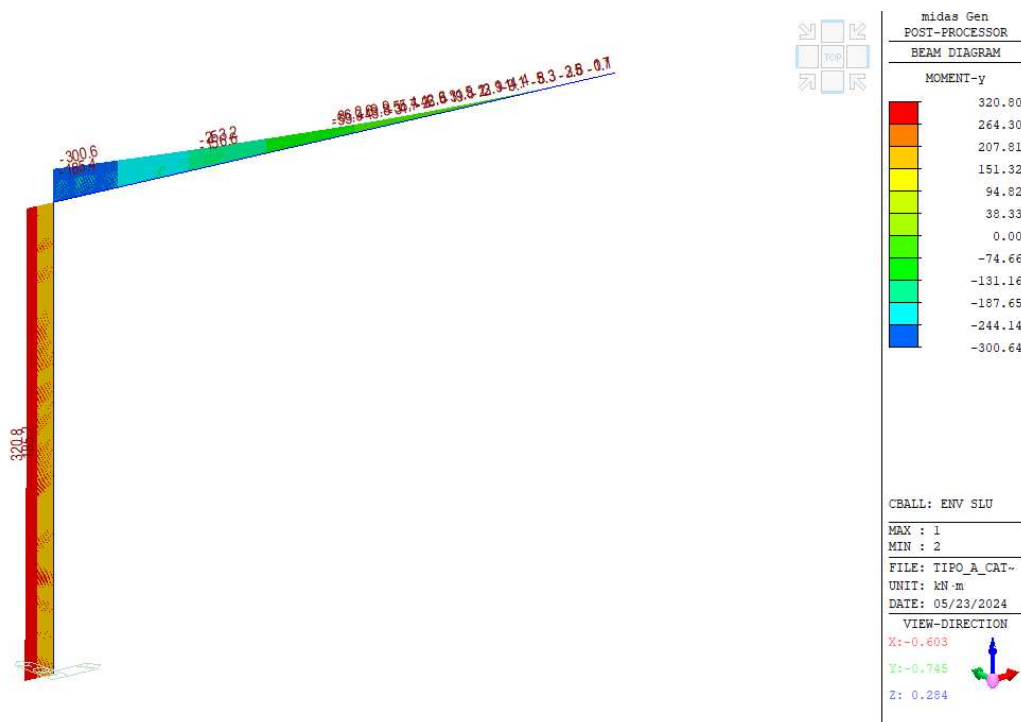


Fig. 16 – My (Local)



Fig. 17 – Mz (Local)



Fig. 18 – Mx - Torcente (Local)

9.2.2 Enve SLE - Caratteristica

Inviluppo agli SLE - Caratteristica:

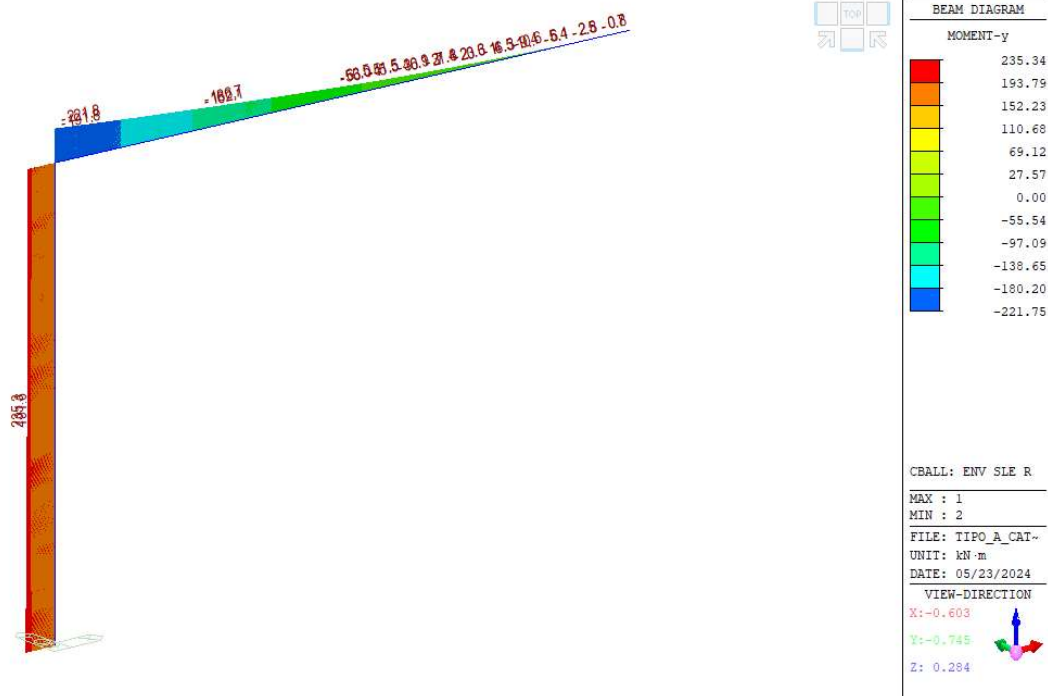


Fig. 19 – My (Local)



Fig. 20 – Mz (Local)

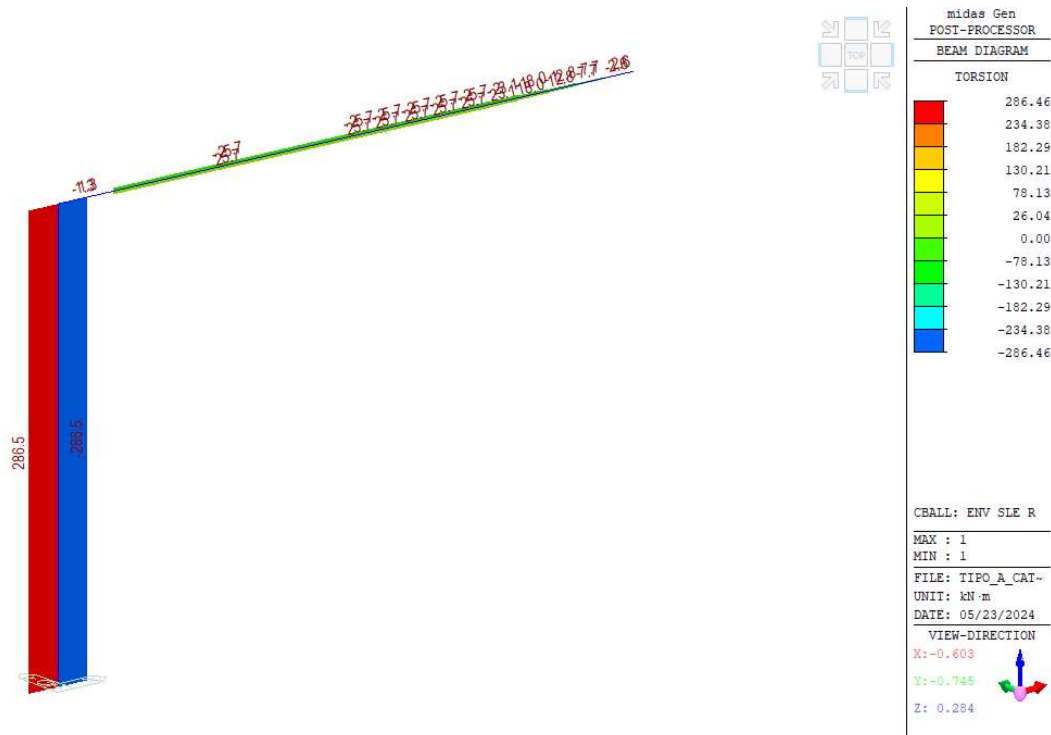


Fig. 21 – Mx - Torcente (Local)

9.2.3 Enve Sisma - SLV

Inviluppo agli SLV:

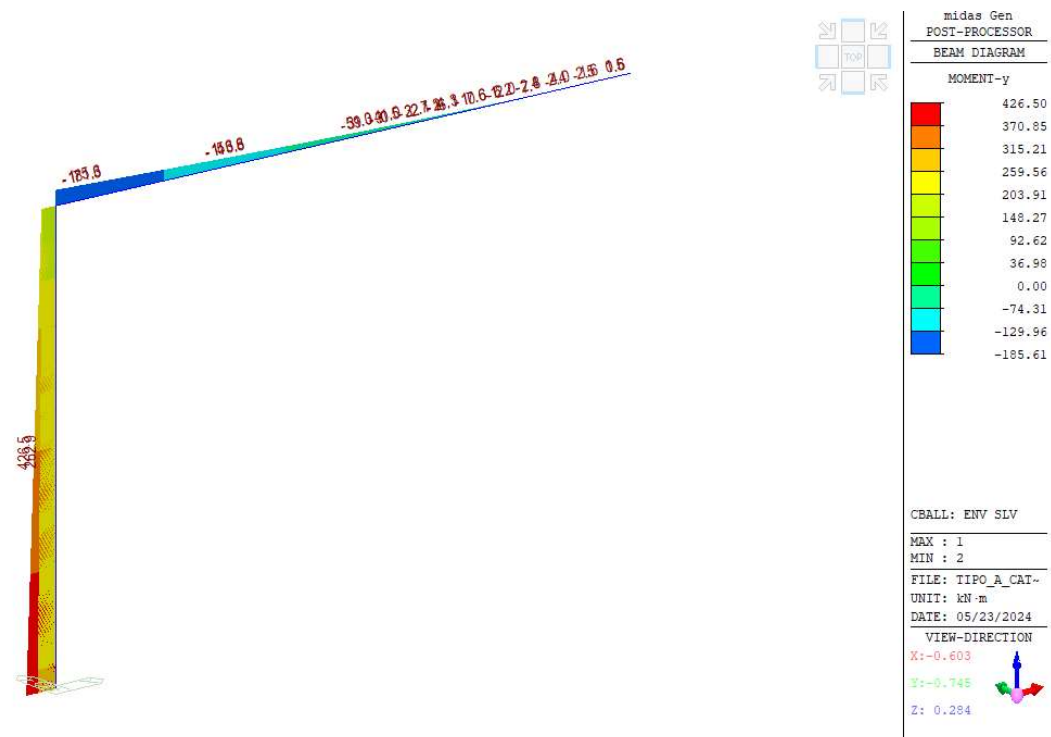


Fig. 22 – My (Local)



Fig. 23 – Mz (Local)

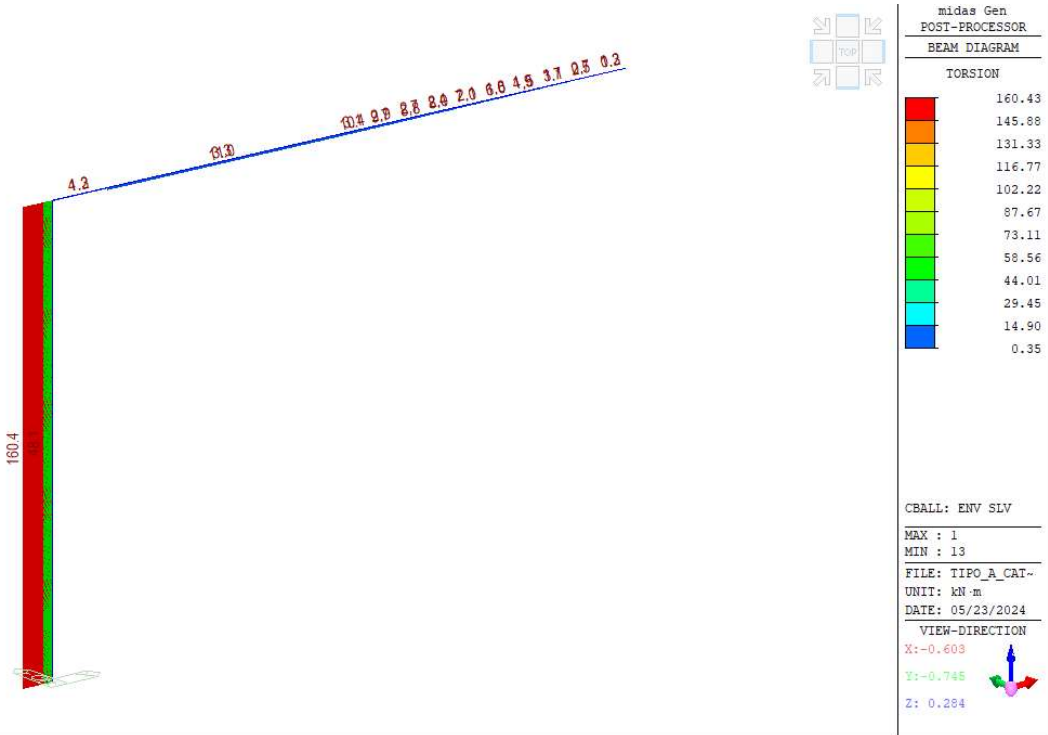


Fig. 24 – Mx - Torcente (Local)

La tabella successiva riporta il confronto tra le massime azioni interne associate agli involucri SLU ed SLV.

Azione	SISMA	SLU
Momento My	426 kNm	320 kNm
Momento Mz	188 kNm	452 kNm
Taglio Fy	26 kN	64 kN
Taglio Fz	32 kN	52 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 tipologia quale quella in progetto, si verifica la compatibilità delle deformazioni ottenute coi limiti di normativa assumendo quale "punto di campionamento" la punta esterna della mensola metallica.

Si ottiene quanto segue:

Spostamenti verticale (δZ) - Carichi permanenti

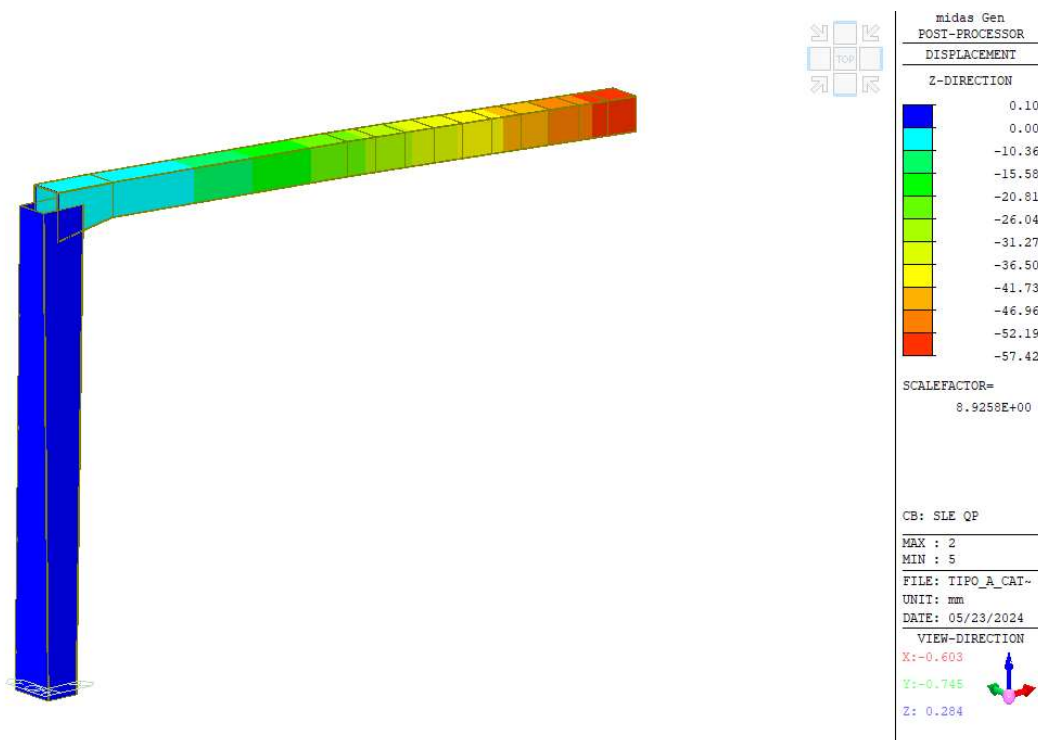


Fig. 25 – Spostamenti verticali massimi

Spostamenti orizzontali (δY) - Azioni variabili

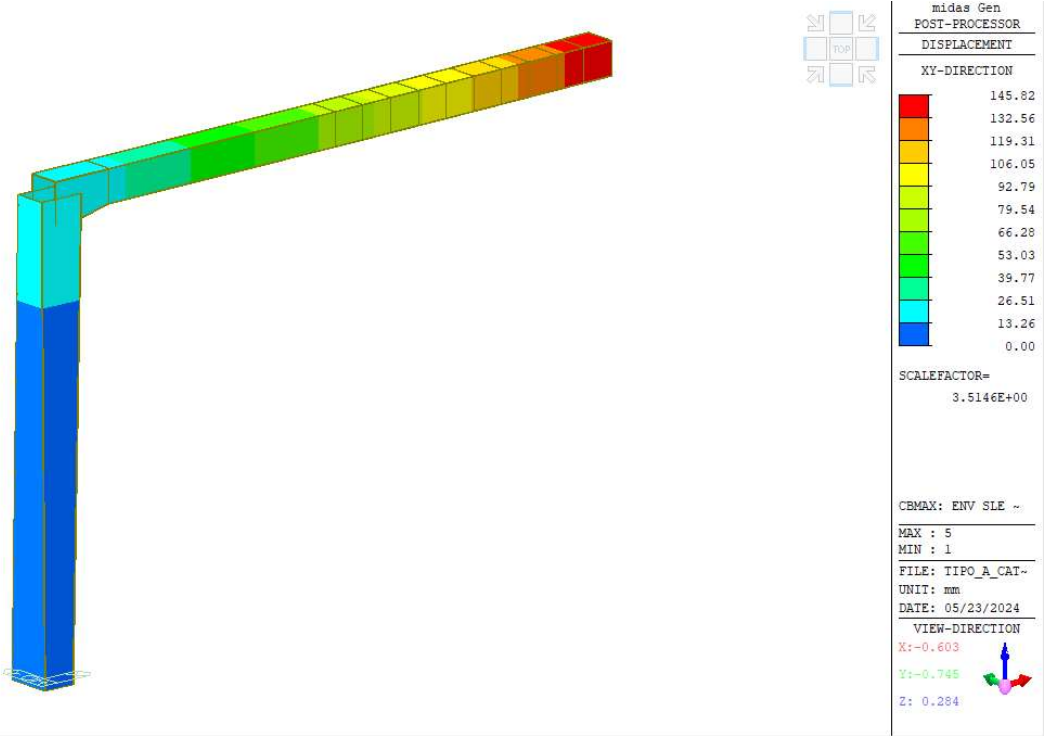


Fig. 26 – Spostamenti orizzontali massimi

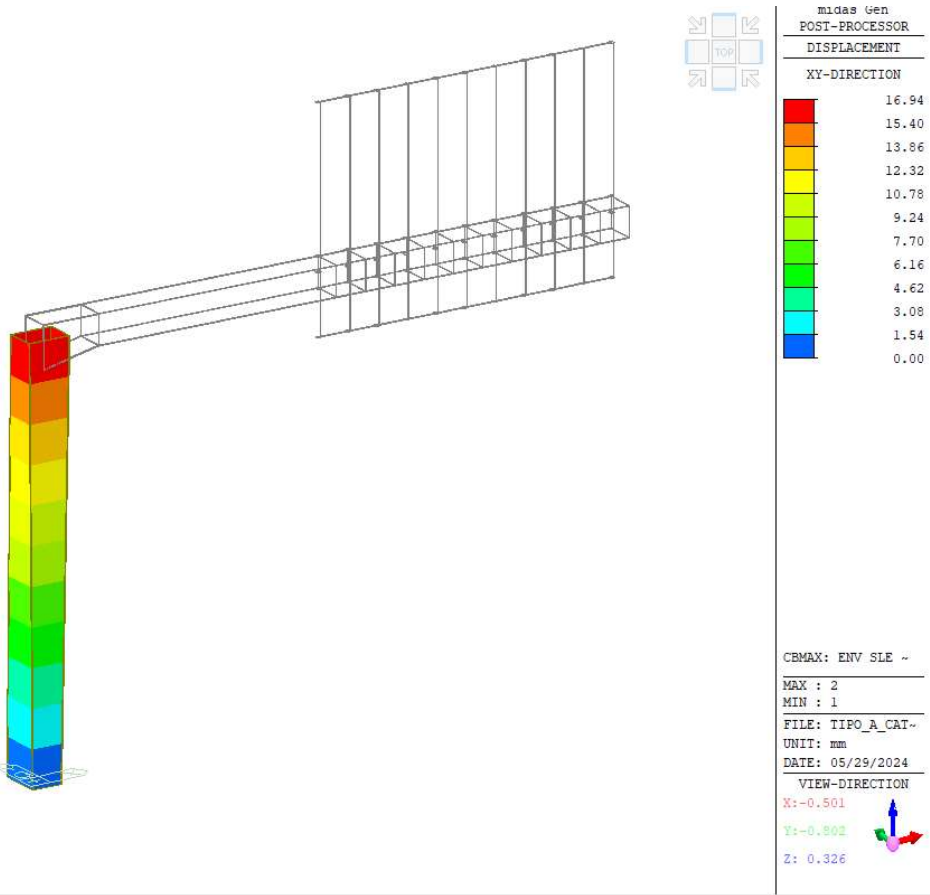


Figura 9-1 - Spostamenti orizzontali massimi in testa al montante

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

Buckling Combination

Load Case : Gk1

Scale Factor : 1.3

Load Type : ☒ Variable ☐ Constant

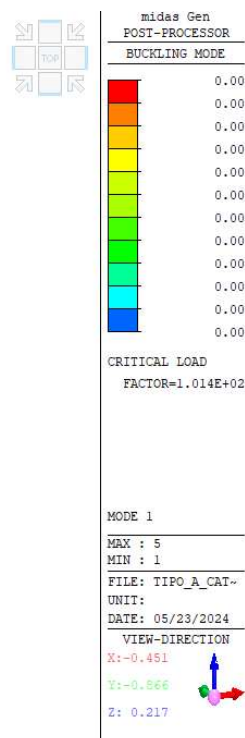
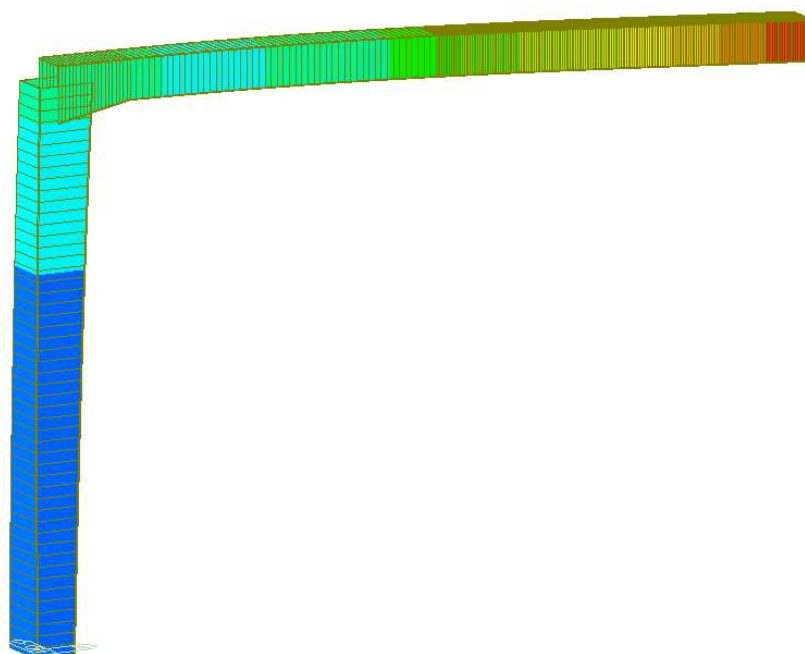
Load Case	Scale	Load Type
Gk1	1.3	Constant
Gk2	1.5	Constant
Wy	1.5	Variable
S	0.75	Variable

Add Modify Delete

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 A - vento ($\lambda = 101.4$)

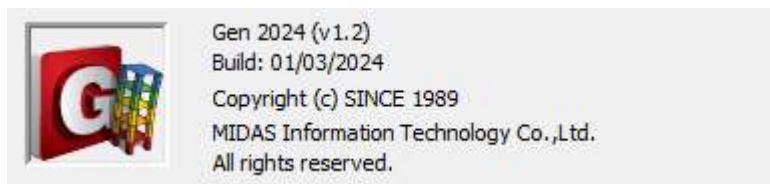


Come si può notare dall'esame della deformata critica e dal moltiplicatore di carico ottenuti, particolarmente elevati, le analisi di stabilità globale consentono di ritenere del tutto influenti i fenomeni da esse indotti sulle verifiche. Saranno tenuti in conto solo gli effetti del buckling locale dei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

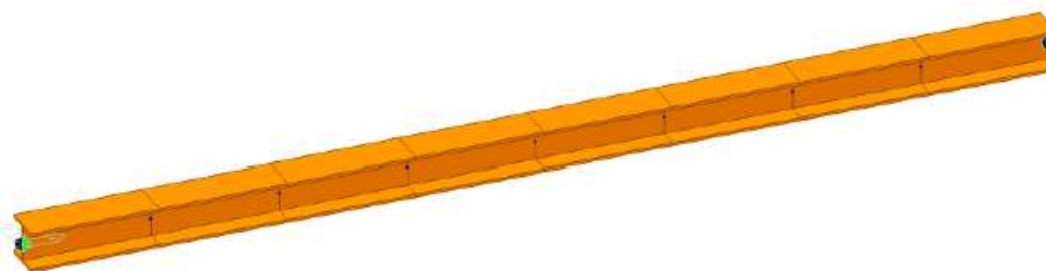


Figura 9-2. geometria e vincoli della trave utilizzata per la validazione

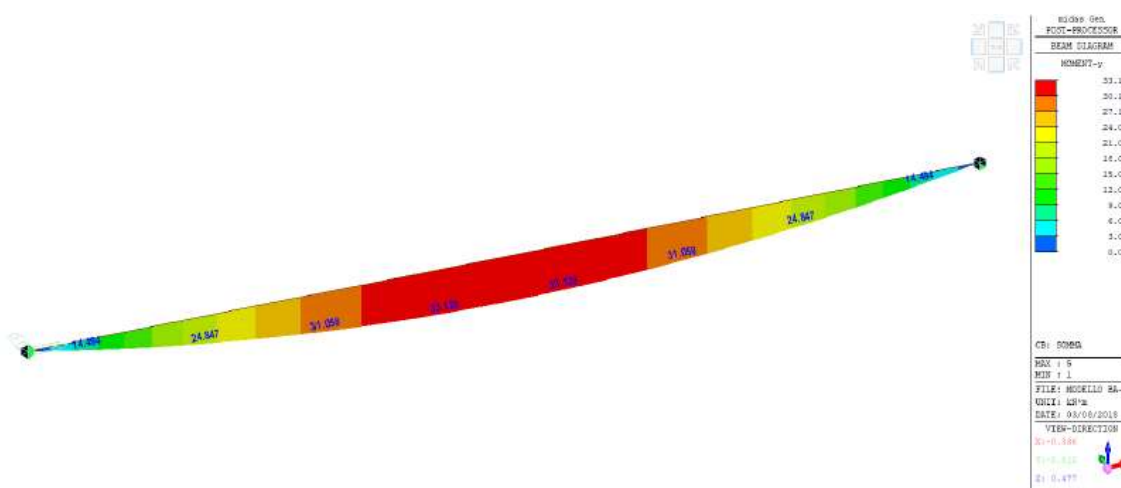


Figura 9-3. momento flettente nella trave oggetto di validazione

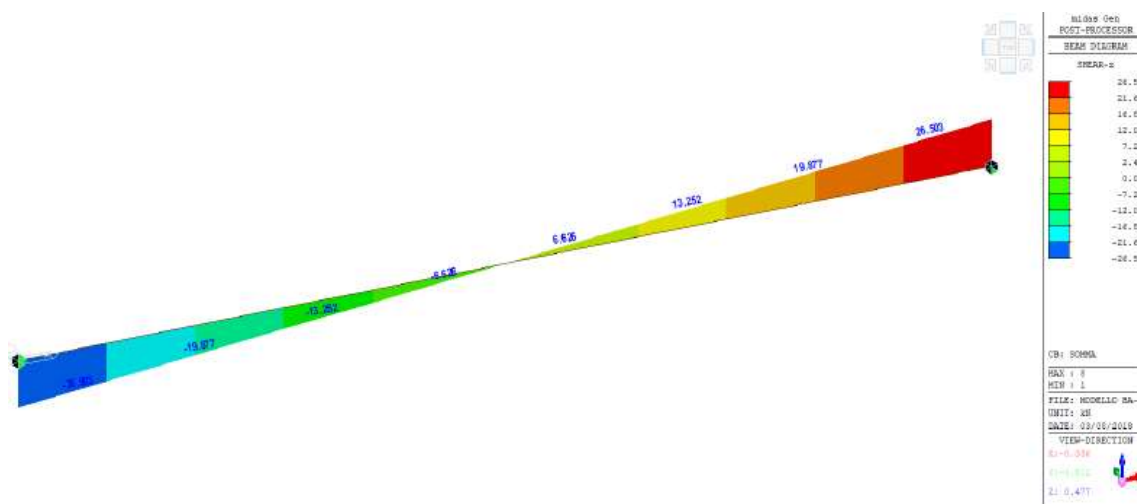


Figura 9-4. taglio nella trave oggetto di validazione

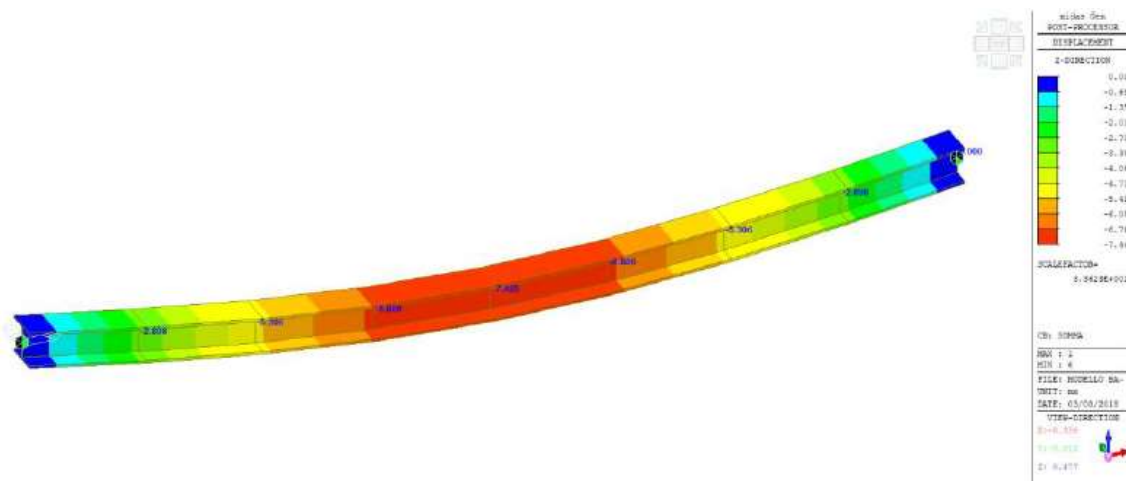


Figura 9-5. deformata della trave oggetto di validazione

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:

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

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 %
$M_{max} = p_{TOT} L^2 / 8 = 33.1656 \text{ kNm}$	$M_{max} = 33.1658 \text{ kNm}$	0.0006%
$V_{max} = p_{TOT} L / 2 = 26.5325 \text{ kNm}$	$V_{max} = 26.5327 \text{ kNm}$	0.0008%
$f_{max} = (5 p_{TOT} L^4) / (384 EJ) = 7.221 \text{ mm}$	$f_{max} = 7.444 \text{ mm}$	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	$R_{sx}=R_{dx} = p_{proprio} L / 2 = 1.5325 \text{ kNm}$	$R_{sx}=R_{dx} = 1.5327 \text{ kNm}$	0.0131%
Carico applicato	$R_{sx}=R_{dx} = p_{applicato} L / 2 = 25 \text{ kNm}$	$R_{sx}=R_{dx} = 25.000 \text{ kNm}$	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	50.4
Gk2	0.0	0.0	4.2
Wx	-11.7	0.0	0.0
Wy	0.0	-56.9	0.0
Pd	0.0	-1.1	0.0
S	0.0	0.0	6.0

CALCOLO			
Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
Gk1	0.0	0.0	51.4
Gk2	0.0	0.0	4.2
Wx	-11.7	0.0	0.0
Wy	0.0	-56.9	0.0
Pd	0.0	-1.1	0.0
S	0.0	0.0	6.0

CONFRONTO			
Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
Gk1	0%	0%	2.0%
Gk2	0%	0%	0.9%
Wx	0%	0%	0%
Wy	0%	0.0%	0%
Pd	0%	0.5%	0%
S	0%	0%	0%

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:

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

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

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

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

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

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

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

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

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:

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

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

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

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

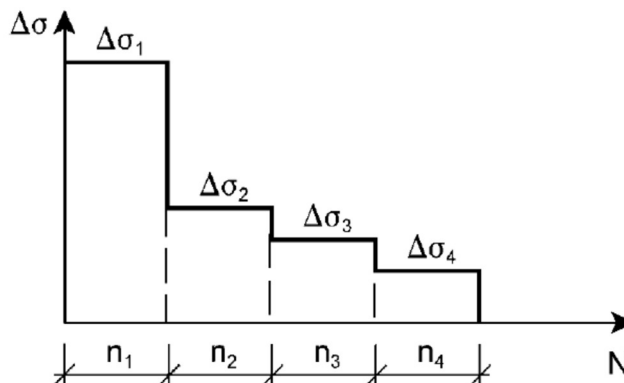


Figura 10-1 - Spettro dell'intervallo di variazione delle tensioni

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.

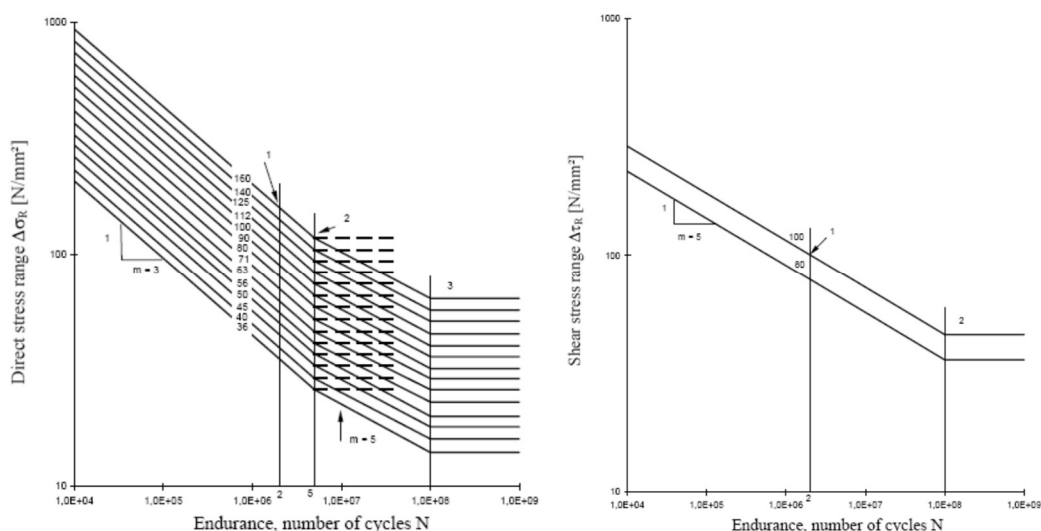


Figura 10-2 - Curve di resistenza a fatica S-N per tensioni normali e tangenziali

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:

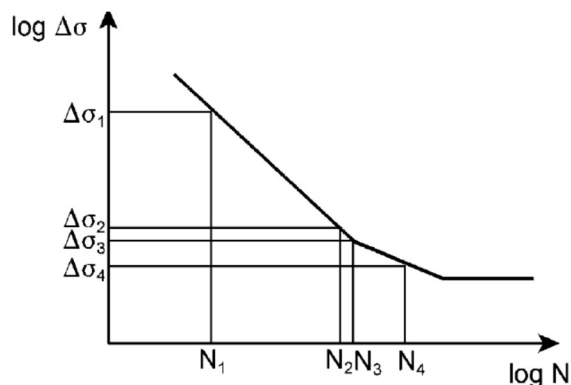


Figura 10-3 - Determinazione del numero di cicli a rottura per $\Delta\sigma$ assegnato

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:

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

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

$$\gamma_{Ff} = 1$$

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

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

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

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

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

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

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.

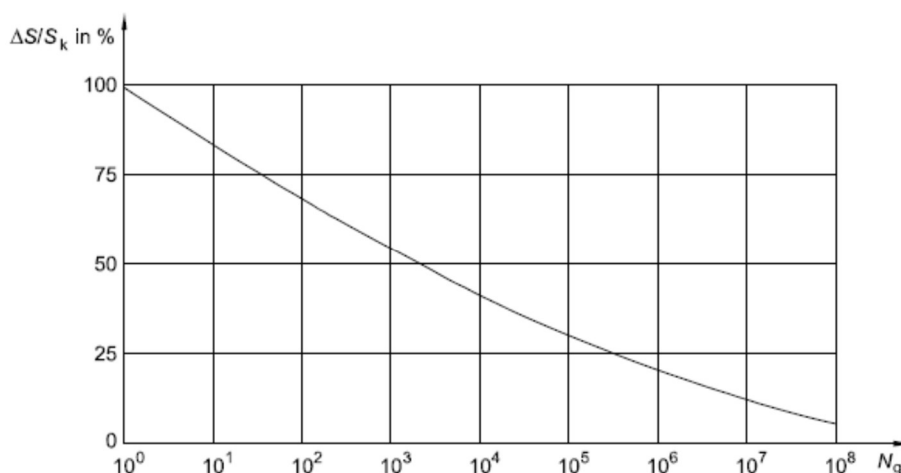


Figura 10-4 - Numero di cicli di carico da raffica per un effetto $\Delta S/S_k$

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

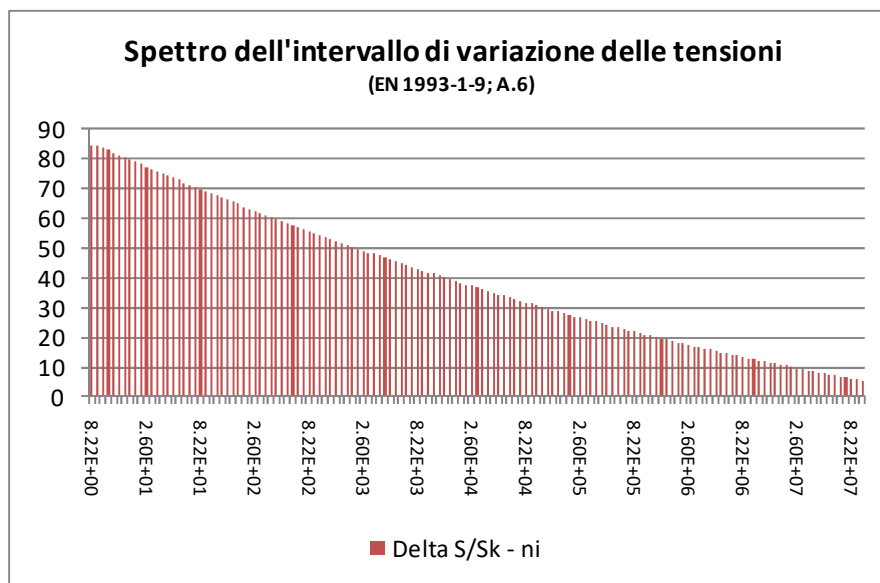


Figura 10-5 - Numero di cicli di carico da raffica (cumulata) per un effetto $\Delta S/S_k$

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 sovrappressione considerata, agente sul portale, ha il medesimo valore già discusso nei paragrafi precedenti relativamente agli effetti del buffeting.

Il numero di cicli di carico associati a tali sovrappressioni, strettamente connesso al volume di traffico medio dei veicoli transitanti al di sotto della struttura, è calcolabile attraverso la seguente formula proposta in normativa:

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

Dove:

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

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

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. Sollecitazioni di verifica

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:

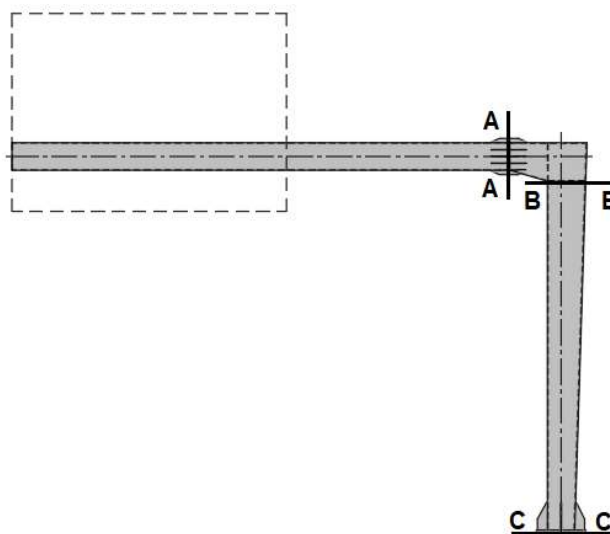


Fig. 27 – Sezioni di verifica

Le sezioni significative corrispondono a:

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

Dalle azioni applicate sul portale a bandiera nella combinazione agli SLU 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

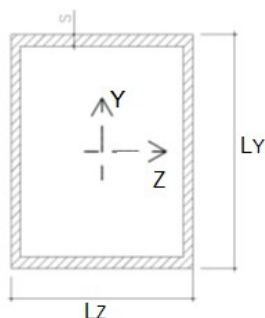


Fig. 28 – Geometria delle sezioni di verifica

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

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	-44	0	-235	0	SLU 1
Min N	0	0	-44	0	-235	0	SLU 1
Max Fy	0	53	-44	-38	-235	385	SLU 2
Min Fy	0	-53	-44	38	-235	-385	SLU 4
Max Fz	0	2	-29	1	-157	11	SLU 19
Min Fz	0	0	-48	0	-253	0	SLU 5
Max Mx	0	-53	-44	38	-235	-385	SLU 4
Min Mx	0	53	-44	-38	-235	385	SLU 2
Max My	0	2	-29	1	-157	11	SLU 19
Min My	0	0	-48	0	-253	0	SLU 5
Max Mz	0	53	-44	-38	-235	385	SLU 2
Min Mz	0	-53	-44	38	-235	-385	SLU 4

Sommità Montante - Sez.B							
	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	Combinazione
Max N	-32	-2	0	12	182	1	SLU 19
Min N	-52	0	1	0	295	0	SLU 5
Max Fy	-48	54	1	-430	273	45	SLU 4
Min Fy	-48	-54	1	430	273	-45	SLU 2
Max Fz	-52	0	1	0	295	0	SLU 5
Min Fz	-32	-2	0	12	182	1	SLU 19
Max Mx	-48	-54	1	430	273	-45	SLU 2
Min Mx	-48	54	1	-430	273	45	SLU 4
Max My	-52	0	1	0	295	0	SLU 5
Min My	-32	-2	0	12	182	1	SLU 19
Max Mz	-48	54	1	-430	273	45	SLU 4
Min Mz	-48	-54	1	430	273	-45	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	-54	-2	1	12	187	-11	SLU 19
Min N	-81	0	-5	0	283	0	SLU 7
Max Fy	-76	65	1	-430	280	452	SLU 4
Min Fy	-76	-65	1	430	280	-452	SLU 2
Max Fz	-76	0	11	0	311	0	SLU 1
Min Fz	-58	0	-9	0	178	0	SLU 13
Max Mx	-76	-65	1	430	280	-452	SLU 2
Min Mx	-76	65	1	-430	280	452	SLU 4
Max My	-81	0	7	0	321	0	SLU 5
Min My	-58	0	-9	0	178	0	SLU 13
Max Mz	-76	65	1	-430	280	452	SLU 4
Min Mz	-76	-65	1	430	280	-452	SLU 2

Fig. 29 – 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.

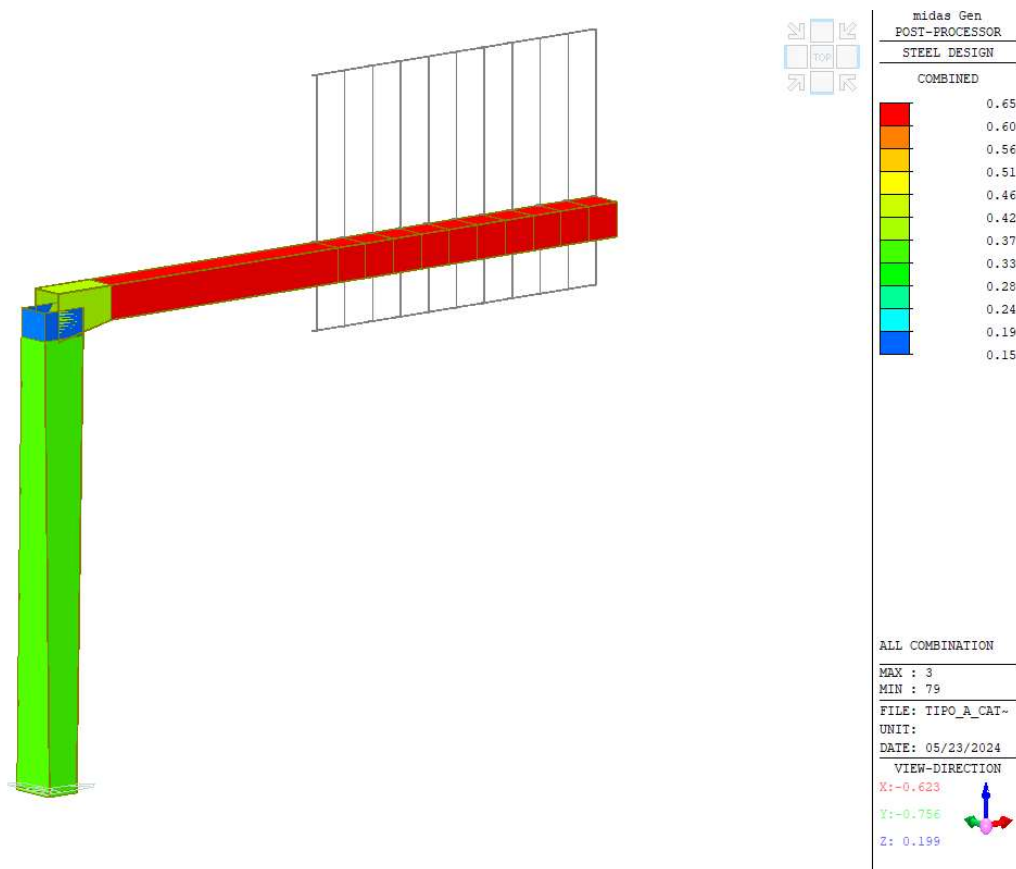


Figura 11-1 – Mappa degli sfruttamenti dei profili

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

11.1.2.1 Sbraccio – Sez.A

Dati materiale

f_{yk}	355 Mpa
f_{yd}	338.1 Mpa

Sollecitazioni agenti

T_{Ed}	38 kNm
$V_{Ed,y}$	53 kN
$V_{Ed,z}$	44 kN

Dati sezione

h	500 mm
b	500 mm
t	10 mm
r	30 mm

Calcolo dati geometrici

p	1771.50444 mm	$2[(h-t)+(b-t)]-2\pi r$	
A_p	237272.567 mm ²	$(h-t)(b-t)-\pi r^2$	
W_t	4576801.08 mm ³	$(4A_p^2 t p + p t^3/3)/(t+2A_p/p)$	Eurocode3:05 6.2.7
A	19171 mm ²		
A_y	9585 mm ²	$A_x b/(b+h)$	Eurocode3:05 6.2.6, EN1993-1-5:04 5.1
A_z	9585 mm ²	$A_x h/(b+h)$	

Verifica a torisione

T_{Rd}	893.4 kNm	$W_t f_{yd} / \sqrt{3}$
T_{Ed}	38 kNm	
FS	4.25%	

Instabilità per taglio

h_w/t	44.0	Assenza instabilità per taglio	Eurocode3:05 6.2.6
b_w/t	44.0	Assenza instabilità per taglio	
ε	0.814	$\sqrt{(f_y/235)}$	
η	1.2		
	48.8	$(72/\eta)\varepsilon$	

Effetto dell'instabilità per taglio in direzione y

λ_w	0.626	$h_w/86.4t$
χ_w	1.326	$0.83/\lambda_w$
h_w	440.0 mm	
t	10.0 mm	

Effetto dell'instabilità per taglio in direzione z

λ_w	0.683	$h_w/86.4t$
χ_w	1.216	$0.83/\lambda_w$
b_w	480.0 mm	
t	10.0 mm	

Verifica a taglio-torisione

$T_{ED,T}$	8.303 Mpa	T_{Ed}/W_t	
$V_{Pl,Rd,y}$	1871.1 kN	$A_y f_{yd} / \sqrt{3}$	Eurocode3:05 6.1, 6.2.6, 6.2.7
$V_{Pl,Rd,z}$	1871.1 kN	$A_z f_{yd} / \sqrt{3}$	
$V_{Pl,T,Rd,y}$	1791.5 kN	$V_{Pl,Rd,y} (1 - T_{Ed,T}/(f_{yd}/\sqrt{3}))$	
$V_{Pl,T,Rd,z}$	1791.5 kN	$V_{Pl,Rd,z} (1 - T_{Ed,T}/(f_{yd}/\sqrt{3}))$	
$V_{Ed,y}$	53 kN		
$V_{Ed,z}$	44 kN		
FS _{Vy}	2.96%	NO Interazione con MN	
FS _{Vz}	2.46%	NO Interazione con MN	

Verifica Elastica

$T_{ED,T}$	8.3 Mpa	
$T_{ED,Vy}$	5.5 Mpa	
$T_{ED,Vz}$	4.6 Mpa	
$T_{ED,tot}$	18.4 Mpa	
FS _{elastico}	9.44%	$T_{ED,tot}/(f_{yd}/\sqrt{3})$

*. UNIT SYSTEM : kN, m

*. SECTION PROPERTIES : Designation = Sez.01

Shape = B - Section. (Built-up)

Depth = 0.500, Flg Width = 0.500, Web Center = 0.490

Web Thick = 0.010, Top F Thick = 0.010, Bot.F Thick = 0.010

Area = 1.96000e-02, Avy = 1.00000e-02, Avz = 1.15200e-02

Ybar = 2.50000e-01, Zbar = 2.50000e-01, Qyb = 9.00500e-02, Qzb = 9.00500e-02

Wely = 3.13861e-03, Welz = 3.13861e-03, Wply = 3.60200e-03, Wplz = 3.60200e-03

Iyy = 7.84653e-04, Izz = 7.84653e-04, Iyz = 0.00000e+00

Iy = 2.00083e-01, Iz = 2.00083e-01

J = 1.17649e-03, Cwp = 1.00000e+28

*. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :

Ly = 2.00000e+01, Lz = 2.00000e+01, Lb = 2.00000e+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 = -5.28525e+01, Fzz = -4.36843e+01

Bending Moments My = -2.34750e+02, Mz = -3.84885e+02

End Moments Myi = -2.34750e+02, Myj = 2.11772e-02 (for Lb)

Myi = -2.34750e+02, Myj = 2.11772e-02 (for Ly)

Mzi = -3.84885e+02, Mzj = 5.02118e-04 (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 = 48.00

-. sigma1 = 37406.821 KPa.

-. sigma2 = -167751.022 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 = 48.00

-. sigma1 = 167751.022 KPa.

-. sigma2 = -37406.821 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 compression Internal Parts.

XXX

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

- $e = \sqrt{235/f_y} = 0.81$
- $d/t = HTR = 48.00$
- $\sigma_1 = 194431.269 \text{ KPa.}$
- $\sigma_2 = 50826.507 \text{ KPa.}$
- $HTR > 42 \cdot e$ (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]

- $r = 0.010 \text{ m.}$
- $bc = 0.480 \text{ m.}$
- $b_{eff} = bc + 2 \cdot r = 0.500 \text{ m.}$
- $A_{eff} = b_{eff} \cdot t_f = 0.005 \text{ m}^2.$
- $z_{eff} = b_{eff}/2 = 0.250 \text{ m.}$

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

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

- $r = 0.010 \text{ m.}$
- $bc = 0.480 \text{ m.}$
- $b_{eff} = bc + 2 \cdot r = 0.500 \text{ m.}$
- $A_{eff} = b_{eff} \cdot t_f = 0.005 \text{ m}^2.$
- $z_{eff} = b_{eff}/2 = 0.250 \text{ m.}$

(). 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 left web of Class 4 (Internal element).

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

- $RatT = 48.0000$
- $\lambda_p = RatT / [28.4 \cdot \epsilon \cdot \sqrt{k_{\sigma}}] = 0.4249$
- $\rho = 1.0$
- $\sigma_{max} = \text{MAX}(\sigma_1, \sigma_2) = 71802.381 \text{ KPa.}$
- $\sigma_{min} = \text{MIN}(\sigma_1, \sigma_2) = -71802.381 \text{ KPa.}$
- $r = 0.000 \text{ m.}$
- $A_r = 0.000 \text{ m}^2.$
- $dc = (h \cdot \sigma_{max}) / (\sigma_{max} - \sigma_{min}) = 0.240 \text{ m.}$
- $deff1 = 0.4 \cdot \rho \cdot dc + r = 0.096 \text{ m.}$
- $A_{eff1} = deff1 \cdot t_w + 2 \cdot A_r = 9.600e-04 \text{ m}^2.$
- $z_{eff1} = deff1/2 + t_f = 0.058 \text{ m.}$
- $deff2 = 0.6 \cdot \rho \cdot dc + (h - dc) + r = 0.384 \text{ m.}$
- $A_{eff2} = deff2 \cdot t_w + 2 \cdot A_r = 0.004 \text{ m}^2.$
- $z_{eff2} = (h + 2 \cdot r) - deff2/2 + t_f = 0.298 \text{ m.}$

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

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

- $r = 0.000 \text{ m.}$
- $A_r = 0.000 \text{ m}^2.$
- $dc = 0.480 \text{ m.}$
- $deff = dc + r = 0.480 \text{ m.}$
- $A_{eff} = deff \cdot t_w + 4 \cdot A_r = 0.005 \text{ m}^2.$
- $z_{eff} = (h + 2 \cdot r) - deff/2 = 0.250 \text{ m.}$

=====
[[[*]]] 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]

- $r = 0.010 \text{ m.}$
- $bc = 0.480 \text{ m.}$

$$\begin{aligned} - . \text{ beff} &= bc + 2 \cdot r = 0.500 \text{ m.} \\ - . \text{ Aeff} &= \text{ beff} \cdot t_f = 0.005 \text{ m}^2. \\ - . \text{ zeff} &= \text{ beff} / 2 = 0.250 \text{ m.} \end{aligned}$$

- (). Calculate cross-section properties of bottom flange.
[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]

$$\begin{aligned} - . r &= 0.010 \text{ m.} \\ - . bc &= 0.480 \text{ m.} \\ - . \text{ beff} &= bc + 2 \cdot r = 0.500 \text{ m.} \\ - . \text{ Aeff} &= \text{ beff} \cdot t_f = 0.005 \text{ m}^2. \\ - . \text{ zeff} &= \text{ beff} / 2 = 0.250 \text{ m.} \end{aligned}$$

- (). Calculate buckling factor of internal compression element.
[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1]

$$\begin{aligned} - . \text{ In case of } \Psi &= 1.0 \\ - . k_{\sigma} &= 4.0000 \end{aligned}$$

- (). Calculate effective cross-section properties of left web of Class 4 (Internal element).
[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]

$$\begin{aligned} - . \text{ RatT} &= 48.0000 \\ - . \text{ Lambda}_p &= \text{ RatT} / [28.4 \cdot \text{ Eps} \cdot \text{ SQRT}(k_{\sigma})] = 1.0387 \\ - . \text{ Rho} &= \text{ MIN} [(\text{ Lambda}_p - 0.055 \cdot (3 + \Psi)) / \text{ Lambda}_p^2, 1.0] = 0.7589 \\ - . \text{ sigma}_{\max} &= \text{ MAX} (\text{ sigma}_1, \text{ sigma}_2) = 122628.888 \text{ KPa.} \\ - . \text{ sigma}_{\min} &= \text{ MIN} (\text{ sigma}_1, \text{ sigma}_2) = 122628.888 \text{ KPa.} \\ - . r &= 0.000 \text{ m.} \\ - . \text{ Ar} &= 0.000 \text{ m}^2. \\ - . dc &= 0.480 \text{ m.} \\ - . \text{ deff1} &= 2 \cdot (\text{ Rho} \cdot dc) / [5 - \text{ sigma}_{\min} / \text{ sigma}_{\max}] + r = 0.182 \text{ m.} \\ - . \text{ Aeff1} &= \text{ deff1} \cdot t_w + 2 \cdot \text{ Ar} = 0.002 \text{ m}^2. \\ - . \text{ zeff1} &= \text{ deff1} / 2 + t_f = 0.101 \text{ m.} \\ - . \text{ deff2} &= (\text{ Rho} \cdot dc) - \text{ deff1} + r = 0.182 \text{ m.} \\ - . \text{ Aeff2} &= \text{ deff2} \cdot t_w + 2 \cdot \text{ Ar} = 0.002 \text{ m}^2. \\ - . \text{ zeff2} &= (h + 2 \cdot r) - \text{ deff2} / 2 + t_f = 0.399 \text{ m.} \end{aligned}$$

- (). Calculate cross-section properties of right web.
[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]

$$\begin{aligned} - . r &= 0.000 \text{ m.} \\ - . \text{ Ar} &= 0.000 \text{ m}^2. \\ - . dc &= 0.480 \text{ m.} \\ - . \text{ deff} &= dc + r = 0.480 \text{ m.} \\ - . \text{ Aeff} &= \text{ deff} \cdot t_w + 4 \cdot \text{ Ar} = 0.005 \text{ m}^2. \\ - . \text{ zeff} &= (h + 2 \cdot r) - \text{ deff} / 2 = 0.250 \text{ m.} \end{aligned}$$

=====
[[[*]]] EFFECTIVE SECTION PPROPERTIES.
=====

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

$$\begin{aligned} - . \text{ Aeff} &= 0.0196 \text{ m}^2. \text{ (for calculating axial resistance)} \\ - . \text{ Aeffy} &= 0.0196 \text{ m}^2. \\ - . \text{ Weffy} &= 0.0031 \text{ m}^3. \\ - . \text{ Aeffz} &= 0.0184 \text{ m}^2. \\ - . \text{ Weffz} &= 0.0027 \text{ m}^3. \\ - . \text{ eNy} &= 0.0000 \text{ m.} \\ - . \text{ eNz} &= 0.0000 \text{ m.} \end{aligned}$$

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

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

$$\begin{aligned} &[\text{ Eurocode3:05 6.1, 6.2.5 }] \\ - . \text{ Weffy} &= 0.0031 \text{ m}^3. \\ - . \text{ Mc}_{\text{Rdy}} &= \text{ Weffy} \cdot f_y / \text{ Gamma}_{\text{M0}} = 1061.15 \text{ kN-m.} \end{aligned}$$

- (). Check ratio of moment resistance (M_{Edy}/M_{c_Rdy}).

$$\frac{M_{Edy}}{M_{c_Rdy}} = \frac{234.75}{1061.15} = 0.221 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

=====

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

=====

- (). Calculate local buckling resistance moment about minor axis.
 [Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]
 -. $W_{effz} = 0.0027 \text{ m}^3$.
 -. $M_{c_Rdz} = W_{effz} \cdot f_y / \Gamma_{M0} = 905.58 \text{ kN-m}$.

- (). Check ratio of moment resistance (M_{Edz}/M_{c_Rdz}).

$$\frac{M_{Edz}}{M_{c_Rdz}} = \frac{384.88}{905.58} = 0.425 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

=====

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

=====

- (). Calculate lateral-torsional buckling resistance (M_{b_Rd}).
 [Eurocode3:05 6.1, 6.3.2]
 -. $\rho_r = 0.300$
 -. $G_s = E_s / [2 \cdot (1 + \rho_r)] = 80769230.769 \text{ KPa}$.
 -. $N_{cr} = \pi^2 \cdot E_s \cdot I_{zz} / L_u^2 = 4065.71 \text{ kN}$.
 -. $\psi = -9.021 \text{e-}05$
 -. $C_1 = 1.285$
 -. $C_2 = 1.562$
 -. $C_3 = 0.753$
 -. $z_s = -0.0000 \text{ m}$.
 -. $z_a = -0.0000 \text{ m}$. (Shear center)
 -. $z_g = z_a - z_s = 0.0000 \text{ m}$.
 -. $z_j = z_s - 0.5 \cdot \sum [(y_i^2 + z_i^2) \cdot z_i \cdot A_i] / I_{yy} = 0.0000 \text{ m}$.
 -. $M_{cr} = C_1 \cdot N_{cr} \cdot [\sqrt{ (C_{wp}/I_{zz}) + (G_s \cdot J)/N_{cr} + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2 } - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)]$

$$= 1.87 \text{e+}19 \text{ kN-m}$$

 -. $\Lambda_{LT_bar} = \sqrt{ W_{effy} \cdot f_y / M_{cr} } = 0.000$
 -. $\Lambda_{LT_bar0} = 0.400$
 -. $\Lambda_{LT_bar} = 0.000 < \Lambda_{LT_bar0} = 0.400$
 -. $M_{Ed}/M_{cr} = 0.000 < \Lambda_{LT_bar0}^2 = 0.160$
 If $\Lambda_{LT_bar} < \Lambda_{LT_bar0}$ or $M_{Ed}/M_{cr} < \Lambda_{LT_bar0}^2$,
 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 $V_{Edz} / V_{pl_Rdz} < 0.5$
 -. $M_{y_Rd} = M_{c_Rdy} = 1061.15 \text{ kN-m}$.
- (). Calculate Minor reduced design resistance of bending and shear.
 [Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]
 -. In case of $V_{Edy} / V_{pl_Rdy} < 0.5$
 -. $M_{z_Rd} = M_{c_Rdz} = 905.58 \text{ kN-m}$.
- (). Check interaction ratio of bending and axial force.
 [Eurocode3:05 6.2.9.3 (6.44)] - Class4

$$R_{max1} = \frac{N_{Ed}}{N_{Ed} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}} + \frac{M_{Edy}}{M_{y_Rd}} + \frac{M_{Edz}}{M_{z_Rd}}$$

$$\frac{A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad M_y_{Rd} \quad M_z_{Rd}$$

$$= 0.646 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$-. R_{max} = R_{max1} = 0.646 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

11.1.2.2 Sommità montante – Sez.B

Dati materiale

f_{yk}	355 Mpa
f_{yd}	338.1 Mpa

Sollecitazioni agenti

T_{Ed}	430 kNm
$V_{Ed,y}$	54 kN
$V_{Ed,z}$	1 kN

Dati sezione

h	700 mm
b	500 mm
t	15 mm
r	30 mm

Calcolo dati geometrici

p	2151.50444 mm	$2[(h-t)+(b-t)]-2\pi r$	
A_p	329397.567 mm ²	$(h-t)(b-t)-\pi r^2$	
W_t	9427980.8 mm ³	$(4A_p^2 t p + p t^3)/3 / (t + 2A_p/p)$	Eurocode3:05 6.2.7
A	34521 mm ²		
A_{wy}	14384 mm ²	$A_x b / (b+h)$	Eurocode3:05 6.2.6, EN1993-1-5:04 5.1
A_{wz}	20137 mm ²	$A_x h / (b+h)$	

Verifica a torisione

T_{Rd}	1840.3 kNm	$W_t f_{yd} / \sqrt{3}$
T_{Ed}	430 kNm	
FS	23.37%	

Instabilità per taglio

h_w/t	42.7	Assenza instabilità per taglio	Eurocode3:05 6.2.6
b_w/t	29.3	Assenza instabilità per taglio	
ε	0.814	$\sqrt{(f_y/235)}$	
η	1.2		
	48.8	$(72/\eta)\varepsilon$	

Effetto dell'instabilità per taglio in direzione y

λ_w	0.417	$h_w/86.4t$
χ_w	1.989	$0.83/\lambda_w$
h_w	440.0 mm	
t	15.0 mm	

Effetto dell'instabilità per taglio in direzione z

λ_w	0.635	$h_w/86.4t$
χ_w	1.306	$0.83/\lambda_w$
b_w	670.0 mm	
t	15.0 mm	

Verifica a taglio-torisione

$T_{Ed,T}$	45.609 Mpa	T_{Ed}/W_t	
$V_{Pl,Rd,y}$	2807.7 kN	$A_{wy} f_{yd} / \sqrt{3}$	Eurocode3:05 6.1, 6.2.6, 6.2.7
$V_{Pl,Rd,z}$	3930.7 kN	$A_{wz} f_{yd} / \sqrt{3}$	
$V_{Pl,T,Rd,y}$	2151.6 kN	$V_{Pl,Rd,y} (1 - T_{Ed,T} / (f_{yd} / \sqrt{3}))$	
$V_{Pl,T,Rd,z}$	3012.3 kN	$V_{Pl,Rd,z} (1 - T_{Ed,T} / (f_{yd} / \sqrt{3}))$	
$V_{Ed,y}$	54 kN		
$V_{Ed,z}$	1 kN		
FSV _y	2.51%	NO Interazione con MN	
FSV _z	0.03%	NO Interazione con MN	

Verifica Elastica

$T_{ED,T}$	45.6 Mpa	
$T_{ED,Vy}$	3.8 Mpa	
$T_{ED,Vz}$	0.0 Mpa	
$T_{ED,tot}$	49.4 Mpa	
FS _{elastico}	25.31%	$T_{ED,tot} / (f_{yd} / \sqrt{3})$

*. UNIT SYSTEM : kN, m

XXX

*. SECTION PROPERTIES : Designation = 500x700x15

Shape = B - Section. (Built-up)

Depth = 0.700, Flg Width = 0.500, Web Center = 0.485

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

Area = 3.51000e-02, Avy = 1.50000e-02, Avz = 2.41200e-02

Ybar = 2.50000e-01, Zbar = 3.50000e-01, Qyb = 1.41737e-01, Qzb = 1.12488e-01

Wely = 7.17652e-03, Welz = 5.97953e-03, Wply = 8.50425e-03, Wplz = 6.74925e-03

Iyy = 2.51178e-03, Izz = 1.49488e-03, Iyz = 0.00000e+00

Iy = 2.67508e-01, Iz = 2.06372e-01

J = 2.83009e-03, Cwp = 1.00000e+28

*. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :

Ly = 1.36000e+01, Lz = 1.36000e+01, Lb = 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 (I) POINT :

Axial Force Fxx = -4.94599e+01

Shear Forces Fyy = 5.51039e+01, Fzz = 0.00000e+00

Bending Moments My = 2.73361e+02, Mz = 6.02993e+01

End Moments Myi = 2.73361e+02, Myj = 2.73361e+02 (for Lb)

Myi = 2.73361e+02, Myj = 2.73361e+02 (for Ly)

Mzi = 6.02993e+01, Mzj = 3.84109e+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 = 31.33

-. sigma1 = 48979.357 KPa.

-. sigma2 = 30020.892 KPa.

-. HTR < 42*e (Class 3 : Semi-compact).

=====
[[[*]]] 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 = 44.67

-. sigma1 = 23241.328 KPa.

-. sigma2 = -38291.547 KPa.

-. Psi = [2*(NEd/A)*(1/fy)]-1 = -0.992

-. Alpha = 0.503 > 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

- $d/t = HTR = 44.67$
- $\sigma_1 = 41109.776 \text{ KPa}$.
- $\sigma_2 = -20423.099 \text{ KPa}$.
- $\Psi = [2 \cdot (N_{Ed}/A) \cdot (1/f_y)] - 1 = -0.992$
- $\alpha = 0.503 > 0.5$
- $HTR < 396 \cdot e / (13 \cdot \alpha - 1)$ (Class 1 : Plastic).

=====
[[[*]]] CHECK AXIAL RESISTANCE.
=====

- (). Check slenderness ratio of axial compression member (Kl/i).
- $Kl/i = 65.9 < 200.0 \rightarrow \text{O.K.}$
- (). Calculate axial compressive resistance ($N_{c,Rd}$).
[Eurocode3:05 6.1, 6.2.4]
- $N_{c,Rd} = f_y \cdot A_{eff} / \gamma_{M0} = 11867.14 \text{ kN}$.
- (). Check ratio of axial resistance ($N_{Ed}/N_{c,Rd}$).
$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{49.46}{11867.14} = 0.004 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$
- (). Calculate buckling resistance of compression member ($N_{b,Rdy}, N_{b,Rdz}$).
[Eurocode3:05 6.3.1.1, 6.3.1.2]
- $\beta_A = A_{eff} / A = 1.000$
- $\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{E_s/f_y} = 76.409$
- $\lambda_{by} = \{ (K_y \cdot L_y / i_y) / \lambda_1 \} \cdot \sqrt{\beta_A} = 0.665$
- $N_{cry} = \pi^2 \cdot E_s \cdot I_{yy} / (K_y \cdot L_y)^2 = 28146.43 \text{ kN}$
- $\lambda_{by} < 0.2$ or $N_{Ed}/N_{cry} < 0.04 \rightarrow \text{No need to check.}$

- $\lambda_{bz} = \{ (K_z \cdot L_z / i_z) / \lambda_1 \} \cdot \sqrt{\beta_A} = 0.862$
- $N_{crz} = \pi^2 \cdot E_s \cdot I_{zz} / (K_z \cdot L_z)^2 = 16751.29 \text{ kN}$
- $\lambda_{bz} < 0.2$ or $N_{Ed}/N_{crz} < 0.04 \rightarrow \text{No need to check.}$

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

- (). Calculate elastic resistance moment about major axis.
[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]
- $W_{ely} = 0.0072 \text{ m}^3$.
- $M_{c,Rdy} = W_{ely} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 2426.35 \text{ kN-m}$.
- (). Check ratio of moment resistance ($M_{Edy}/M_{c,Rdy}$).
$$\frac{M_{Edy}}{M_{c,Rdy}} = \frac{273.36}{2426.35} = 0.113 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

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

- (). Calculate elastic resistance moment about minor axis.
[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]
- $W_{elz} = 0.0060 \text{ m}^3$.
- $M_{c,Rdz} = W_{elz} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 2021.65 \text{ kN-m}$.
- (). Check ratio of moment resistance ($M_{Edz}/M_{c,Rdz}$).
$$\frac{M_{Edz}}{M_{c,Rdz}} = \frac{60.30}{2021.65} = 0.030 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

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

(). Calculate lateral-torsional buckling resistance (Mb_Rd).
[Eurocode3:05 6.1, 6.3.2]

- Por = 0.300
- Gs = $E_s / [2 \cdot (1 + \text{Por})] = 80769230.769 \text{ KPa}$.
- Ncr = $\pi^2 \cdot E_s \cdot I_{zz} / L_u^2 = 16751.29 \text{ kN}$.
- psi = 1.000
- C1 = 1.000
- C2 = 0.000
- C3 = 1.000
- zs = 0.0000 m.
- za = 0.0000 m. (Shear center)
- zg = za - zs = 0.0000 m.
- zj = $zs - 0.5 \cdot \sum (y_i^2 + z_i^2) \cdot z_i \cdot A_i / I_{yy} = 0.0000 \text{ m}$.
- Mcr = $C1 \cdot Ncr \cdot [\text{SQRT} \{ (C_{wp}/I_{zz}) + (G_s \cdot J)/Ncr + (C2 \cdot zg - C3 \cdot zj)^2 \} - (C2 \cdot zg - C3 \cdot zj)]$
= $4.33e+19 \text{ kN-m}$.
- Lambda_LT_bar = $\text{SQRT} [W_{ely} \cdot f_y / Mcr] = 0.000$
- Lambda_LT_bar0 = 0.400
- Lambda_LT_bar = $0.000 < \text{Lambda_LT_bar0} = 0.400$
- M_Ed/Mcr = $0.000 < \text{Lambda_LT_bar0}^2 = 0.160$

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 = 2426.35 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 = 2021.65 kN-m.

(). Check general interaction ratio.
[Eurocode3:05 6.2.1 (6.2)] - Class3

$$R_{max1} = \frac{N_{Ed}}{A \cdot f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{Edy}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{Edz}}{M_{z,Rd}}$$

= 0.147 < 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 = -49.46 kN.
- M_Edy = 273.36 kN-m.
- M_Edz = 60.30 kN-m.
- kyy = 0.851
- kyz = 0.853
- kzy = 0.851
- kzz = 0.853
- Xiy = 1.000
- Xiz = 1.000
- XiLT = 1.000
- N_Rk = A * fy = 12460.50 kN.
- My_Rk = Wely * fy = 2547.67 kN-m.
- Mz_Rk = Welz * fy = 2122.73 kN-m.
- N_Ed * eNy = 0.0 (Not Slender)
- N_Ed * eNz = 0.0 (Not Slender)

$$R_{max_LT1} = \frac{N_{Ed}}{X_{iy} \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{X_{iLT} \cdot M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0.126 < 1.000 \text{ ----> O.K.} \\
 &\quad N_{Ed} \quad M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny} \quad M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz} \\
 \text{-. Rmax_LT2} &= \frac{N_{Ed}}{X_{iz} \cdot N_{Rk} / \Gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{X_{iLT} \cdot M_{yRk} / \Gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}}{M_{zRk} / \Gamma_{M1}} \\
 &= 0.126 < 1.000 \text{ ----> O.K.} \\
 \text{-. Rmax} &= \text{MAX}[\text{Rmax1}, \text{MAX}(\text{Rmax_LT1}, \text{Rmax_LT2})] = 0.147 < 1.000 \text{ ----> O.K.}
 \end{aligned}$$

11.1.2.3 Base montante – Sez.C

Dati materiale

f_{yk}	355 Mpa
f_{yd}	338.1 Mpa

Sollecitazioni agenti

T_{Ed}	430 kNm
$V_{Ed,y}$	1 kN
$V_{Ed,z}$	65 kN

Dati sezione

h	500 mm
b	700 mm
t	15 mm
r	30 mm

Calcolo dati geometrici

p	2151.50444 mm	$2[(h-t)+(b-t)]-2\pi r$	
A_p	329397.567 mm ²	$(h-t)(b-t)-\pi r^2$	
W_t	9427980.8 mm ³	$(4A_p^2 t/p + p t^3/3)/(t+2A_p/p)$	Eurocode3:05 6.2.7
A	34521 mm ²		
A_{yy}	20137 mm ²	$Axb/(b+h)$	Eurocode3:05 6.2.6, EN1993-1-5:04 5.1
A_{zz}	14384 mm ²	$Axh/(b+h)$	

Verifica a torisione

T_{Rd}	1840.3 kNm	$W_t f_{yd} / \sqrt{3}$
T_{Ed}	430 kNm	
FS	23.37%	

Instabilità per taglio

h_w/t	29.3	Assenza instabilità per taglio	Eurocode3:05 6.2.6
b_w/t	42.7	Assenza instabilità per taglio	
ε	0.814	$\sqrt{(f_y/235)}$	
η	1.2		
	48.8	$(72/\eta)\varepsilon$	

Effetto dell'instabilità per taglio in direzione y

λ_w	0.607	$h_w/86.4\varepsilon$
χ_w	1.367	$0.83/\lambda_w$
h_w	640.0 mm	
t	15.0 mm	

Effetto dell'instabilità per taglio in direzione z

λ_w	0.446	$h_w/86.4\varepsilon$
χ_w	1.862	$0.83/\lambda_w$
b_w	470.0 mm	
t	15.0 mm	

Verifica a taglio-torisione

$T_{ED,T}$	45.609 Mpa	T_{Ed}/W_t	
$V_{PI,Rd,y}$	3930.7 kN	$A_{wy} f_{yd} / \sqrt{3}$	Eurocode3:05 6.1, 6.2.6, 6.2.7
$V_{PI,Rd,z}$	2807.7 kN	$A_{wz} f_{yd} / \sqrt{3}$	
$V_{PI,T,Rd,y}$	3012.3 kN	$V_{PI,Rd,y} (1 - T_{Ed,T}/(f_{yd}/\sqrt{3}))$	
$V_{PI,T,Rd,z}$	2151.6 kN	$V_{PI,Rd,z} (1 - T_{Ed,T}/(f_{yd}/\sqrt{3}))$	
$V_{Ed,y}$	1 kN		
$V_{Ed,z}$	65 kN		
FS _{Vy}	0.03%	NO Interazione con MN	
FS _{Vz}	3.02%	NO Interazione con MN	

Verifica Elastica

$T_{ED,T}$	45.6 Mpa	
$T_{ED,Vy}$	0.0 Mpa	
$T_{ED,Vz}$	4.5 Mpa	
$T_{ED,tot}$	50.2 Mpa	
FS _{elastico}	25.71%	$T_{ED,tot}/(f_{yd}/\sqrt{3})$

*. UNIT SYSTEM : kN, m

*. SECTION PROPERTIES : Designation = 500x700x15

Shape = B - Section. (Built-up)

Depth = 0.500, Flg Width = 0.700, Web Center = 0.685

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

Area = 3.51000e-02, Avy = 2.10000e-02, Avz = 1.69200e-02

Ybar = 3.50000e-01, Zbar = 2.50000e-01, Qyb = 1.12488e-01, Qzb = 1.41737e-01

Wely = 5.97953e-03, Welz = 7.17652e-03, Wply = 6.74925e-03, Wplz = 8.50425e-03

Iyy = 1.49488e-03, Izz = 2.51178e-03, Iyz = 0.00000e+00

Iy = 2.06372e-01, Iz = 2.67508e-01

J = 2.83009e-03, Cwp = 1.00000e+28

*. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :

Ly = 1.36000e+01, Lz = 1.36000e+01, Lb = 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 (I) POINT :

Axial Force Fxx = -7.64367e+01

Shear Forces Fyy = 6.45345e+01, Fzz = 0.00000e+00

Bending Moments My = 2.79645e+02, Mz = 4.46034e+02

End Moments Myi = 2.79645e+02, Myj = 2.79645e+02 (for Lb)

Myi = 2.79645e+02, Myj = 2.79645e+02 (for Ly)

Mzi = 4.46034e+02, Mzj = 4.42808e+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 = 44.67

-. sigma1 = 93811.734 KPa.

-. sigma2 = -6589.313 KPa.

-. Psi = [2*(NEd/A)*(1/fy)]-1 = -0.988

-. Alpha = 0.508 > 0.5

-. HTR < 396*e/(13*Alpha-1) (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 = 44.67

-. sigma1 = 10944.679 KPa.

-. sigma2 = -89456.369 KPa.

-. Psi = [2*(NEd/A)*(1/fy)]-1 = -0.988

-. Alpha = 0.508 > 0.5

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

=====
[[[*]]] 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]
- . $e = \sqrt{235/f_y} = 0.81$
- . $d/t = HTR = 31.33$
- . $\sigma_1 = 108290.523 \text{ KPa}$.
- . $\sigma_2 = 20368.387 \text{ KPa}$.
- . $HTR < 42 \cdot e$ (Class 3 : Semi-compact).

=====
[[[*]]] CHECK AXIAL RESISTANCE.
=====

- (). Check slenderness ratio of axial compression member (Kl/i).
- . $Kl/i = 65.9 < 200.0 \rightarrow \text{O.K.}$
- (). Calculate axial compressive resistance ($N_{c,Rd}$).
[Eurocode3:05 6.1, 6.2.4]
- . $N_{c,Rd} = f_y \cdot \text{Area} / \Gamma_{M0} = 11867.14 \text{ kN}$.
- (). Check ratio of axial resistance ($N_{Ed}/N_{c,Rd}$).
$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{76.44}{11867.14} = 0.006 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$
- (). Calculate buckling resistance of compression member ($N_{b,Rdy}, N_{b,Rdz}$).
[Eurocode3:05 6.3.1.1, 6.3.1.2]
- . $\beta_A = A_{eff} / \text{Area} = 1.000$
- . $\lambda_{b1} = \pi \cdot \sqrt{E_s/f_y} = 76.409$
- . $\lambda_{by} = \{(K_y \cdot L_y / i_y) / \lambda_{b1}\} \cdot \sqrt{\beta_A} = 0.862$
- . $N_{cry} = \pi^2 \cdot E_s \cdot I_{yy} / (K_y \cdot L_y)^2 = 16751.29 \text{ kN}$.
- . $\lambda_{by} < 0.2$ or $N_{Ed}/N_{cry} < 0.04 \rightarrow \text{No need to check}$.
- . $\lambda_{bz} = \{(K_z \cdot L_z / i_z) / \lambda_{b1}\} \cdot \sqrt{\beta_A} = 0.665$
- . $N_{crz} = \pi^2 \cdot E_s \cdot I_{zz} / (K_z \cdot L_z)^2 = 28146.43 \text{ kN}$.
- . $\lambda_{bz} < 0.2$ or $N_{Ed}/N_{crz} < 0.04 \rightarrow \text{No need to check}$.

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

- (). Calculate elastic resistance moment about major axis.
[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]
- . $W_{ely} = 0.0060 \text{ m}^3$.
- . $M_{c,Rdy} = W_{ely} \cdot f_y / \Gamma_{M0} = 2021.65 \text{ kN-m}$.
- (). Check ratio of moment resistance ($M_{Edy}/M_{c,Rdy}$).
$$\frac{M_{Edy}}{M_{c,Rdy}} = \frac{279.65}{2021.65} = 0.138 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

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

- (). Calculate elastic resistance moment about minor axis.
[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]
- . $W_{elz} = 0.0072 \text{ m}^3$.
- . $M_{c,Rdz} = W_{elz} \cdot f_y / \Gamma_{M0} = 2426.35 \text{ kN-m}$.
- (). Check ratio of moment resistance ($M_{Edz}/M_{c,Rdz}$).
$$\frac{M_{Edz}}{M_{c,Rdz}} = \frac{446.03}{2426.35} = 0.184 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

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

XXX

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

[Eurocode3:05 6.1, 6.3.2]

- Por = 0.300
 - Gs = $E_s / [2 \cdot (1 + \text{Por})] = 80769230.769 \text{ KPa}$.
 - Ncr = $P_i^2 \cdot E_s \cdot I_{zz} / L_u^2 = 28146.43 \text{ kN}$.
 - psi = 1.000
 - C1 = 1.000
 - C2 = 0.000
 - C3 = 1.000
 - zs = 0.0000 m.
 - za = 0.0000 m. (Shear center)
 - zg = za - zs = 0.0000 m.
 - zj = $z_s - 0.5 \cdot \sum [(y_i^2 + z_i^2) \cdot z_i \cdot A_i] / I_{yy} = 0.0000 \text{ m}$.
 - Mcr = $C1 \cdot Ncr \cdot [\text{SQRT} \{ (C_{wp}/I_{zz}) + (Gs \cdot J)/Ncr + (C2 \cdot zg - C3 \cdot zj)^2 \} - (C2 \cdot zg - C3 \cdot zj)]$
 = $5.62e+19 \text{ kN-m}$.

- Lambda_LT_bar = $\text{SQRT} [W_{ely} \cdot f_y / Mcr] = 0.000$

- Lambda_LT_bar0 = 0.400

- Lambda_LT_bar = $0.000 < \text{Lambda_LT_bar0} = 0.400$

- M_Ed/Mcr = $0.000 < \text{Lambda_LT_bar0}^2 = 0.160$

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 $V_{Edz} / V_{pl_Rdz} < 0.5$
 - My_Rd = Mc_Rdy = 2021.65 kN-m.

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

[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]

- In case of $V_{Edy} / V_{pl_Rdy} < 0.5$
 - Mz_Rd = Mc_Rdz = 2426.35 kN-m.

(). Check general interaction ratio.

[Eurocode3:05 6.2.1 (6.2)] - Class3

$$R_{max1} = \frac{N_{Ed}}{A \cdot f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{Edy}}{M_{y_Rd}} + \frac{M_{Edz}}{M_{z_Rd}}$$

 = $0.329 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$

(). 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 = -76.44 kN.
 - M_Edy = 279.65 kN-m.
 - M_Edz = 446.03 kN-m.
 - kyy = 0.854
 - kyz = 0.852
 - kzy = 0.854
 - kzz = 0.852
 - Xiy = 1.000
 - Xiz = 1.000
 - XiLT = 1.000
 - N_Rk = $A \cdot f_y = 12460.50 \text{ kN}$.
 - My_Rk = $W_{ely} \cdot f_y = 2122.73 \text{ kN-m}$.
 - Mz_Rk = $W_{elz} \cdot f_y = 2547.67 \text{ kN-m}$.
 - N_Ed * eNy = 0.0 (Not Slender)
 - N_Ed * eNz = 0.0 (Not Slender)

$$R_{max_LT1} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Edy} + N_{Ed} \cdot eNy}{M_{y_Rk}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{Edz} + N_{Ed} \cdot eNz}{M_{z_Rk}}$$

$$\begin{aligned}
 & \frac{X_{iy} \cdot N_{Rk} / \Gamma_{M1}}{= 0.281 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}} \quad \frac{X_{iLT} \cdot M_{yRk} / \Gamma_{M1}}{= 0.281 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}} \quad \frac{M_{zRk} / \Gamma_{M1}}{= 0.281 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}} \\
 & \text{-. } R_{max_LT2} = \frac{N_{Ed}}{+ k_{zy} \cdot \frac{M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{+ k_{zz} \cdot \frac{M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}}{}}} \\
 & \text{-. } R_{max} = \text{MAX}[R_{max1}, \text{MAX}(R_{max_LT1}, R_{max_LT2})] = 0.329 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}
 \end{aligned}$$

11.1.3 Verifica dei giunti di connessione

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

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

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

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

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

Per la sezione "Sez A", si prescrivono bulloni ad alta resistenza di classe 8.8; per la connessione alla base tirafondi di lunghezza $L=0.95m$ e con caratteristiche minime equivalenti ai bulloni di classe 8.8.

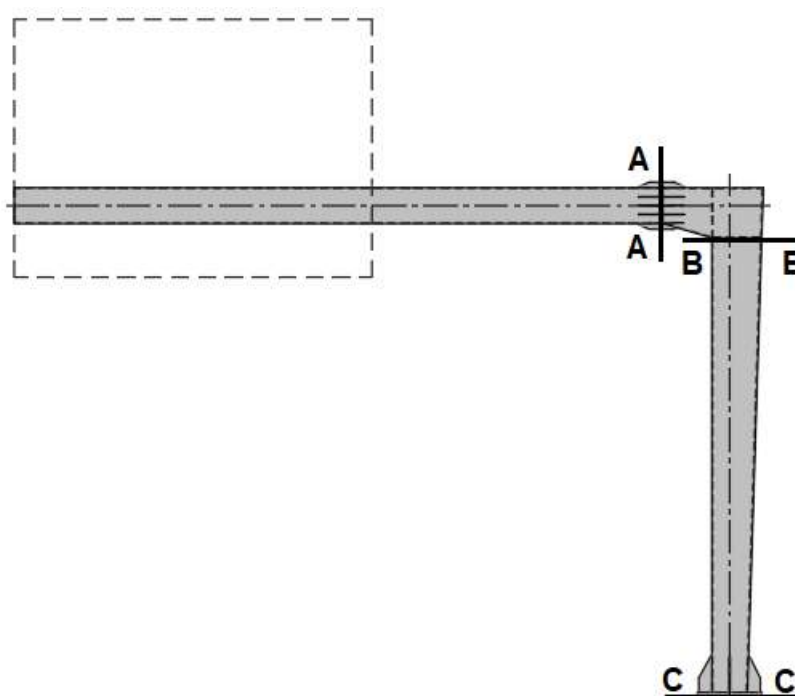


Fig. 30 – Sezioni di verifica - giunzioni bullonate

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 700×700×20mm (B×H×s) sia lato sbraccio, sia lato montante. Si utilizzano 20 bulloni M22, disposti simmetricamente su un unico allineamento a cerchiare il perimetro della sezione scatolare della mensola. La connessione è irrigidita con piatti di spessore $s=15\text{mm}$ e lunghezza $L=300\text{mm}$, disposti come dettagliato nell'immagine seguente.

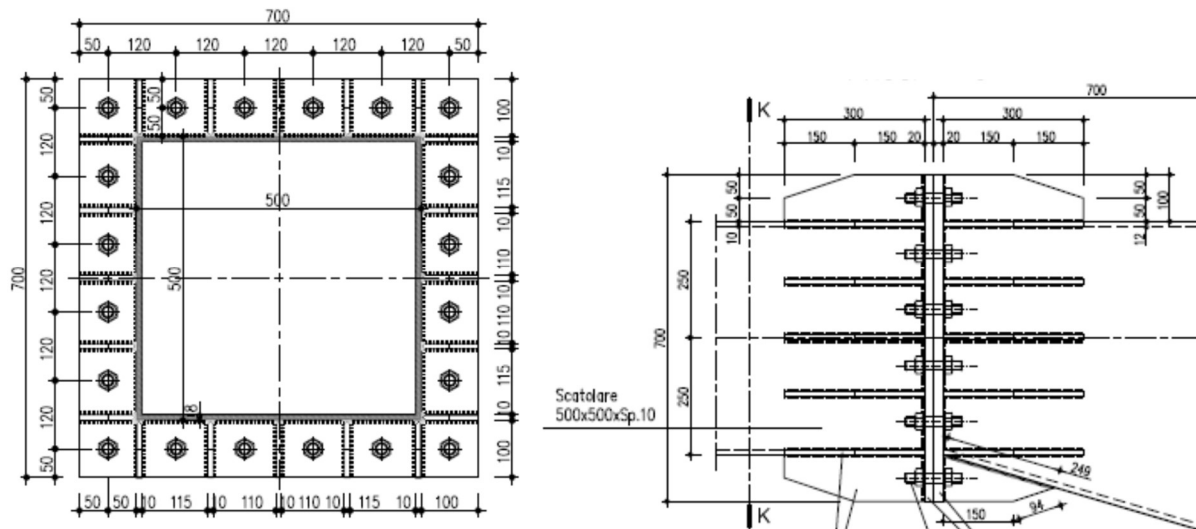


Fig. 31 – Giunto bullonato - Sez A

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

Al fine di determinare lo stato sollecitativo assiale più gravoso sui bulloni, si è operato analizzando due possibili schemi resistenti. Il primo (schema 1) 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).

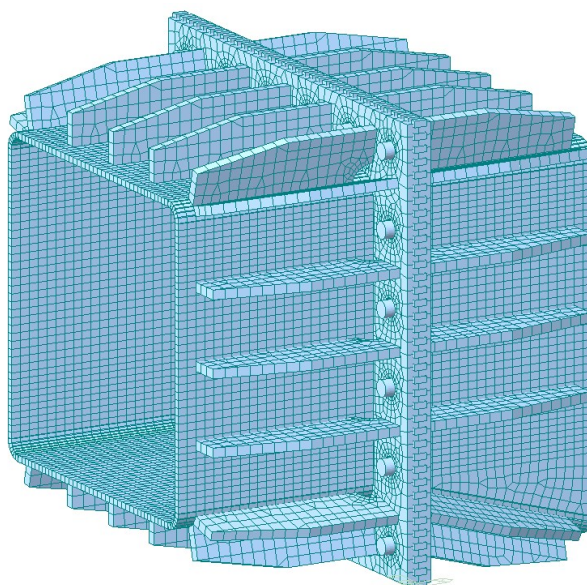


Figura 11-2. Modello di calcolo collegamento sbraccio

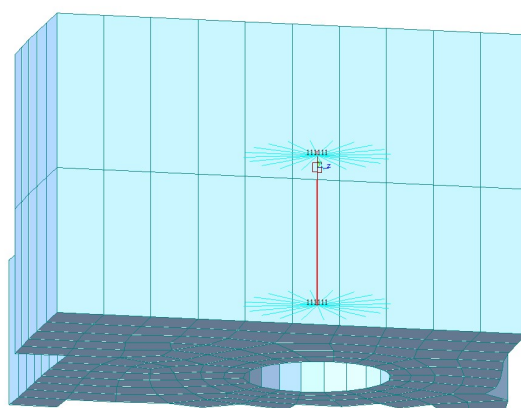
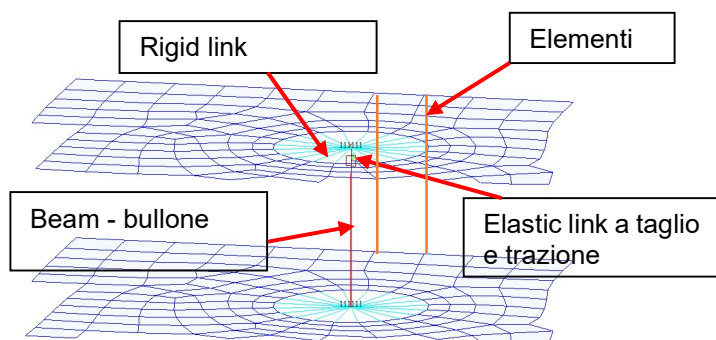


Figura 11-3. Modello di calcolo collegamento sbraccio– Dettaglio vincoli bullone

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	0	37.46	0	-27.22	0	-259.59
Pd	0	1.1	0	0.53	0	-6.84
SLU 1	0	0	-43.68	0	-219.9	0
SLU 2	0	56.19	-43.68	-40.82	-219.9	-389.39
SLU 3	0	0	-43.68	0	-219.9	0
SLU 4	0	-56.19	-43.68	40.82	-219.9	389.39
SLU 5	0	0	-47.76	0	-236.94	0
SLU 6	0	33.72	-47.76	-24.49	-236.94	-233.63
SLU 7	0	0	-47.76	0	-236.94	0

SLU 8	0	-33.72	-47.76	24.49	-236.94	233.63
SLU 9	0	1.65	-39.61	0.79	-202.85	-10.25
SLU 10	0	-1.65	-39.61	-0.79	-202.85	10.25
SLU 11	0	0	-33.04	0	-163.77	0
SLU 12	0	56.19	-33.04	-40.82	-163.77	-389.39
SLU 13	0	0	-33.04	0	-163.77	0
SLU 14	0	-56.19	-33.04	40.82	-163.77	389.39
SLU 15	0	0	-37.12	0	-180.81	0
SLU 16	0	33.72	-37.12	-24.49	-180.81	-233.63
SLU 17	0	0	-37.12	0	-180.81	0
SLU 18	0	-33.72	-37.12	24.49	-180.81	233.63
SLU 19	0	1.65	-28.97	0.79	-146.73	-10.25
SLU 20	0	-1.65	-28.97	-0.79	-146.73	10.25

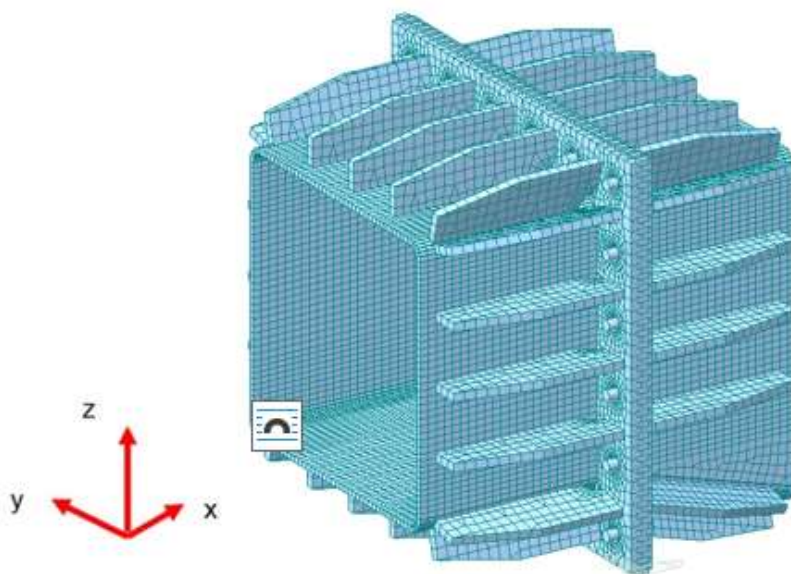


Figura 11-4. Sistema di riferimento Nodal Loads collegamento sbraccio

Si riportano nel seguito le tensioni di Von Mises massime agenti allo stato limite ultimo sulle piastre del collegamento.

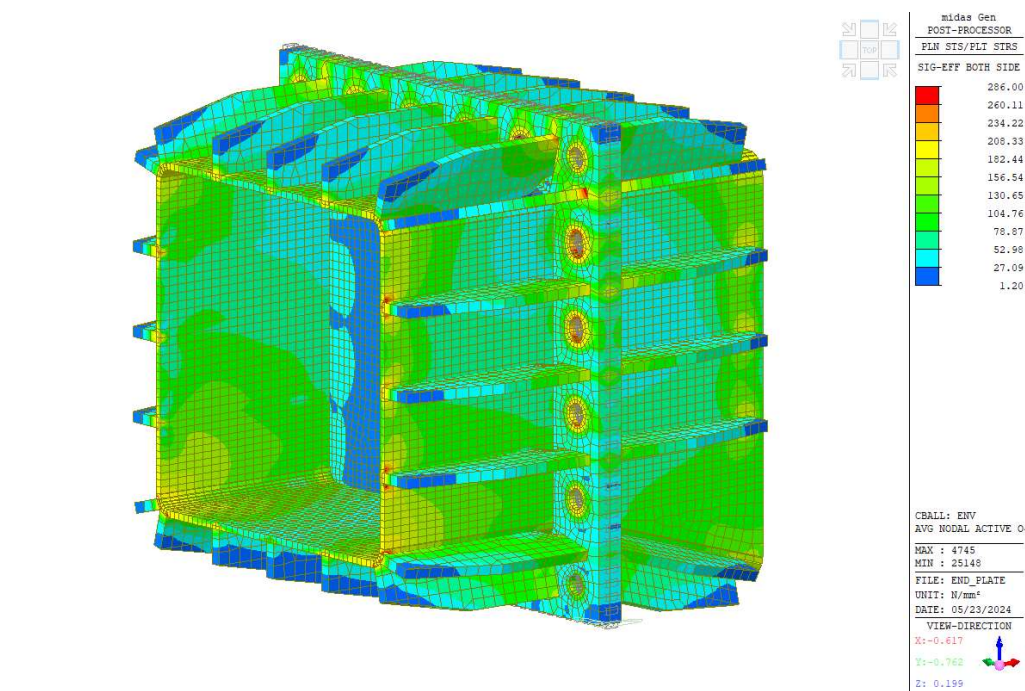


Figura 11-5. Tensioni di Von Mises SLU

- $\sigma_{TRAZ-MAX} = 286 \text{ Mpa} < f_{yd} = 338 \text{ Mpa}$

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	131.1	4.8	-6.0	7.6	138.2	-7.8	2.8	8.3
2	121.3	9.0	-4.4	10.0	108.0	-5.8	2.8	6.5
3	91.8	9.4	-1.4	9.5	77.9	-3.8	2.8	4.7
4	55.4	9.3	1.7	9.4	47.7	-1.8	2.8	3.3
5	20.8	9.1	4.8	10.2	17.5	0.2	2.8	2.8
6	6.4	8.2	7.4	11.0	0.0	2.2	2.8	3.6
7	5.9	6.4	7.5	9.9	0.0	2.2	0.8	2.3
8	4.9	4.5	7.7	8.9	0.0	2.2	-1.2	2.5
9	4.4	2.5	7.9	8.3	0.0	2.2	-3.2	3.9
10	5.0	0.6	8.0	8.0	0.0	2.2	-5.2	5.6
11	7.6	-1.4	7.9	8.0	0.0	2.2	-7.2	7.5
12	5.0	-1.2	6.0	6.1	0.0	0.2	-7.2	7.2
13	2.9	-1.3	3.9	4.1	0.0	-1.8	-7.2	7.4
14	10.3	-0.9	1.8	2.1	0.0	-3.8	-7.2	8.1
15	39.1	-0.4	0.7	0.8	23.9	-5.8	-7.2	9.2
16	55.8	-2.8	-1.2	3.0	54.1	-7.8	-7.2	10.6

17	77.1	-1.7	-2.0	2.6	71.0	-7.8	-5.2	9.4
18	103.6	-0.5	-2.2	2.3	87.8	-7.8	-3.2	8.4
19	123.7	0.8	-2.1	2.2	104.6	-7.8	-1.2	7.9
20	134.4	2.2	-2.4	3.3	121.4	-7.8	0.8	7.9

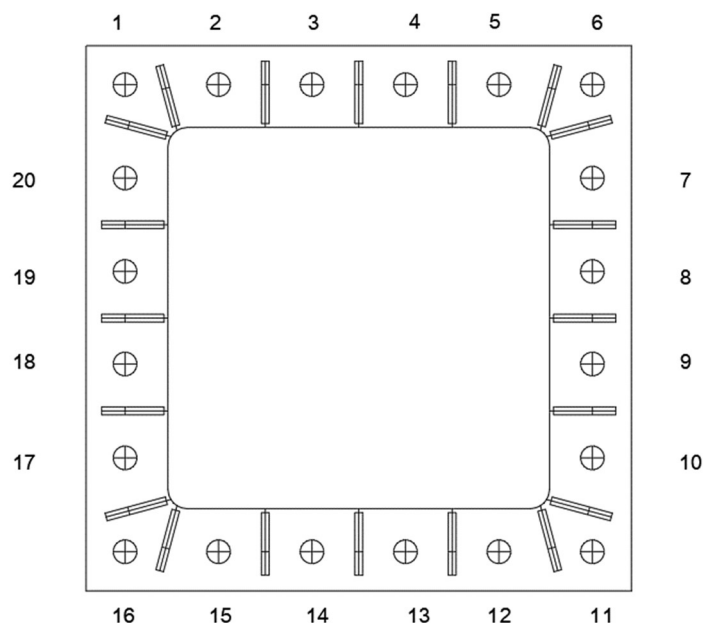


Figura 11-6. Numerazione bulloni

Come si può osservare le azioni ottenute dai due modelli sono confrontabili, per le azioni sui bulloni si considereranno le azioni ricavate dal modello rigido che risultano essere leggermente maggiori.

Si calcola di seguito la resistenza a taglio e a trazione dei bulloni M22, si può osservare che la resistenza a taglio è governata dalla rottura del bullone.

MATERIALI

		f_{yb} N/mm ²	f_{tb} N/mm ²
Bulloni classe	8.8	640	800
		f_{yk} N/mm ²	f_{tk} N/mm ²
Tipologia acciaio piastre e profili	S 355	355	510
coeff. γ_{M2}	1.25		

GEOMETRIA

		diam. mm	Ares mm ²	do mm
tipo bulloni =	M22	22	303	23.5
spessore minimo piastra o profilo t =	20	mm		
e1 min=	28.2	mm	e1 max=	120 mm
p1 min=	51.7	mm	p1 max=	200 mm
e2 min=	28.2	mm	e2 max=	120 mm
p2 min=	56.4	mm	p2 max=	200 mm
valori scelti	e1 min	p1 min	e2 min	p2 min
	50	120	50	120

RESISTENZA SINGOLO BULLONE

Resistenza di calcolo a taglio bulloni

$$F_{v,Rd} = n^{\circ} * f_{tb} * Ares / \gamma_{M2} = 116.35 \text{ KN}$$

$$n^{\circ} = 0.6$$

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

$$F_{b,Rd} = k * \alpha * f_{tk} * d * t / \gamma_{M2} = 318.25 \text{ KN}$$

$$\alpha = 0.7092$$

$$k = 2.5$$

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

$$F_{b,Rd} = k * \alpha * f_{tk} * d * t / \gamma_{M2} = 448.80 \text{ KN}$$

$$\alpha = 1.0000$$

$$k = 2.5$$

Resistenza di calcolo a trazione

$$F_{t,Rd} = 0.9 * f_{tb} * Ares / \gamma_{M2} = 174.50 \text{ KN}$$

Verifica a punzonamento piastra

$$B_{p,Rd} = 0.6 * \pi * d_m * t_p * f_{tk} / 461.20 \text{ KN}$$

min tra diam. dado e diam. medio testa bullone	$d_m =$	30	mm
spessore del piatto	$t_p =$	20	mm

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

nb	Ned	VEd	NRd	VRd	Ver_N	Ver_V	Ver_N-V
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]			
1	138.2	8.30	174.50	116.35	79.22%	7.14%	63.72%
2	108.0	6.46	174.50	116.35	61.92%	5.55%	49.78%
3	77.9	4.74	174.50	116.35	44.62%	4.07%	35.95%
4	47.7	3.35	174.50	116.35	27.32%	2.88%	22.39%
5	17.5	2.82	174.50	116.35	10.01%	2.43%	9.58%
6	0.0	3.57	174.50	116.35	0.00%	3.07%	3.07%
7	0.0	2.34	174.50	116.35	0.00%	2.01%	2.01%
8	0.0	2.49	174.50	116.35	0.00%	2.14%	2.14%
9	0.0	3.87	174.50	116.35	0.00%	3.32%	3.32%
10	0.0	5.63	174.50	116.35	0.00%	4.84%	4.84%
11	0.0	7.51	174.50	116.35	0.00%	6.46%	6.46%
12	0.0	7.19	174.50	116.35	0.00%	6.18%	6.18%
13	0.0	7.41	174.50	116.35	0.00%	6.37%	6.37%
14	0.0	8.13	174.50	116.35	0.00%	6.99%	6.99%
15	23.9	9.24	174.50	116.35	13.72%	7.94%	17.74%
16	54.1	10.61	174.50	116.35	31.02%	9.12%	31.28%
17	71.0	9.38	174.50	116.35	40.67%	8.06%	37.11%
18	87.8	8.44	174.50	116.35	50.31%	7.25%	43.19%
19	104.6	7.90	174.50	116.35	59.93%	6.79%	49.59%
20	121.4	7.85	174.50	116.35	69.57%	6.75%	56.44%

Lo sfruttamento massimo dei bulloni risulta essere pari a 79.2% per cui le verifiche sono soddisfatte.

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

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

- 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 determinato 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
ν	0.2	-
A_{eff}	0.5	m ²
A_{ref}	1	m ²
d	0.9	m
h	1	m
a_1	1.65	-
a_2	0.5	-
a_3	0.3	-
a_4	1	-
<p>Deformation stiffness</p> <p>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:</p> $k = \frac{E_c}{(\alpha_1 + \nu) \sqrt{\frac{A_{eff}}{A_{ref}}}} \left(\frac{1}{\frac{h}{a_2 d} + a_3} + a_4 \right)$ <p>where:</p> <ul style="list-style-type: none"> k - stiffness of concrete subsoil in compression E_c - modulus of elasticity of concrete ν - Poisson's coefficient of the concrete block A_{eff} - effective area in compression $A_{ref} = 1 \text{ m}^2$ - 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 <p>SI units must be used in the formula, the resulting unit is N/m³.</p>		
k	36378089906	N/m ³
0.1 kx0.1	3637808991	N/m ³
10 kx10	363780899060	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).

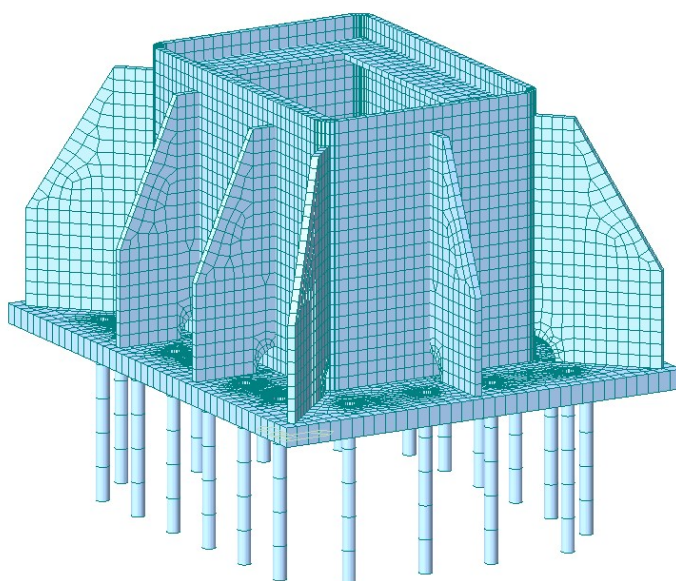


Figura 11-7. Modello di calcolo collegamento alla base

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	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Wy	0	0	0	-321.48	0	0
Pd	0	0	0	-7.07	0	0
SLU 1	0	0	-76.26	0	313.56	0
SLU 2	0	0	-76.43	-482.23	279.57	0
SLU 3	0	0	-76.59	0	245.59	0
SLU 4	0	0	-76.43	482.23	279.57	0
SLU 5	0	0	-80.83	0	322.46	0
SLU 6	0	0	-80.93	-289.34	302.07	0
SLU 7	0	0	-81.03	0	281.68	0
SLU 8	0	0	-80.93	289.34	302.07	0
SLU 9	0	0	-71.93	-10.61	257.07	0
SLU 10	0	0	-71.93	10.61	257.07	0
SLU 11	0	0	-58.17	0	242.98	0
SLU 12	0	0	-58.33	-482.23	209	0
SLU 13	0	0	-58.49	0	175.01	0
SLU 14	0	0	-58.33	482.23	209	0
SLU 15	0	0	-62.73	0	251.89	0
SLU 16	0	0	-62.83	-289.34	231.5	0
SLU 17	0	0	-62.93	0	211.11	0
SLU 18	0	0	-62.83	289.34	231.5	0

SLU 19	0	0	-53.83	-10.61	186.5	0
SLU 20	0	0	-53.83	10.61	186.5	0

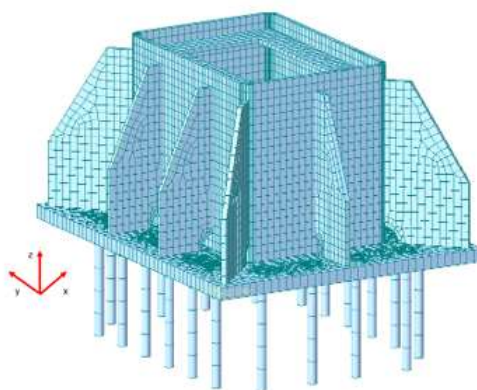


Figura 11-8. Sistema di riferimento Nodal loads collegamento alla base.

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

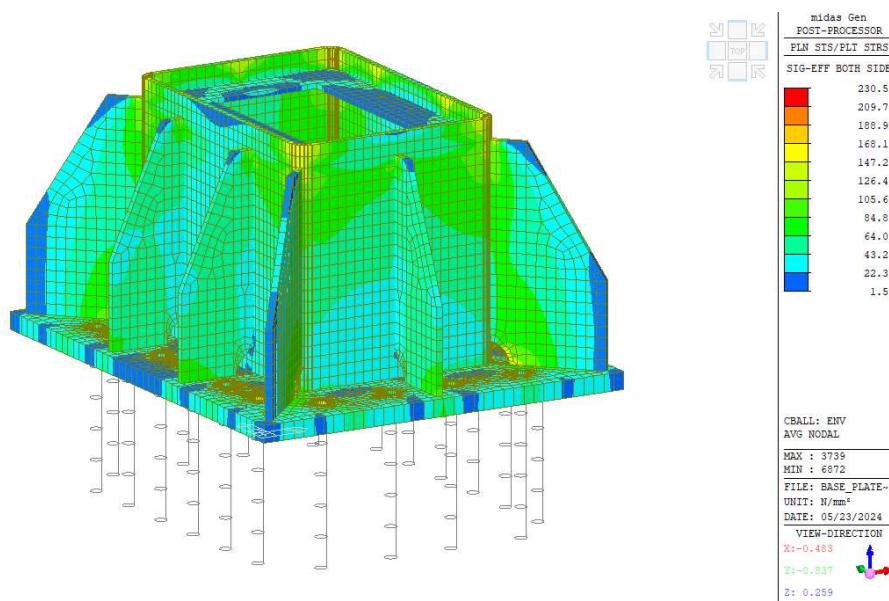


Figura 11-9. Tensioni di Von Mies SLU – Collegamento alla base

- $\sigma_{TRAZ-MAX} = 230 \text{ Mpa} < f_{yd} = 338 \text{ Mpa}$

La verifica è soddisfatta

11.2 verifica degli spostamenti

Il massimo spostamento verticale ad effetto dei carichi permanenti è (vedi §9.3) pari a 57.42 mm. Si prescrive quindi una **contromonta costruttiva**, da misurarsi in direzione verticale ed in corrispondenza alla punta estrema della mensola, pari a 0.06 m.

Il massimo spostamento orizzontale in punta allo sbraccio, indotto dai carichi variabili, è pari a 145.82 mm.

Il massimo spostamento orizzontale in testa la montante, indotto dai carichi variabili, è pari a 16.94 mm.

per la punta dello sbraccio:

$$(hM+LB)/100 = (6800 \text{ mm} + 10000 \text{ mm}) / 100 = 168 \text{ mm} > 145.82 \text{ mm} = (hM+LB)/115$$

per la testa del montante:

$$hM/100 = 6800 \text{ mm} / 100 = 68 \text{ mm} > 16.94 \text{ mm} = (hM / 401)$$

Dove:

- hM= 6800 mm altezza del montante
- LB= 10000 mm lunghezza della mensola metallica

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

11.3 verifica sistema di ancoraggio alle opere di fondazione

11.3.1 Verifica 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 20 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 $\Phi 100$, in acciaio S355 e lunghezza totale $L = 300 + 40$ 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 **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** e di seguito riportate per completezza.

Taglio trasversale $F_y = 0 \text{ kN}$

Taglio longitudinale $F_z = 69.63 \text{ kN}$

Momento torcente $M_x = 456 \text{ kNm}$

A partire dalle suddette sollecitazioni, definita la posizione delle chiavi di taglio (vedi Figura 5.1), sono state determinate le sollecitazioni taglianti massime agenti su di esse e risultante in Tabella 11.1.

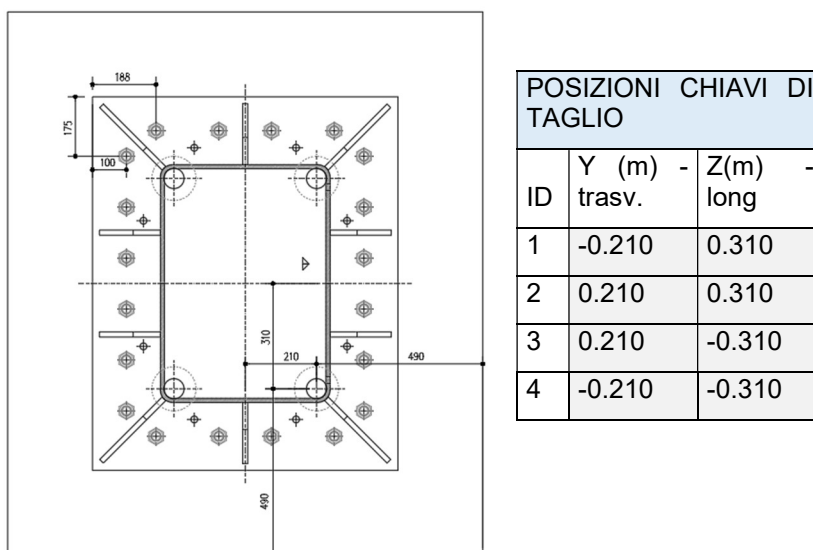


Figura 11.10. Posizione delle chiavi di taglio

Nb	X	Y	x^2+y^2	F_{xv}	F_{yv}	F_x	F_y	V_{ed}
1	-210	310	140200	0.28	-17.2325	252.4	-188.0	314.77
2	210	310	140200	0.28	-17.2325	252.4	153.6	295.48
3	210	-310	140200	0.28	-17.2325	-251.9	153.6	295.00
4	-210	-310	140200	0.28	-17.2325	-251.9	-188.0	314.32

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	35	MPa	Resistenza caratteristica cls plinto
CARATTERISTICHE CHIAVI DI TAGLIO			
d_cht	100	mm	Diametro chiave di taglio
A_cht	7854	mm ²	Area chiave di taglio
Wel_cht	98175	mm ³	Modulo resistente elastico
Wpl_cht	147262	mm ³	Modulo resistente plastico ($Wpl_cht = 1,5 * Wel_cht$ - perno)
psi_pl	1.5	-	Wpl/Wel
l_cht	300	mm	Lunghezza chiave max($3 * D_cht$; 250mm)
fyk	315	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	50.00	mm	Posizione incastro lato cls $= 0,5 * d_cht$
la	110.00	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	358.59	mm	Sviluppo saldatura
Av_sald	3228.43	mm ²	Area di taglio saldatura
VERIFICA SLU			
Verifica profilo chiave di taglio			
Ved_slv	315	kN	Azione di taglio
Med_slv	34.625	kNm	Momento flettente $Med = Ved * la$
Vrd	1020.26	kN	Taglio resistente $Vrd = 3/4 * fyk / Gamma_M0 * A_cht / radq(3)$
Ved <= 0,5Vrd	OK	-	Controllo interazione flessione/taglio
FS_V	3.24	-	Fattore di sicurezza per taglio ≥ 1
Mrd_el	29.45	kNm	Momento resistente elastico
Mrd_pl	44.18	kNm	Momento resistente elastico
FS_M	1.28	-	Fattore di sicurezza per flessione ≥ 1
Verifica saldatura chiave di taglio - piastra di base			
tau_par_sald	97.50	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	3.96	-	Fattore di sicurezza saldatura ≥ 1
Verifica pressione limite cls (RIF.RFI)			
Gamma	3.5	-	Coefficiente di sicurezza
Vrd_k_prlim	750.00	kN	Resistenza caratteristica pressione limite $2,5 * d_cht^2 * radq(Rck * fyk) / Gamma$
FS_Ved	2.38	-	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:

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

$$A_{c,N}^0 = (3 \cdot h_{eff})^2$$

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

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

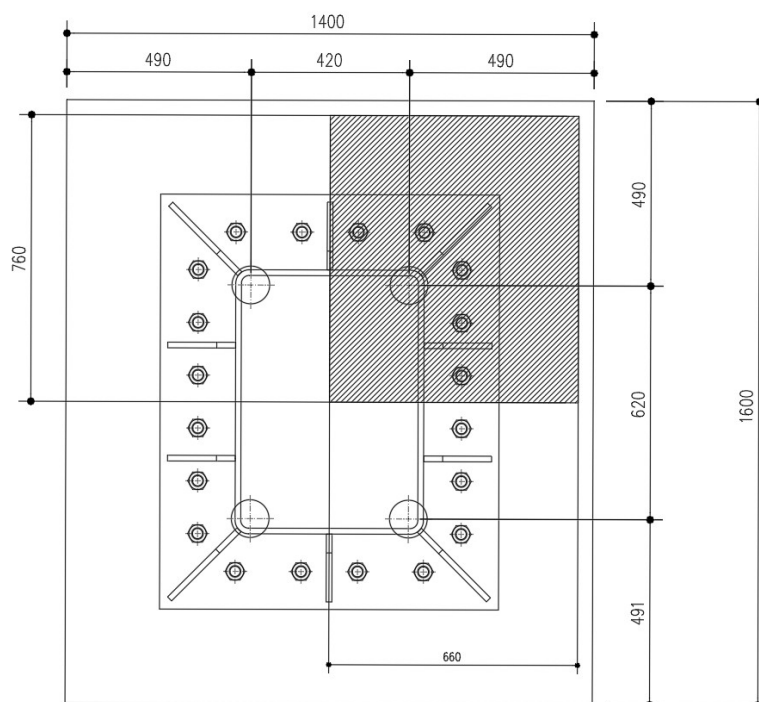


Figura 11.11. Schema area $A_{c,N}$ per Pry-out $c_{cr} = 1.5 H_{eff} = 450 \text{ mm}$ ($H_{eff} = 300 \text{ mm}$)

Si riporta di seguito la verifica delle 4 chiavi:

Si riporta di seguito la verifica delle 4 chiavi:

n	V_{ed}	$A_{c,N}$	$A_{c,N}/A_{c,N}^0$	$N_{Rk,c}$	$V_{Rk,cp}$	$V_{Rd,cp}$	
[-]	[kN]	[mm ²]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	
1.00	314.77	653600	0.806914	315.0	630.0524	420.0	74.94%
2.00	295.48	653600	0.806914	315.0	630.0524	420.0	70.35%
3.00	295.00	653600	0.806914	315.0	630.0524	420.0	70.23%
4.00	314.32	653600	0.806914	315.0	630.0524	420.0	74.83%

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 necessità 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	$c1$	$c2$	$V_{Rk,c}^0$	$A_{c,v}^0$	$A_{c,v}$	$V_{Rk,c}$	$V_{Rd,c}$	$V_{Ed}/V_{Rd,c}$
	[kN]	[kN]	[kN]	[°]	[mm]	[mm]	[kN]	[mm ²]	[mm ²]	[kN]	[kN]	[kN]
$V_{Ed,dir,x}$	252	94	505	20.4287	490	490	288.6	1080450	900375	227.11	151.4	333.45%
$V_{Ed,dir,y}$	126	188	376	33.86953	490	490	288.6	1080450	900375	247.18	164.8	228.23%

Saranno disposti come armatura integrativa dei $\phi 16$ superficiali. In particolare, saranno predisposti 5x3 $\phi 16$ in direzione X e 5x3 $\phi 16$ in direzione y.

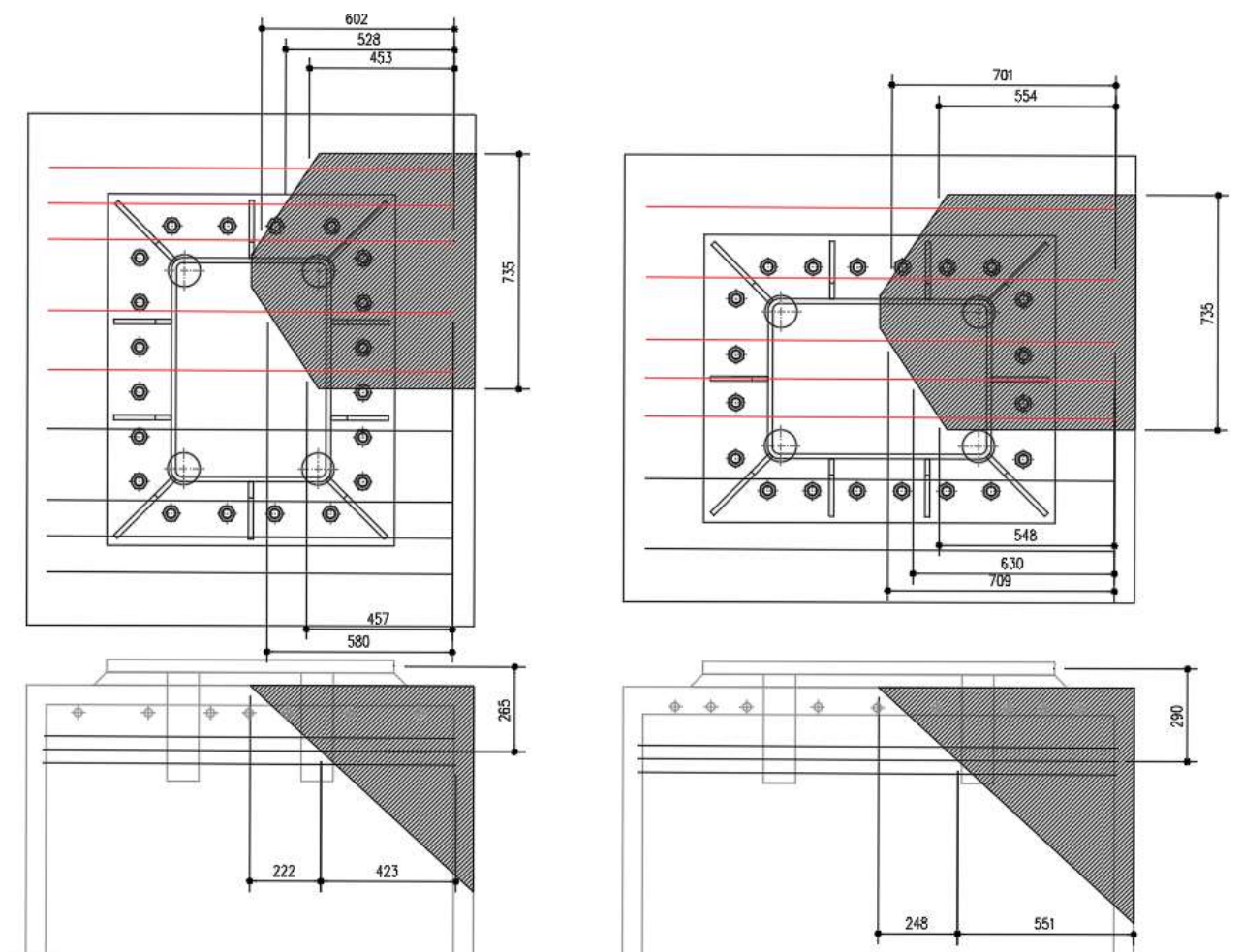


Figura 11-12. Dettaglio armatura predisposta Dir. X a sx e in direzione Y a dx

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	n _{re} = 15		
Diametro delle barre	Ø = 16 [mm]	Ø ≤ 16	
Armatura per assorbire le forze di taglio agenti sull'ancorante	armatura superficiale		
Fattore di efficienza	k ₁₀ = 1.0 [-]		
Area delle barre	A _{s, re, i} = 3015.9		
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio	f _{yk} = 450 [MPa]		
Resistenza allo snervamento caratteristica dell'armatura supplementare per un ancorante	NR _{k, re} = 1357 [kN]	NR _{k, re} = k ₁₀ Σ A _{s, re} x f _{yk, re}	formula 7.51
Coefficiente parziale di sicurezza	γ _M = 1.15 [-]		
Braccio di leva interno [z=0.85d con d = min(h _u ; 2heff; 2c ₁)]	z = 1105 [mm]		
Distanza tra l'asse dell'armatura e la linea della forza di taglio agente sull'ancorante	es = 265 [mm]		
Resistenza di progetto	NR _{d, re} = 1180.15 [kN]		
Forza di trazione del singolo tirafondo	NE _d = 626.11 [kN]	NE _{d, re} = (es/z + 1) x VEd	formula 6.6
Coefficiente di sfruttamento	β _V = 53% [-]		
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	f _{bd} = 3.37 [MPa]		
Lunghezza dell'ancoraggio nel corpo di rottura	l ₁ = 302 [mm]	l ₁ = 302 ≥ 4Ø = 64	-
Azione sulle barre di ancoraggio	trazione = si [-]		✓
Forma della barra	forma = altro [-]		
Copri ferro 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)	α ₁ = 0.70 [-]		
Fattore di influenza 2 (UNI EN 1992-1-1)	α ₂ = 0.98 [-]		
Braccio di leva interno [z=0.85d con d = min(h _u ; 2heff; 2c ₁)]	z = 1105 [mm]		
Distanza tra l'asse dell'armatura e la linea della forza di taglio agente sull'ancorante	es = 265 [mm]		
Lunghezza corrispondente alla rottura contemporanea lato cls e lato acciaio	l _{cr} = 957 [mm]		
Resistenza iniziale di progetto dell'armatura supplementare prevista per un ancorante associato alla rottura dell'ancoraggio del cono di calcestruzzo	N ⁰ R _{d, a} = 74.49 [kN]	N ⁰ R _{d, a} = l ₁ π Ø f _{bd} / (α ₁ x α ₂) ≤ A _{s, re} f _{yk, re} (1/γ _M s _{re})	formula 7.53
Resistenza di progetto dell'armatura supplementare prevista per un ancorante associato alla rottura dell'ancoraggio del cono di calcestruzzo	NR _{d, a} = 1117.33 [kN]		formula 7.52

$$N_{Ed}/N_{Rd,a} = 626.11 \text{ kN} / 1117 \text{ kN} = 0.53 < 1$$

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	n _{re} = 15		
Diametro delle barre	Ø = 16 [mm]	Ø ≤ 16	
Armatura per assorbire le forze di taglio agenti sull'ancorante	armatura superficiale		
Fattore di efficienza	k ₁₀ = 1.0 [-]		
Area delle barre	A _{s, re, i} = 3015.9		
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio	f _{yk} = 450 [MPa]		
Resistenza allo snervamento caratteristica dell'armatura supplementare per un ancorante	NR _{k, re} = 1357 [kN]	NR _{k, re} = k ₁₀ Σ A _{s, re} x f _{yk, re}	formula 7.51
Coefficiente parziale di sicurezza	γ _M = 1.15 [-]		
Braccio di leva interno [z=0.85d con d = min(h _u ; 2heff; 2c ₁)]	z = 1275 [mm]		
Distanza tra l'asse dell'armatura e la linea della forza di taglio agente sull'ancorante	es = 290 [mm]		
Resistenza di progetto	NR _{d, re} = 1180.15 [kN]		
Forza di trazione del singolo tirafondo	NE _d = 461.52 [kN]	NE _{d, re} = (es/z + 1) x VEd	formula 6.6
Coefficiente di sfruttamento	β _V = 39% [-]		
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	f _{bd} = 3.37 [MPa]		
Lunghezza dell'ancoraggio nel corpo di rottura	l ₁ = 406 [mm]	l ₁ = 406 ≥ 4Ø = 64	-
Azione sulle barre di ancoraggio	trazione = si [-]		✓
Forma della barra	forma = altro [-]		
Copri ferro armatura supplementare	c = 65 [mm]		
Interferro	a = 200 [mm]		
	cd = 65 [mm]	min {a/2 ; c}	
Fattore di influenza 1 (UNI EN 1992-1-1)	α ₁ = 0.70 [-]		
Fattore di influenza 2 (UNI EN 1992-1-1)	α ₂ = 0.84 [-]		
Braccio di leva interno [z=0.85d con d = min(h _u ; 2heff; 2c ₁)]	z = 1275 [mm]		
Distanza tra l'asse dell'armatura e la linea della forza di taglio agente sull'ancorante	es = 290 [mm]		
Lunghezza corrispondente alla rottura contemporanea lato cls e lato acciaio	l _{cr} = 820 [mm]		
Resistenza iniziale di progetto dell'armatura supplementare prevista per un ancorante associato alla rottura dell'ancoraggio del cono di calcestruzzo	N ⁰ R _{d, a} = 78.68 [kN]	N ⁰ R _{d, a} = l ₁ π Ø f _{bd} / (α ₁ x α ₂) ≤ A _{s, re} f _{yk, re} (1/γ _M s _{re})	formula 7.53
Resistenza di progetto dell'armatura supplementare prevista per un ancorante associato alla rottura dell'ancoraggio del cono di calcestruzzo	NR _{d, a} = 1180.15 [kN]		formula 7.52

$$N_{Ed}/N_{Rd,a} = 461.52 \text{ kN} / 1180 \text{ kN} = 0.39 < 1$$

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 $F_x = 138 \text{ kN}$

Momento flettente dir. Y $M_y = 904 \text{ kNm}$

Momento flettente dir. Z $M_z = 764 \text{ kNm}$

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

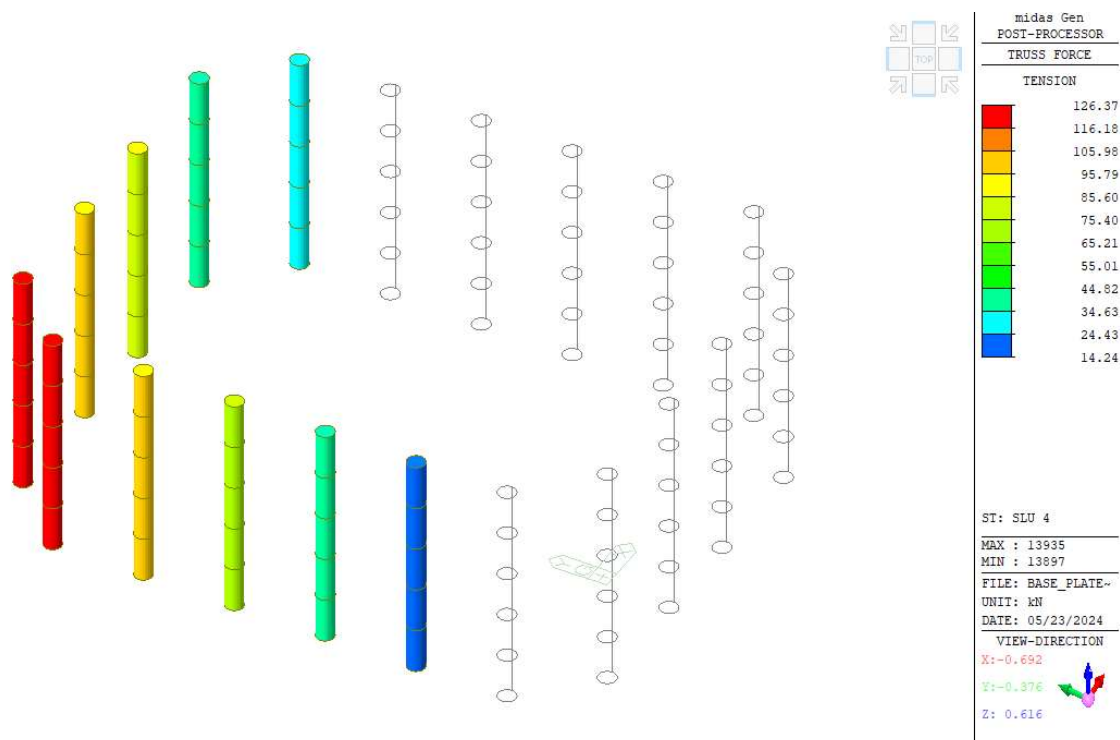



Figura 11-13. Trazioni nei tirafondi

n _b	N _{ed}	n _b	N _{ed}
1	-69.4	16	71.5
2	-20.0	17	126.4
3	14.2	18	43.4
4	36.3	19	79.5
5	-34.8	20	-110.0
6	-109.4	21	-86.0
7	-84.9	22	-63.1
8	97.5	23	25.8
9	125.6	24	-9.0
10	97.9	30	-30.1


La somma totale delle forze di trazione risulta pari a 718 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 Resistenza di progetto singolo ancorante Azione assiale massima di sfilamento nel singolo ancorante Coefficiente di sfruttamento	$N_{Rk,s} = 448.8$ [kN] $N_{Rd,s} = 299.2$ [kN] $N_{Ed} = 126.40$ [kN] $\beta N = 42\%$ [-]	

Verifica soddisfatta

11.3.2.3 Rottura a sfilamento

T3 - RESISTENZA PER SFILAMENTO DELL'ANCORANTE (Pull-out failure of fastener)		§7.2.1.5
(N.B. per ancoranti meccanici e muniti di testa post-insertiti vedere specifica tecnica di prodotto)		
Area portante della testa dell'ancorante Resistenza caratteristica in caso di rottura per sfilamento Resistenza di progetto in caso di rottura per sfilamento Azione assiale massima di sfilamento nel singolo ancorante Coefficiente di sfruttamento	Verifica applicabile : $k_2 = 10.5$ [-] $A_h = 7147$ [mm ²] $N_{Rk,p} = 2627$ [kN] $N_{Rd,p} = 1751.0$ [kN] $N_{sd} = 126.40$ [kN] $\beta N = 7\%$ [-]	Verifica richiesta 
		formula 7.12 formula 7.11

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. 4 $\phi 16$ per ancorante con lunghezza di ancoraggio nel corpo di rottura almeno pari a 300 mm. Si effettua quindi sull'azione del tirafondo più sollecitato la verifica delle armature integrative.

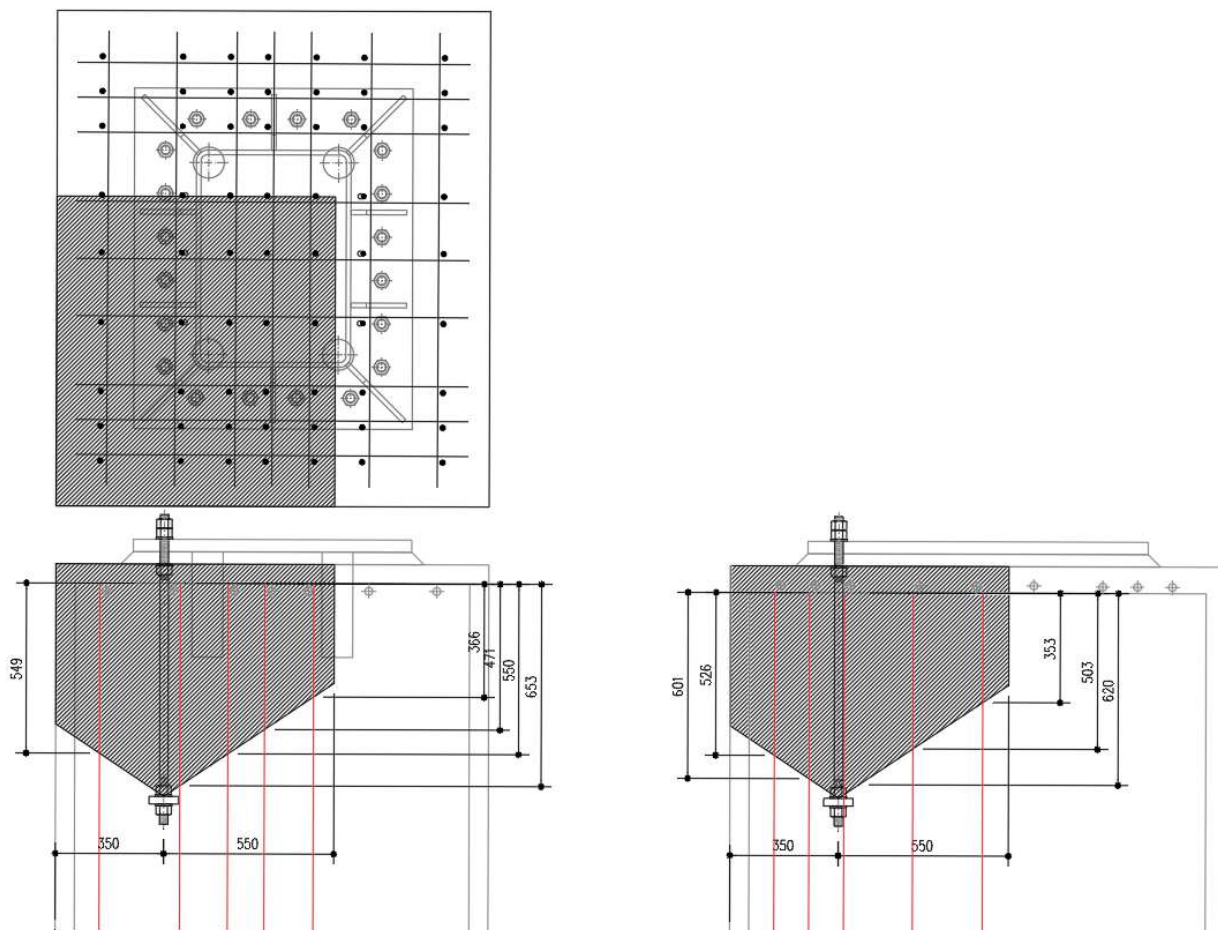


Figura 11-14. Schema disposizione armature integrative a trazione


T7 - ROTTURA DELL'ARMATURA SUPPLEMENTARE A TRAZIONE		Verifica applicabile:	Verifica richiesta	§7.2.1.9.1
Numero di barre efficaci per ancorante		nre = 3.571429		formula 7.31
Diametro delle barre		Ø = 16 [mm]	Ø ≤ 16	
Area delle barre		As, re, i = 718		
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio		fyk = 450 [MPa]		
Resistenza allo snervamento caratteristica dell'armatura supplementare per un ancorante		NRk, re = 323 [kN]	NRk, re = Σas, re x fyk, re	
Coefficiente parziale di sicurezza		γM = 1.15 [-]		
Resistenza di progetto		NRd, cb = 280.99 [kN]		
Forza di trazione del singolo tirafondo		NEd = 126.4 [kN]		
Coefficiente di sfruttamento		βN = 45% [-]		
T8 - ROTTURA DELL'ANCORAGGIO DELL'ARMATURA SUPPLEMENTARE A TRAZIONE		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 = 519.2 [mm]	l1 = 519.2 ≥ 4Ø = 64	
Azione sulle barre di ancoraggio		trazione = si [-]		
Forma della barra		forma = altro [-]		
Copri ferro armatura supplementare		c = 50 [mm]		
Interferro		a = 100 [mm]		
Fattore di influenza 1 (UNI EN 1992-1-1)		cd = 50 [mm]	min {a/2 ; c}	
Fattore di influenza 2 (UNI EN 1992-1-1)		α1 = 0.70 [-]		
Lunghezza corrispondente alla rottura contemporanea lato cls e lato acciaio		α2 = 0.98 [-]		
Resistenza iniziale di progetto dell'armatura supplementare prevista per un ancorante associato alla rottura dell'ancoraggio del cono di calcestruzzo		lcr = 1139 [mm]		
Resistenza 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 = l1πØfbd/(α1 x α2) ≤ As, re fyk, re(1/γMs, re)	formula 7.33
Forza di trazione del singolo tirafondo		NRd, a = 280.99 [kN]		
Coefficiente di sfruttamento		NEd = 126.4 [kN]		
		βN = 45% [-]		

Verifica soddisfatta

11.3.2.5 Rottura per blow-out del calcestruzzo

La verifica a rottura per blow-out non è richiesta in quanto la distanza dal bordo $c = 350\text{mm}$ è maggiore di $0.5 \cdot h_{eff} = 325\text{mm}$ e la UNI EN 1992-4:2018 richiede che la suddetta verifica venga condotta solo se si ricade nel caso $c \leq 0.5 \cdot h_{eff}$.

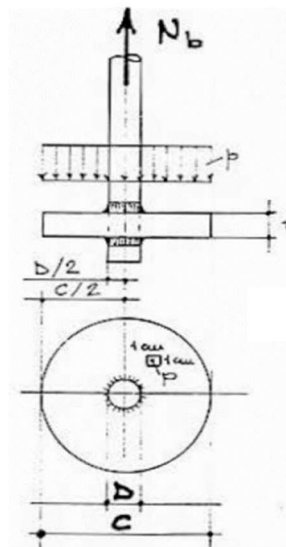
11.3.2.6 Rottura per splitting

T5 - ROTTURA PER SPLITTING DEL CALCESTRUZZO (Concrete splitting failure)		§7.2.1.7
Coefficiente per calcestruzzo non fessurato	k4 = 0.5 [-]	 <p>Rottura per trazione superficiale del cls sotto carico</p>
Spessore minimo dell'elemento di calcestruzzo	hmin = 810 [mm]	
Spessore dell'elemento in calcestruzzo	H = 1600 [mm]	
Altezza di affondamento/ lunghezza tirafondo	hef = 750 [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 = 1500 [mm]	
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 = 750 [mm]	
Area di calcestruzzo di un ancorante singolo senza effetti di interassi e distanza del bordo sulla superficie di calcestruzzo	A°c, N = 2250000 [mm²]	
Area effettiva del cono di calcestruzzo di un ancorante sulla superficie di calcestruzzo	Ac, N = 3698500 [mm²]	Ac, N / A°c, N = 1.644
Area di armatura necessaria in prossimità dei tasselli tesi per resistere alle forze di splitting	Σas, re = 917.4 [mm²]	Σas, re = k4[ΣNEd/(fyk/γMs, re)]
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 = 0.90 [-]	
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 = 1.51 [-]	ψh, sp = (h/hmin)²/3 ≤ max{1; hef+1.5c1/hmin)²/3} ≤ 2
Valore iniziale della resistenza caratteristica dell'ancorante	N°Rk, sp = 1543.2 [kN]	N°Rk, sp = min{ N°Rkc; N°Rkp }
Resistenza caratteristica in caso di rottura del cono di calcestruzzo	NRk, sp = 3442.9 [kN]	NRk, sp = N°Rk, sp x Ac, N/A°c, N (ψS, N ψre, N ψec, N ψh, sp)
Resistenza di progetto	NRd, sp = 2295.2 [kN]	
Forza di trazione sul gruppo di tirafondi	NEd = 718.0 [kN]	
Coefficiente di sfruttamento	βN = 31% [-]	

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	95.0 mm
t	Spessore piastra	25.0 mm
t_{min}	Spessore minimo piastra	16.55 mm
$A_{c0,pb}$	Area lorda piastra di bloccaggio	7088.22 mm ²
D	Diametro tirafondo	30.0 mm
C/D	Rapporto tra diametro rosetta/diametro tirafondo	3.17 -
A	Area sezione filettata	561.00
Coeff. di sicurezza		
γ_c	Coeff. di sicurezza cls	1.50
α_c	Coeff. di sicurezza 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}	tensione ultima di progetto	640.0 Mpa
$M_{pl,1,Rd}$	Momento plastico della piastra	5018601 Nmm
p	pressione sulla rosetta	19.75 Mpa
Modalità di rottura		
$F_{T,1-2,Rd}$	Resistenza per flessione della piastra	288.5 kN
$F_{T,pb,Rd}$	Resistenza contatto piastra di bloccaggio	135.1 kN
$F_{t,Rd}$	Resistenza Tirafondo	323.1 kN
F_{Rd}	Resistenza ultima	135.1 kN
Verifica		
F_{Ed}	Azione di trazione	126.37 kN
CS	F_{Rd}/F_{Ed}	1.07 > 1



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 seguenti:

Chiave di taglio Tensione normale σ : Classe 160

Chiave di taglio Tensione tangenziali τ : Classe 100

Saldatura tensione tangenziale τ : Classe 80

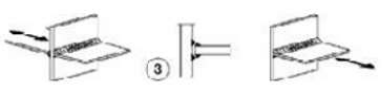


Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
36*		Giunti a croce o a T 3) Lesione alla radice della saldatura in giunti a T a cordoni d'angolo, a parziale penetrazione e a parziale penetrazione equivalente alla piena penetrazione	Nelle saldature a parziale penetrazione sono richieste 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 $\Delta\tau = \frac{\Delta V \cdot S(t)}{I \cdot t}$
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 $F_x = 0 \text{ kN}$

Taglio longitudinale $F_y = 45.95 \text{ kN}$

Momento torcente $M_z = 304 \text{ kNm}$

Nb	X	Y	x^2+y^2	F_{xv}	F_{yv}	F_x	F_y	V_{ed}
1	-210	310	140200	0	-11.4875	-113.9	156.6	193.64
2	210	310	140200	0	-11.4875	113.9	156.6	193.64
3	210	-310	140200	0	-11.4875	113.9	-179.6	212.65
4	-210	-310	140200	0	-11.4875	-113.9	-179.6	212.65

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

Geometria chiave di taglio

d_cht	mm	100	Diametro chiave di taglio
Wel_cht	mm ²	98174.77	Modulo resistente elastico chiave di taglio
la	mm	110.00	Eccentricità azione di taglio

Azioni sollecitanti e precarico

Ved	kN	213	Azioni tagliante comb.RARA
Med	kNm	23.391	Azione flettente comb.RARA

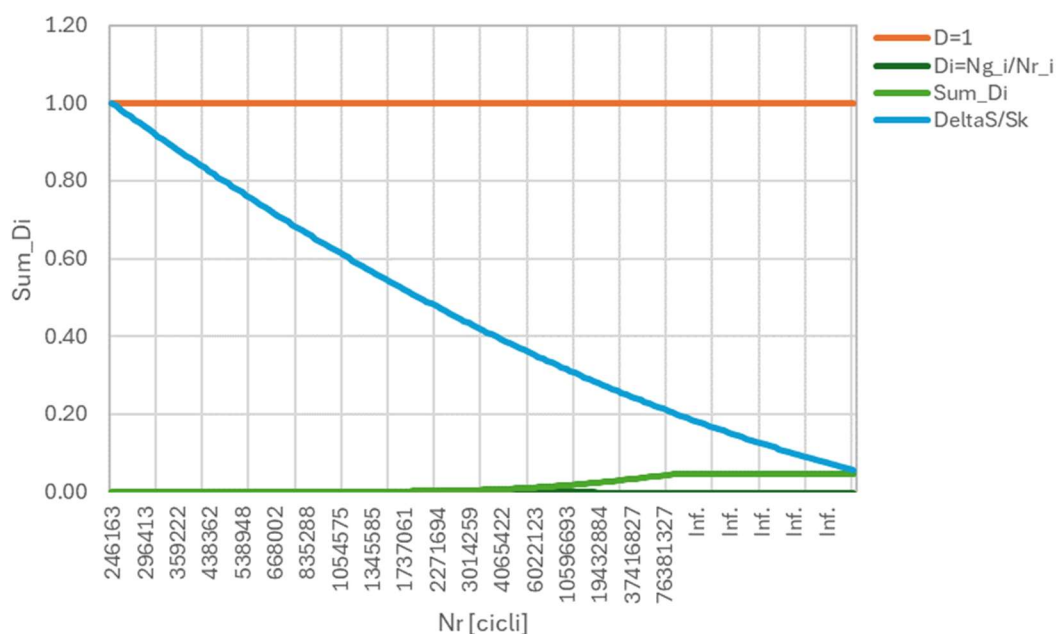
Parametri verifica a danneggiamento

Sk	MPa	238.26	Tensione caratteristica per effetto del vento $S_k = Med/Wel$
γ_{Mf}	-	1.35	Coefficiente di sicurezza per fatica
Dsc	MPa	160	Classe del dettaglio di fatica
$\Delta\sigma_{c,r}$	MPa	118.519	Classe del dettaglio di fatica ridotto: $\Delta\sigma_{c,r} = \Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$
Dsd	MPa	87.348	Limite di fatica ad ampiezza costante $N=5 \times 10^6$: $\Delta\sigma_d = 0,737\Delta\sigma_c$
DsL	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 calcoli di fatica

$$D=0.045 < 1$$

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

Danneggiamento chiavi di taglio - tensioni normali σ



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

Geometria chiave di taglio

d_cht	mm	100	Diametro chiave di taglio
Av	mm ²	5890.49	Area di taglio profilo

Azioni sollecitanti e precarico

Ved	kN	213	Azioni tagliante comb.RARA
-----	----	-----	----------------------------

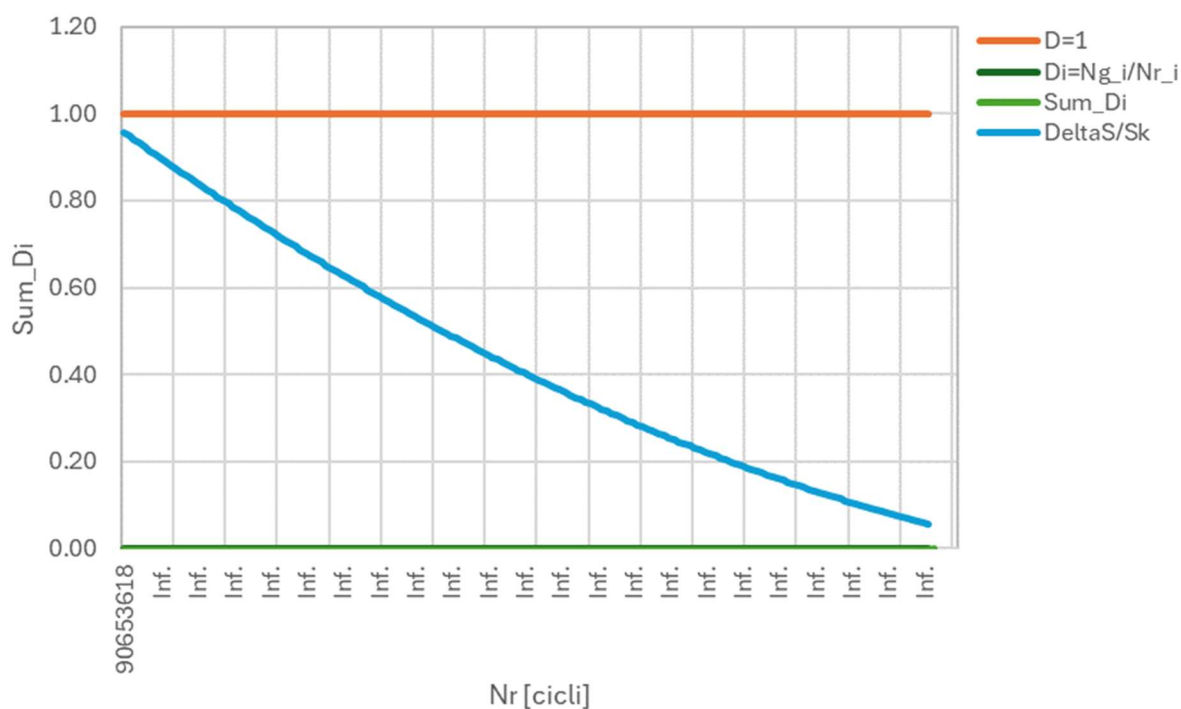
Parametri verifica a danneggiamento

Sk	MPa	36.10	Tensione tangenziale caratteristica per effetto del vento $Sk = Ved/Av$
γ_{Mf}	-	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

$D = 0.00000002 < 1$

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

Danneggiamento chiavi di taglio - tensioni tangenziali τ



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

Geometria chiave di taglio

d_ch	mm	100	Diametro chiave di taglio
Av	mm ²	3228.43	Area di taglio della saldatura

Azioni sollecitanti e precarico

Ved	kN	213	Azioni tagliante comb.RARA
-----	----	-----	----------------------------

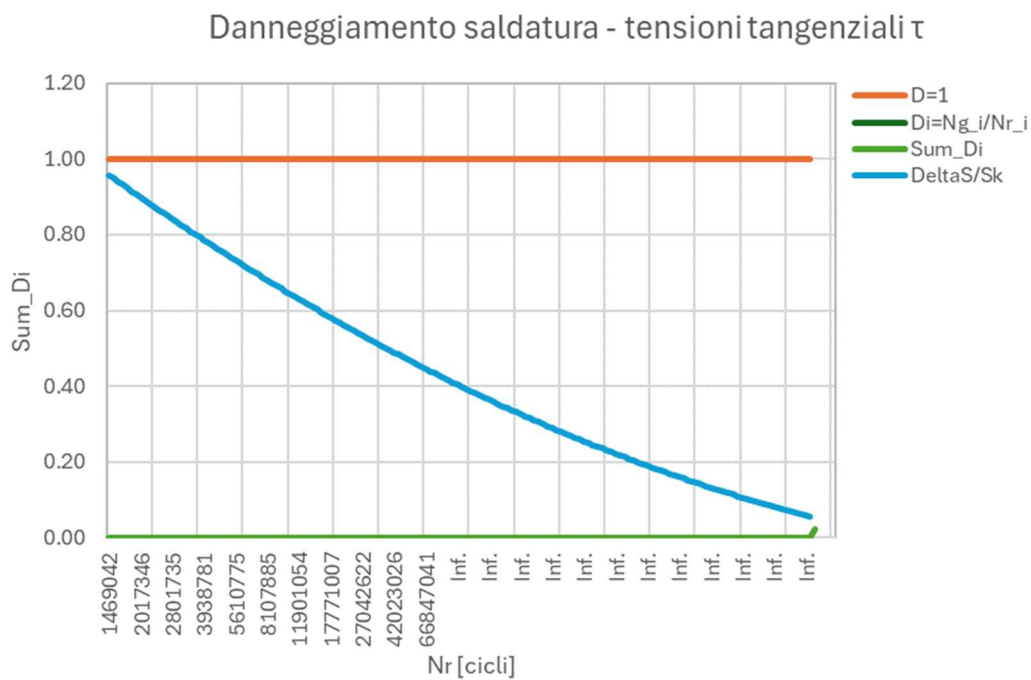
Parametri verifica a danneggiamento

Sk	MPa	65.87	Tensione tangenziale caratteristica per effetto del vento $Sk = Ved/Av$
γ_{Mf}	-	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 $N > 10^8$: $\Delta\sigma_L = 0,457\Delta\tau_d$
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= 0.00025 <1

XXX

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



VERIFICA A FATICA			
Danneggiamento per flessione			
D_sigma <= 1	0.04502	-	Danneggiamento cumulato azione Med (vedere Verifica_D_Chiave_Taglio)
VERIFICA A FATICA			
Danneggiamento per taglio chiave di taglio			
D_sigma <= 1	0.0000000	-	Danneggiamento cumulato azione Ved (vedere Verifica_D_Profilo)
VERIFICA A FATICA			
Danneggiamento per taglio saldatura			
D_sigma <= 1	0.0002521	-	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 C.

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

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

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

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:

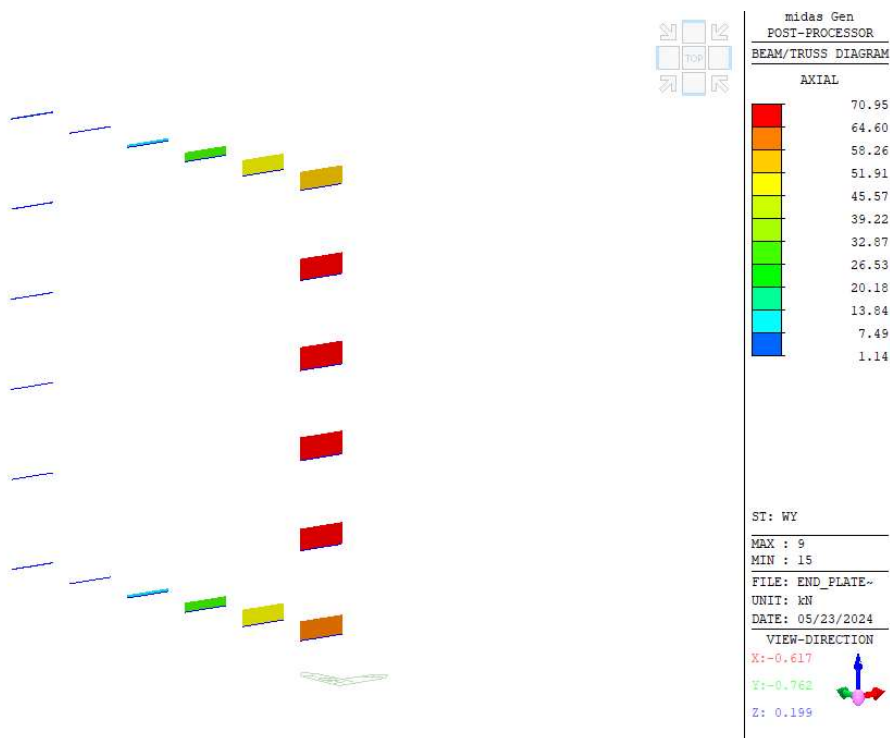


Figura 11-15 – Azioni di trazione nei bulloni per effetto del vento

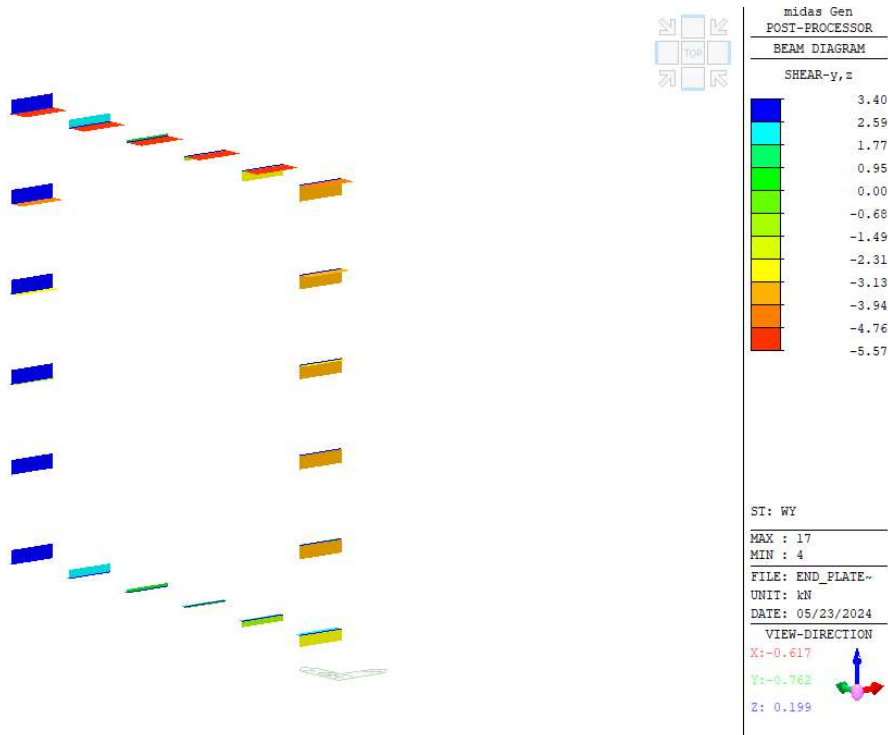
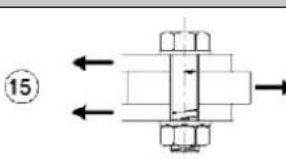


Figura 11-16 – Azione di taglio nei bulloni per effetto del vento

Come si può osservare l'azione di trazione nei bulloni è largamente inferiore al valore del precarico, pari a 170 kN; quindi, non si potranno generare $\Delta\sigma$ 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 7.04 kN. Con riferimento al dettaglio di fatica a taglio dei bulloni Classe 100 si riporta di seguito la verifica a danneggiamento.

Tabella C4.2.XII.c - Bulloni sollecitati a taglio ($\Delta\tau$)

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
100		<p>15) Bulloni sollecitati a taglio su uno o due piani non interessanti la parte filettata.</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bulloni calibrati - Bulloni normali di grado 5.6, 8.8 e 10.9 e assenza di inversioni di carico 	$\Delta\tau$ calcolati in riferimento all'area del gambo

La verifica a taglio risulta soddisfatta per vita illimitata in quanto $\tau_{Ed}=30.99 \text{ Mpa} < \Delta\tau_L=33.85 \text{ Mpa}$

Geometria chiave di taglio

D	mm	30	Diametro chiave di taglio
Av	mm ²	227.25	Area di taglio del bullone

Azioni sollecitanti e precarico

Ved	kN	7.042	Azioni tagliante comb.RARA
-----	----	-------	----------------------------

Parametri verifica a danneggiamento

Sk	MPa	30.99	Tensione tangenziale caratteristica per effetto del vento $Sk = Ved/Av$
γM_f	-	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: $\Delta \tau_{c,r} = \Delta \tau_c / \gamma M_f$
$\Delta \tau_L$	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

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.

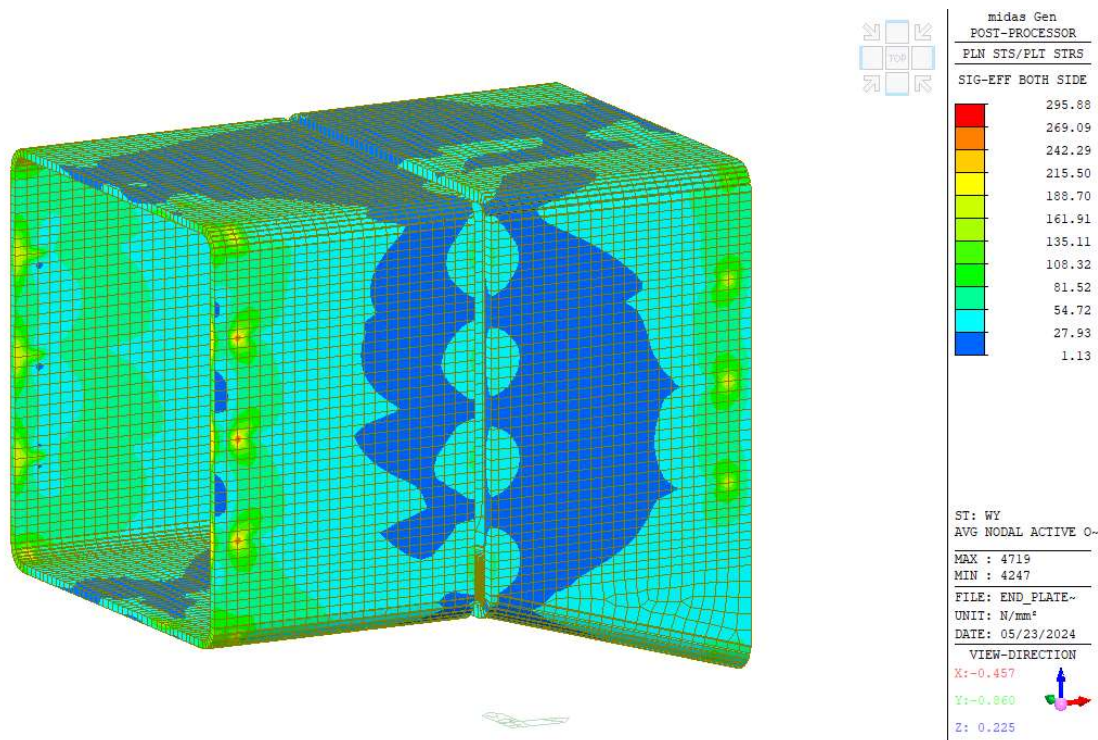


Figura 11-17 – Tensioni sui profili

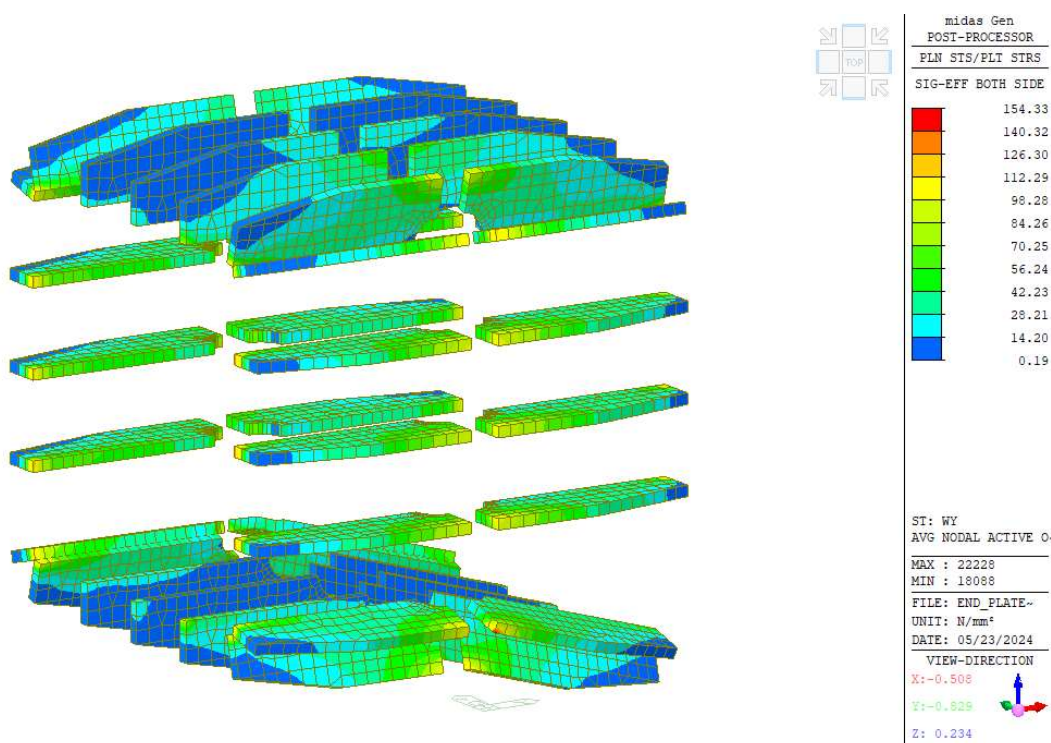

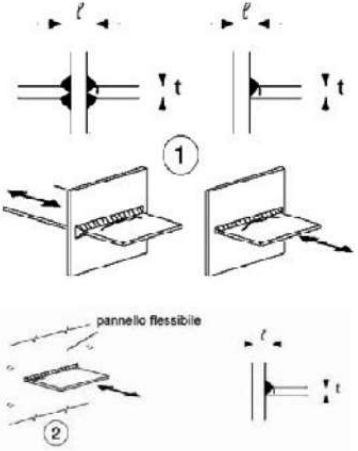


Figura 11-18 – Tensioni sulle nervature

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) $l \leq 50$ mm e t qualsiasi (b) $50 < l \leq 80$ mm e t qualsiasi (c) $80 < l \leq 100$ mm e t qualsiasi (d) $100 < l \leq 120$ mm e t qualsiasi (d) $l > 120$ mm e $t \leq 20$ mm (e) $120 < l \leq 200$ mm e $t > 20$ mm (e) $l > 200$ mm e $20 < t \leq 30$ mm (f) $200 < l \leq 300$ mm e $t > 30$ mm (f) $l > 300$ mm e $30 < t \leq 50$ mm (g) $l > 300$ 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_t 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

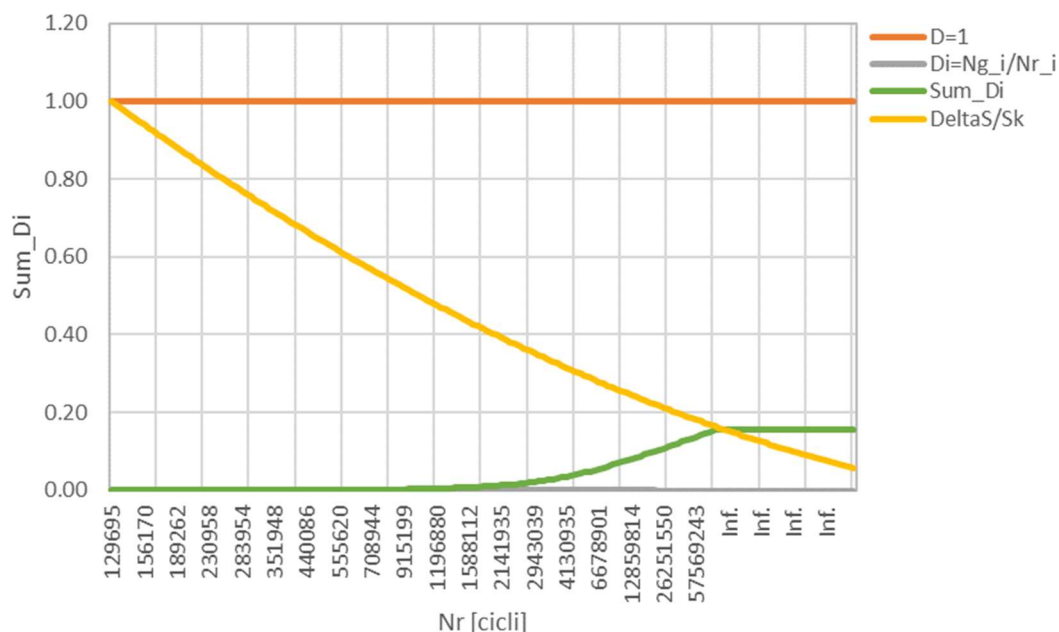
Parametri verifica a danneggiamento

Sk	MPa	295.00	Tensione caratteristica per effetto del vento
γM_f	-	1.35	Coefficiente di sicurezza per fatica
Dsc	MPa	160	Classe del dettaglio di fatica
$\Delta\sigma_{c,r}$	MPa	118.519	Classe del dettaglio di fatica ridotto: $\Delta\sigma_{c,r} = \Delta\sigma_c / \gamma M_f$
Dsd	MPa	87.348	Limite di fatica ad ampiezza costante $N=5 \times 10^6$: $\Delta\sigma_d = 0,737 \Delta\sigma_c$
DsL	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 carichi di fatica

$D=0.15 < 1$

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

Danneggiamento profilo - tensioni normali σ



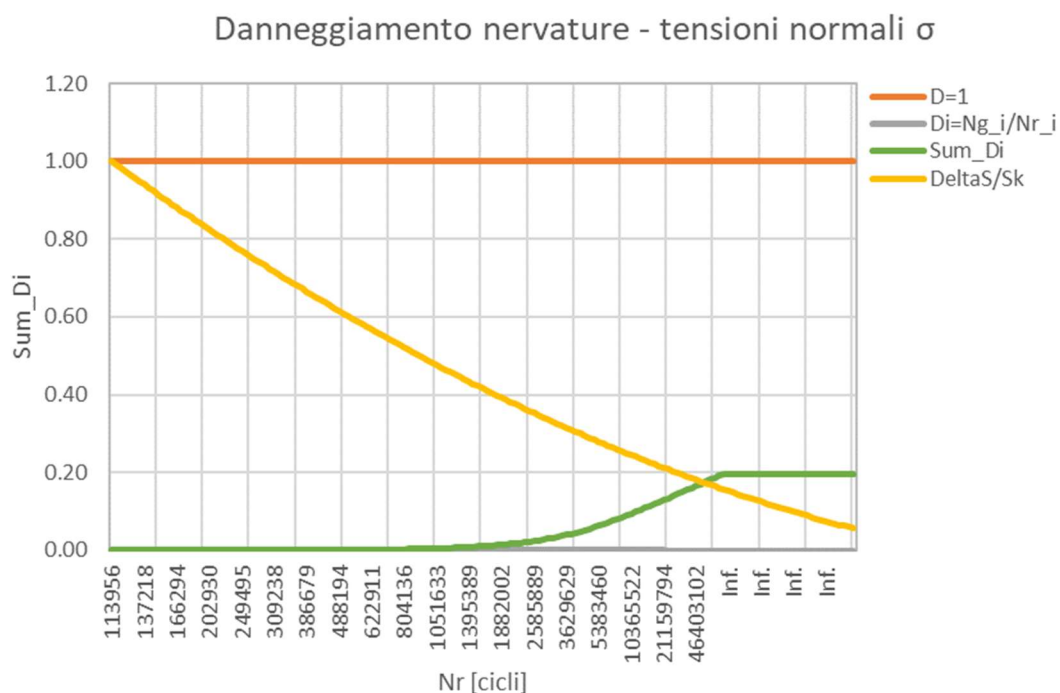
VERIFICA A DANNEGGIAMENTO PER L'AZIONE DEL VENTO - nervature - SIGMA

Parametri verifica a danneggiamento

Sk	MPa	154.00	Tensione caratteristica per effetto del vento
γ_{Mf}	-	1.35	Coefficiente di sicurezza per fatica
Dsc	MPa	80	Classe del dettaglio di fatica
$\Delta\sigma_{c,r}$	MPa	59.259	Classe del dettaglio di fatica ridotto: $\Delta\sigma_{c,r} = \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$
Dsd	MPa	43.674	Limite di fatica ad ampiezza costante $N=5 \times 10^6$: $\Delta\sigma_d = 0,737 \Delta\sigma_c$
DsL	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 calcoli di fatica

$$D=0.196 < 1$$

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.

11.4.2.3 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:

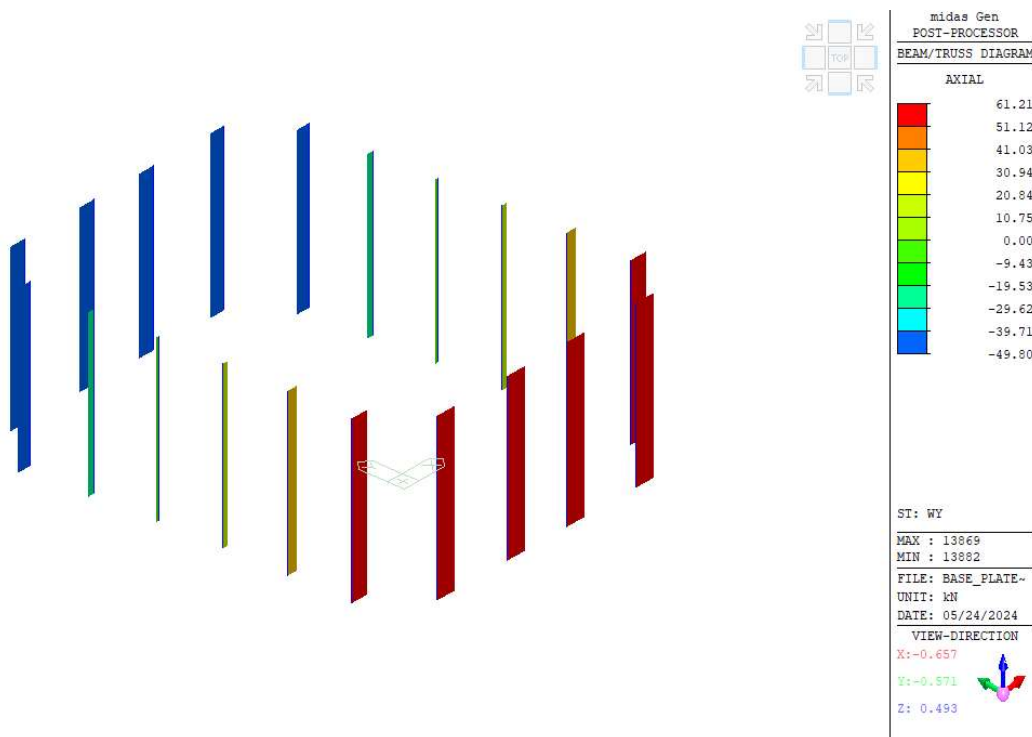
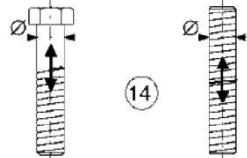


Figura 11-19 – Azioni nei tirafondi per effetto del vento

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 $\phi > 30$ 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	mm ²	561	Area netta tirafondo
ftbk	MPa	800	Resistenza caratteristica a rottura dell'acciaio

Azioni sollecitanti e precarico

Ned	kN	61.21	Azioni sollecitante comb.RARA
Fp,c	kN	314.16	Massima forza di precarico da NTC
a	%	0	Percentuale di precarico a tempo infinito
P0	kN	0.00	Precarico a tempo zero $P_{inf} = \alpha * F_{p,c}$
b	%	0	Perdita del precarico a lungo termine

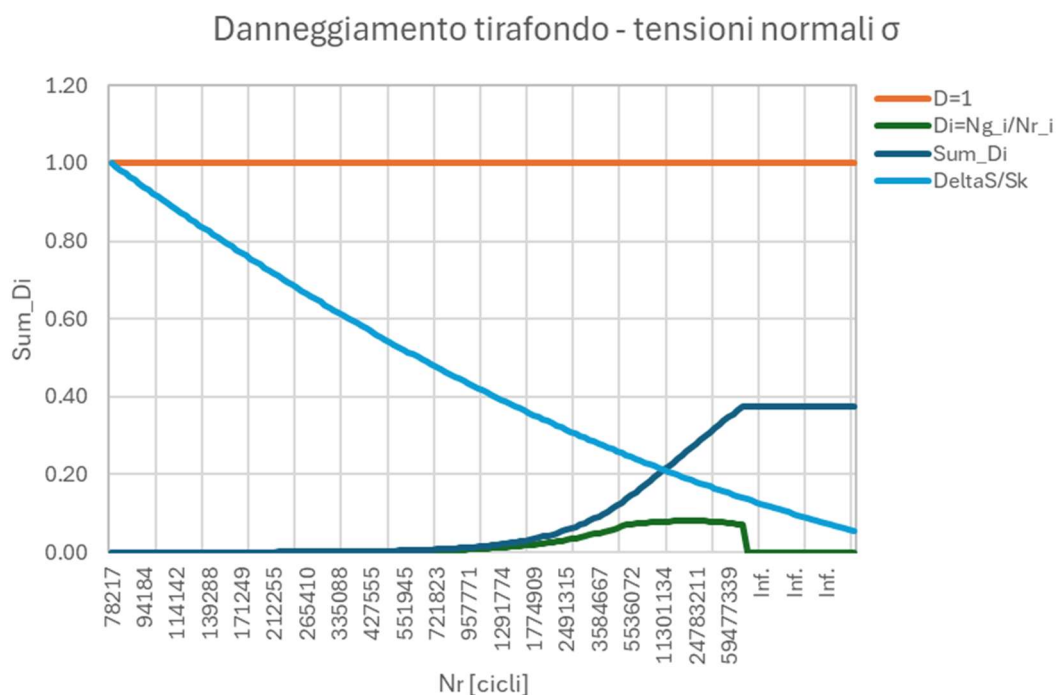
Pinf	kN	0.00	Precarico a tempo infinito $P_{inf} = (1-\beta) \cdot P_0$
$\sigma_{p,inf}$	MPa	0	Tensione a tempo infinito per il precarico

Parametri verifica a danneggiamento

Sk	MPa	109.11	Tensione caratteristica per effetto del vento $Sk = Ned/As$
γ_{Mf}	-	1.35	Coefficiente di sicurezza per fatica
Dsc	MPa	50	Classe del dettaglio di fatica
ks	-	1.00	Fattore di riduzione della classe (per bulloni $ks = (30/\phi)^{0.25}$)
$ks \cdot Dsc$	MPa	50.000	-
$\Delta\sigma_{c,r}$	MPa	37.037	Classe del dettaglio di fatica ridotto: $\Delta\sigma_{c,r} = \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$
Dsd	MPa	27.296	Limite di fatica ad ampiezza costante $N = 5 \times 10^6$: $\Delta\sigma_d = 0,737 \Delta\sigma_c$
DsL	MPa	14.986	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 calcoli di fatica

$D = 0.37 < 1$

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 C - Ancoraggio di base

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

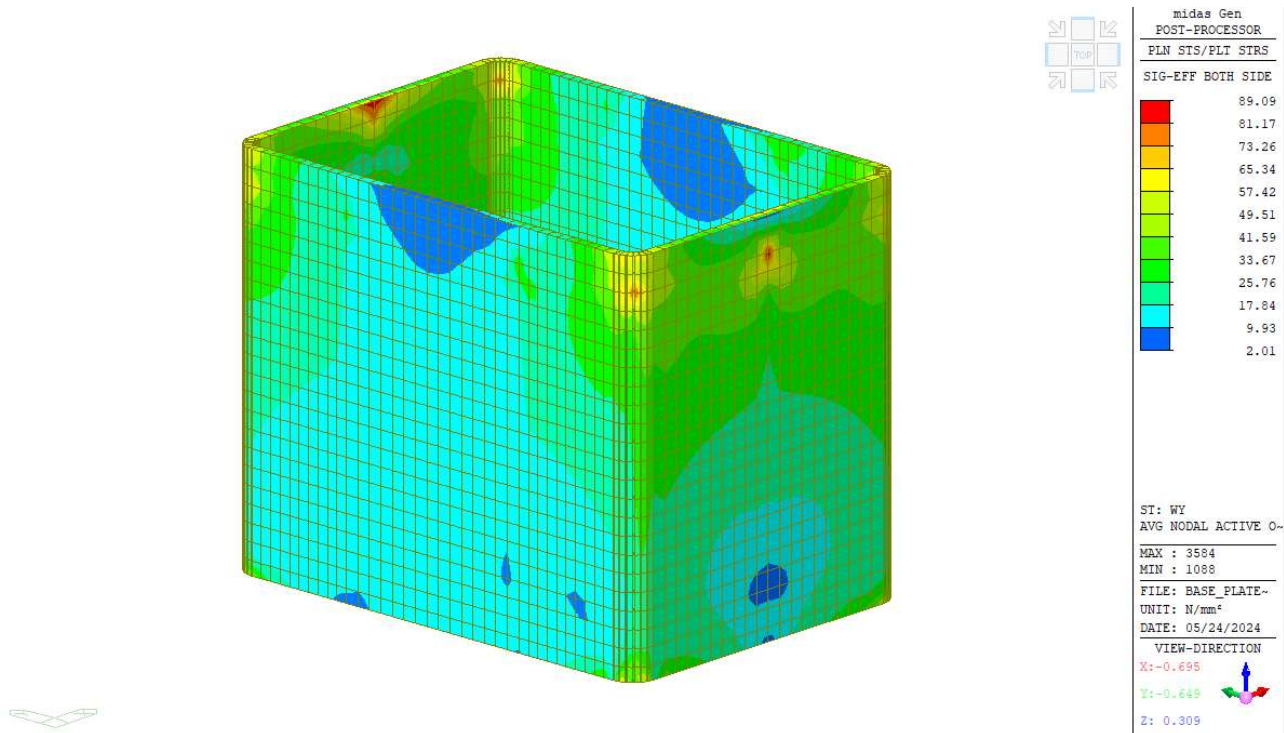


Figura 11-20 – Tensioni sui profili

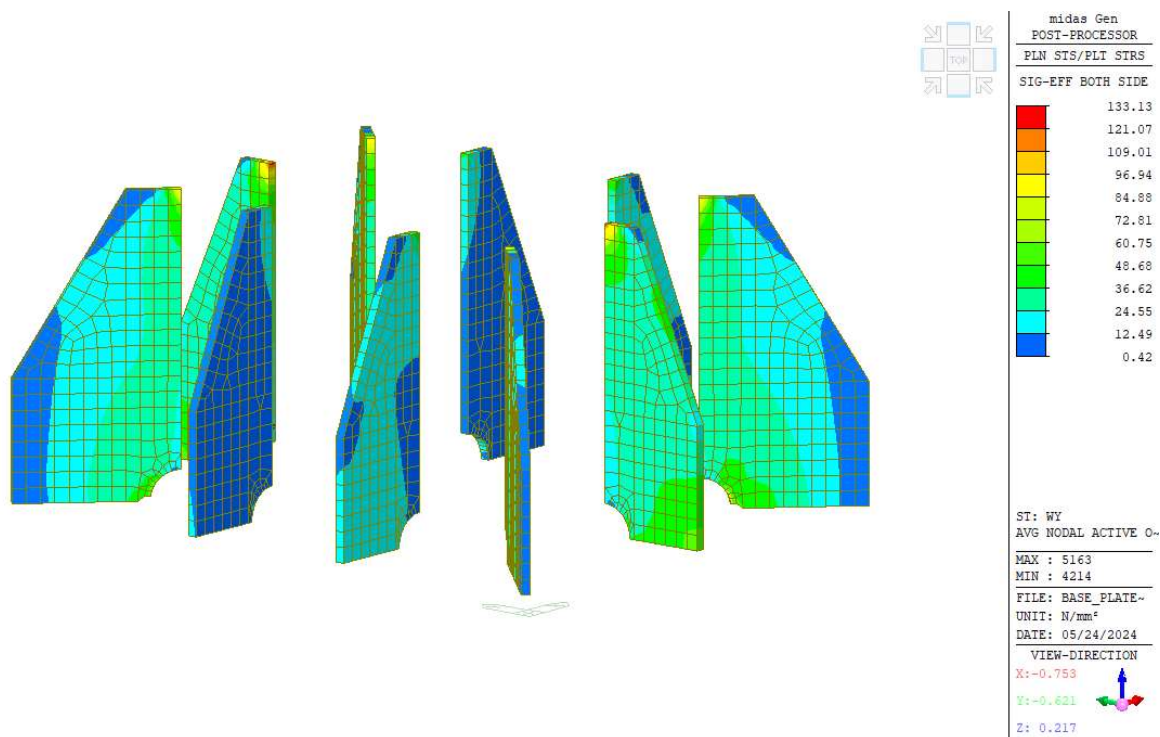

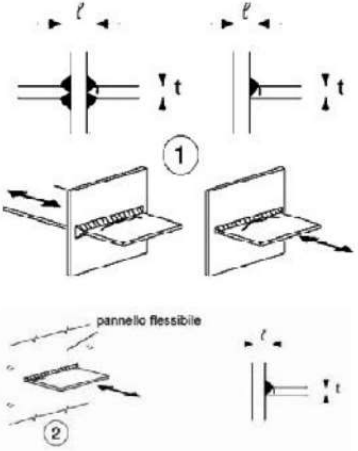


Figura 11-21 – Tensioni sulle nervature

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) $l \leq 50$ mm e t qualsiasi (b) $50 < l \leq 80$ mm e t qualsiasi (c) $80 < l \leq 100$ mm e t qualsiasi (d) $100 < l \leq 120$ mm e t qualsiasi (d) $l > 120$ mm e $t \leq 20$ mm (e) $120 < l \leq 200$ mm e $t > 20$ mm (e) $l > 200$ mm e $20 < t \leq 30$ mm (f) $200 < l \leq 300$ mm e $t > 30$ mm (f) $l > 300$ mm e $30 < t \leq 50$ mm (g) $l > 300$ 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_t 1) e 2) Il disallineamento dei piatti caricati non deve superare il 15% dello spessore della piastra intermedia

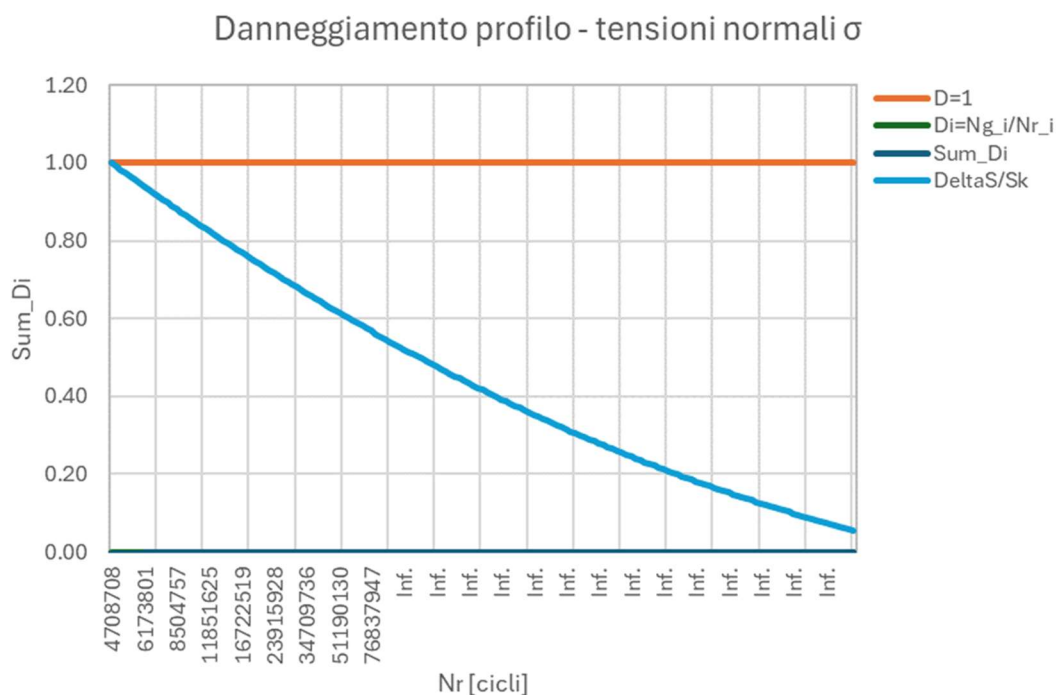
VERIFICA A DANNEGGIAMENTO PER L'AZIONE DEL VENTO - profilo - SIGMA

Parametri verifica a danneggiamento

Sk	MPa	89.09	Tensione caratteristica per effetto del vento
γM_f	-	1.35	Coefficiente di sicurezza per fatica
Dsc	MPa	160	Classe del dettaglio di fatica
$\Delta\sigma_{c,r}$	MPa	118.519	Classe del dettaglio di fatica ridotto: $\Delta\sigma_{c,r} = \Delta\sigma_c / \gamma M_f$
Dsd	MPa	87.348	Limite di fatica ad ampiezza costante $N=5 \times 10^6$: $\Delta\sigma_d = 0,737 \Delta\sigma_c$
DsL	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

$$D = 0.00002 < 1$$

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



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

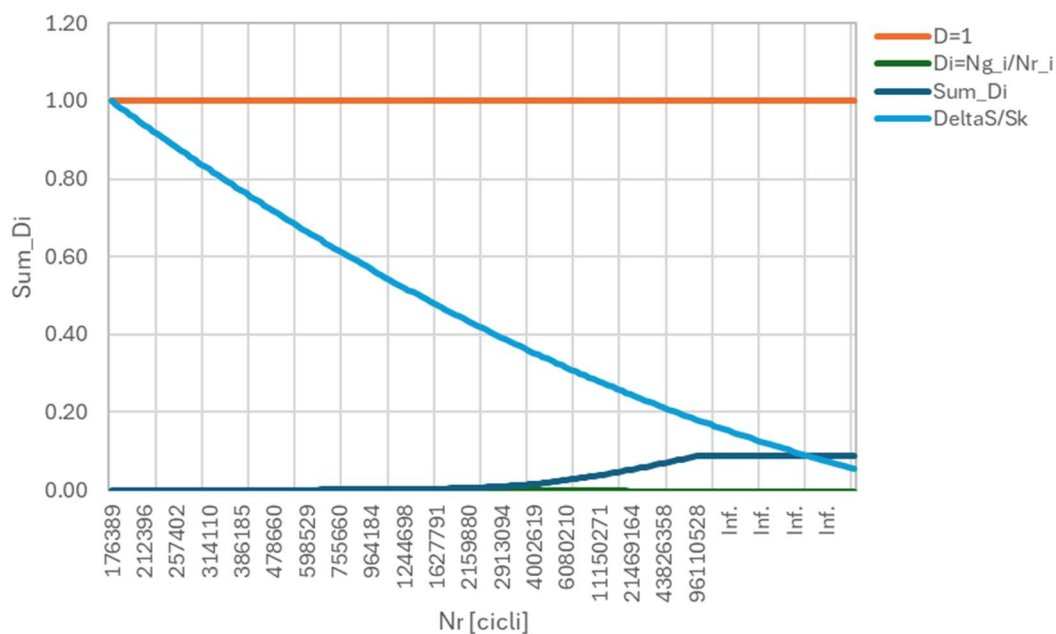
Parametri verifica a danneggiamento

Sk	MPa	133.13	Tensione caratteristica per effetto del vento
γ_{Mf}	-	1.35	Coefficiente di sicurezza per fatica
Dsc	MPa	80	Classe del dettaglio di fatica
$\Delta\sigma_{c,r}$	MPa	59.259	Classe del dettaglio di fatica ridotto: $\Delta\sigma_{c,r} = \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$
Dsd	MPa	43.674	Limite di fatica ad ampiezza costante $N=5 \times 10^6$: $\Delta\sigma_d = 0,737 \Delta\sigma_c$
DsL	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 calcoli di fatica

$D=0.087 < 1$

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

Danneggiamento nervature - tensioni normali σ



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.

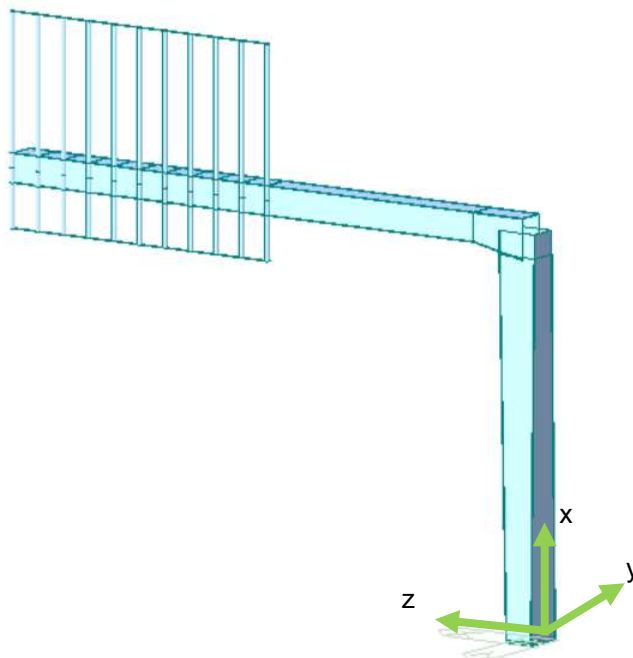


Figura 12-1 – Convenzione di segno azioni alla base del montante

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	-54	-2	0	12	187	-10	3.47
=MIN(N_SLU)	SLU 5	-81	0	6	0	321	0	3.96
=MAX(SHY_SLU)	SLU 4	-76	65	0	-436	280	446	6.89
=MAX(SHZ_SLU)	SLU 1	-76	0	10	0	311	0	4.07
=MAX(T_SLU)	SLU 2	-76	-65	0	436	280	-446	6.89
=MAX(MY_SLU)	SLU 5	-81	0	6	0	321	0	3.96
=MAX(MZ_SLU)	SLU 4	-76	65	0	-436	280	446	6.89
=MAX(ECC_SLU)	SLU 12	-58	-65	0	436	209	-446	8.44
=MAX(N_SLER)	SLE R9	-55	-1	0	8	193	-7	3.53
=MIN(N_SLER)	SLE R5	-61	0	4	0	235	0	3.88
=MAX(SHY_SLER)	SLE R4	-58	43	0	-291	208	297	6.29
=MAX(SHZ_SLER)	SLE R1	-58	0	7	0	229	0	3.97
=MAX(T_SLER)	SLE R2	-58	-43	0	291	208	-297	6.29
=MAX(MY_SLER)	SLE R5	-61	0	4	0	235	0	3.88
=MAX(MZ_SLER)	SLE R4	-58	43	0	-291	208	297	6.29
=MAX(ECC_SLER)	SLE R2	-58	-43	0	291	208	-297	6.29
-	SLV 1	-55	9	33	49	425	56	7.83
-	SLV 2	-55	31	10	163	262	186	5.88

13. VALUTAZIONE DELLE AZIONI DI PROGETTO EFFETTIVE E CONFRONTO CON LE AZIONI DI PROGETTO "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:	Genova
Comune:	Rapallo
as:	3 m.s.l.m.
Zona di Vento:	7
Classe di rugosità del terreno:	D
Categoria di esposizione del terreno:	III
Zona sismica:	3
Categoria stratigrafica:	C
Categoria topografica:	T1

13.1.1 Azione del vento

CALCOLO PRESSIONE DI PICCO DEL VENTO			
Regione	Liguria		
Altezza di riferimento (quota che compete alla linea mediana dell'impalcato) Altitudine sul livello del mare	Zona : 7 z = 6.8 m a ₀ = 3 m		
Categoria di esposizione del terreno	III	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 ₅₀ = 28 m/s a ₀ = 500 m k ₀ = 0.015 1/s	Appendice Nazionale: - §4.1 (1), Nota - §4.2 (1)P, Nota 2 - §4.2 (2)P, Nota 1	
Velocità fondamentale della velocità base del vento	V ₅₀ = 28 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 = 28.0 m/s	§4.2, formula (4.1)	
Parametri tabella N.A.2	k _r = 0.2 z ₀ = 0.1 m z _{min} = 5 m	Appendice Nazionale: - §4.3.1 (1), Nota 2 - §4.3.2 (1), Nota Tabella N.A.2	
Fattore di rugosità	Z _{max} = 200 m	§4.3.1 (1), Nota 2	
Fattore di orografia	C _r (z) = 0.84	- §4.3.2, formula (4.4)	
Velocità media alla quota z sopra il terreno	C ₀ (z) = 1.00	- §4.3.3 + vedi ANNESSO A per casi particolari	
Densità dell'aria	V _m (z) = 23.63 m/s	§4.3.1, formula (4.3)	
Pressione dinamica di base	ρ = 1.25 kg/m ³	Appendice Nazionale: §4.5 (1), Nota 2	
Fattore della turbolenza	q _b = 490.0 N/m ²	§4.5, formula (4.10)	
Intensità di turbolenza all'altezza z	k _t = 1.00	Appendice Nazionale: §4.4 (1), Nota 2	
Coefficiente di esposizione	I _v (z) = 0.24	- §4.4, formula (4.7)	
	C _c = 1.89	- §4.5, formula (4.8)	
Pressione di picco del vento	q _p = 0.93 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 Rapallo

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:

$$V_R = V_N C_U = 50 \times 2.00 = 100$$

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	0.114 g
F_o	2.503
T_C	0.291 s
S_S	1.500
C_C	1.577
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.153 s
T_C	0.460 s
T_D	2.057 s

Componente verticale

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{gv}	0.052 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	1.143
S	1.000
η	0.667

Spettro di progetto della componente orizzontale e verticale:

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV

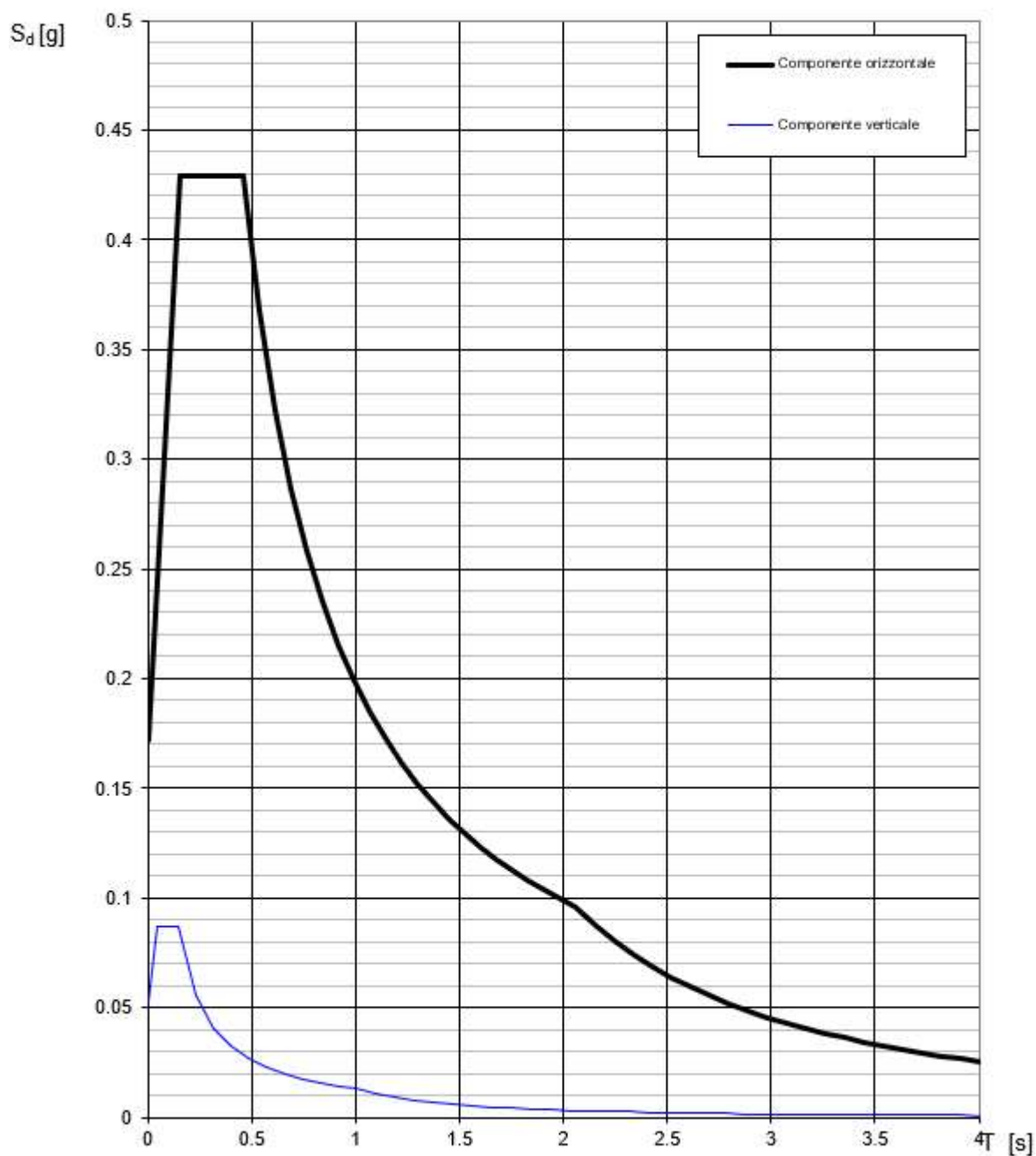


Figura 13-2 - Spettro di progetto della componente orizzontale e verticale – Comune di Rapallo

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 calcoli (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:

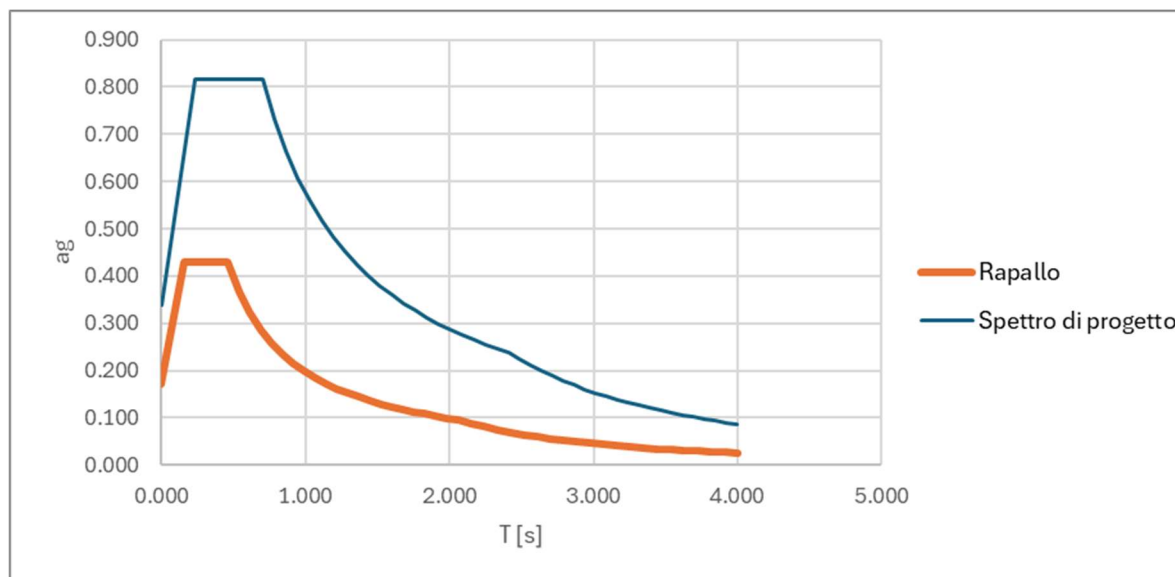


Figura 13-3 – Confronto spettri di progetto e spettro del sito di costruzione

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

Da aggiornare a seconda della tipologia

14.2 Verifica del torrino

Il torrino ha dimensioni 1400x1600 mm e sarà armato con n. 32 barre $\Phi 24$ e staffe $\Phi 16/20$, 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 Criterio 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 14.1);

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

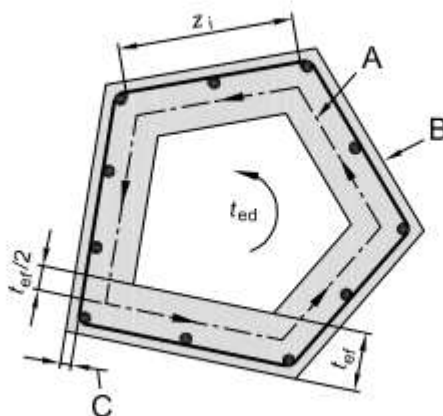


Figura 14.1. Notazioni e definizioni utilizzate

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:

$$T_{Rd,max} = 2\nu\alpha_{cw}f_{cd}A_k t_{ef,1} \sin \theta \cos \theta$$

$V_{Rd,max}$ è il valore di progetto del massimo taglio resistente calcolato con la seguente formula:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw}b_w z v_1 / (\cot \theta + \tan \theta)$$

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 di elementi senza armatura trasversale

Nel caso sia richiesta invece armatura apposita, la sezione trasversale dell'armatura longitudinale richiesta per la torsione ΣA_{sl} può essere calcolata con l'espressione:

$$\frac{\Sigma A_{sl} f_{yd}}{u_k} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \cos \theta$$

dove:

XXX

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

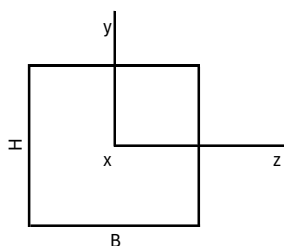
Per il torrino si adotta un sistema di riferimento locale definito nel seguente modo:

Asse x: Asse nel piano del portale (ortogonale al senso di marcia)

Asse y: Asse parallelo al senso di marcia

Asse z: Verticale

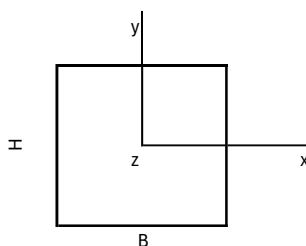
L'immagine successiva riporta il confronto tra sistema di riferimento locale dell'elemento in elevazione e il sistema di riferimento locale del torrino.



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 14-2 – 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	-99	0	-2	12	-12	187
	SLU 5	-139	6	0	0	0	326
	SLU 4	-135	0	65	-436	498	280
	SLU 1	-135	10	0	0	0	319
	SLU 2	-135	0	-65	436	-498	280
	SLU 5	-139	6	0	0	0	326
	SLU 4	-135	0	65	-436	498	280
	SLU 12	-103	0	-65	436	-498	209
SLE RARA	SLE R9	-99	0	-1	8	-8	193
	SLE R5	-105	4	0	0	0	239
	SLE R4	-102	0	43	-291	332	208
	SLE R1	-102	7	0	0	0	234
	SLE R2	-102	0	-43	291	-332	208
	SLE R5	-105	4	0	0	0	239
	SLE R4	-102	0	43	-291	332	208
	SLE R2	-102	0	-43	291	-332	208
SLV	SLV 1	-99	33	9	49	63	451
	SLV 2	-99	10	31	163	210	270

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 $T_{Rd}-V_{rd,y}$.

Materiali

fck	35	MPa	Resistenza cilindrica caratteristica
fctm	3,210	MPa	Resistenza media a trazione
fctk	2,247	MPa	Resistenza caratteristica a trazione
gammaC	1,50	-	Coefficiente di sicurezza cls
fctd	1,498	MPa	Resistenza di progetto a trazione

Geometria e armature longitudinali

b	1400	mm	Larghezza sezione
H	1600	mm	Altezza sezione
c	70	mm	Distanza asse armature longitudinali - bordo cls
dx	1330	mm	Braccio di coppia direzione x
dy	1530	mm	Braccio di coppia direzione y
A	2240000	mm ²	Area della sezione
p	6000	mm	Perimetro della sezione
tef	373	mm	Spessore sezione anulare
Ak	1259378	mm ²	Area sezione anulare equivalente
u_an	4507	mm ²	Perimetro sezione anulare equivalente
dlong_x	24	mm	Diametro armature longitudinali dir.x
nlong_x	9	-	Numero di barre longitudinali dir.x
Adlong_x	452,39	mm ²	Area singola barra longitudinale dir.x
Asl_x	4071,50	mm ²	Area armatura longitudinale dir.x
dlong_y	24	mm	Diametro armature longitudinali dir.y
nlong_y	7	-	Numero di barre longitudinali dir.y
Adlong_y	452,39	mm ²	Area singola barra longitudinale dir.y
Asl_y	3166,73	mm ²	Area armatura longitudinale dir.y

Azioni resistenti torsione e taglio

Trdc	1409	kNm	Azione torcente resistente
kx	1,388	-	-
ky	1,362	-	-
nu_min_x	0,3385	MPa	-
nu_min_y	0,3290	MPa	-
ro_l_x	0,0019133	-	Percentuale armatura longitudinale dir.x
ro_l_y	0,0014784	-	Percentuale armatura longitudinale dir.y
Vrd_min_x	720	kN	Resistenza a taglio minima dir.x
Vrd_min_y	705	kN	Resistenza a taglio minima dir.x
Vrd_x	720	kN	Resistenza a taglio dir.x
Vrd_y	705	kN	Resistenza a taglio dir.y

Punti	Ted	Ved_x	Ted/Trdc+Ved/Vrd_x
1	1409	0	1,000
2	1268	72	1,000
3	1127	144	1,000
4	986	216	1,000
5	845	288	1,000
6	704	360	1,000
7	563	432	1,000
8	423	504	1,000
9	282	576	1,000
10	141	648	1,000
11	0	720	1,000

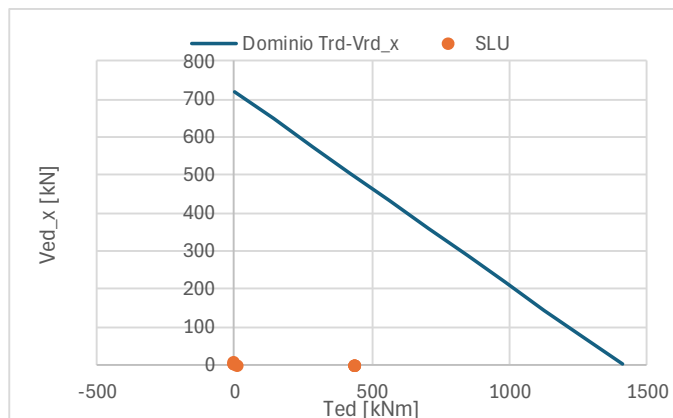


Figura 14.3. Dominio $T_{Rd}-V_{Rd,x}$

Punti	Ted	Ved_y	Ted/Trdc+Ved/Vrd_y
1	1409	0	1,000
2	1268	70	1,000
3	1127	141	1,000
4	986	211	1,000
5	845	282	1,000
6	704	352	1,000
7	563	423	1,000
8	423	493	1,000
9	282	564	1,000
10	141	634	1,000
11	0	705	1,000

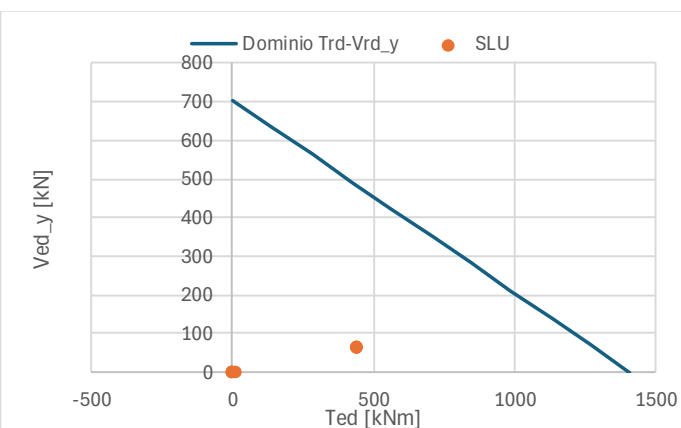


Figura 14.4. Dominio $T_{Rd}-V_{Rd,y}$

Come si osserva le sollecitazioni agenti si trovano all'interno dei domini di resistenza, per cui la verifica risulta soddisfatta in condizioni non fessurate. Si procederà quindi ad effettuare la verifica a flessione considerando tutte le armature 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.

Titolo : _____

N° Vertici **Zoom** **N° barre** **Zoom**

N°	x [mm]	y [mm]
1	-700	-800
2	-700	800
3	700	800
4	700	-800

N°	As [mm²]	x [mm]	y [mm]
1	452	-533	734
2	452	-313	734
3	452	-118	734
4	452	2	734
5	452	122	734
6	452	316	734

Sollecitazioni
S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N Ed kN
M xEd kNm
M yEd

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[mm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C **C35/45**
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 19,83 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13,5 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,8
 τ_{c1} 2,257

M xRd kN m
M yRd kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d mm
x **x/d**
 δ

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.
☐ DXF

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☐ Retta ☒ Deviata

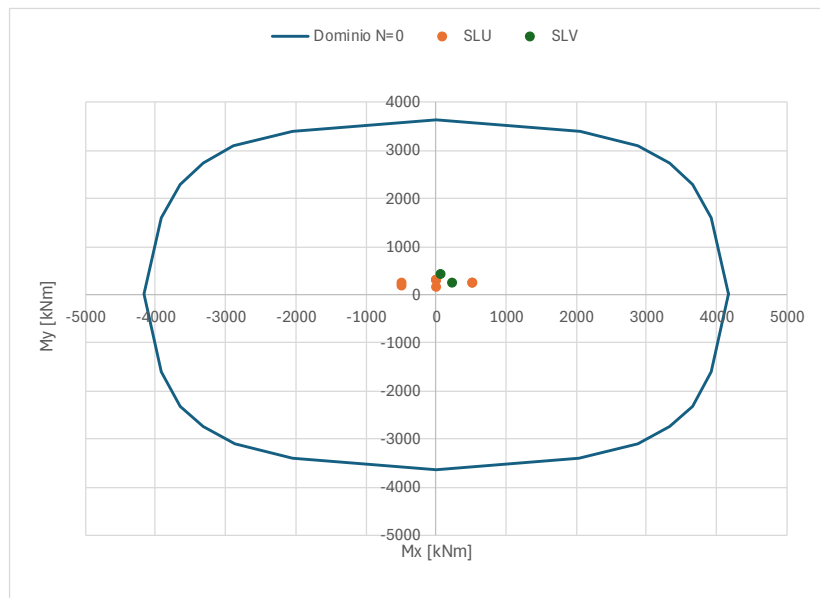
N° rett.

Calcola MRd **Dominio Mx-My**

angolo asse neutro θ°

☐ Precompresso

Mx (kNm)	My (kNm)
4161	0
3921	-1604
3650	-2308
3321	-2755
2879	-3102
2043	-3414
0	-3644
-2043	-3414
-2878	-3102
-3321	-2755
-3650	-2308
-3920	-1605
-4160	0
-3921	1602
-3651	2302
-3323	2748
-2881	3094
-2046	3406
0	3635
2046	3406
2882	3094
3323	2747
3651	2302
3921	1601
4161	0



Come si può osservare tutte le coppie sollecitanti SLU sono all'interno del dominio, quindi la verifica risulta soddisfatta.

14.3 Verifica 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 intradosso (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 si ipotizza una larghezza compressa alla base del dado superiore (distanza a_1) compatibile con le capacità resistenti del nodo CCC e si determina la massima inclinazione del puntone compresso.

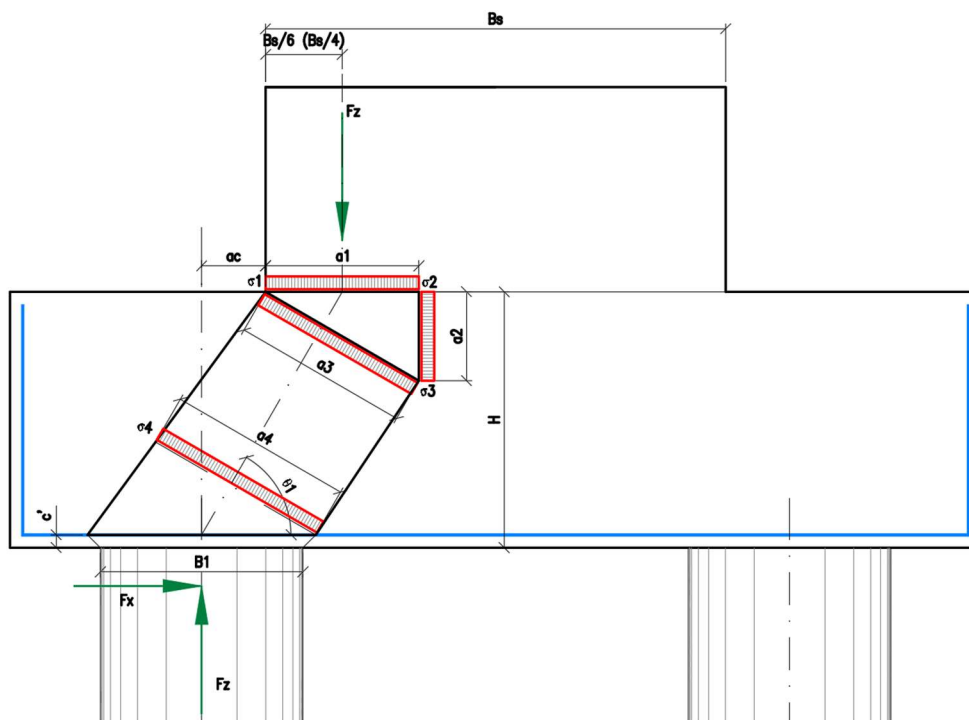


Figura 14-5 - Meccanismo resistente a Tirante-puntone

- 2) Punzonamento del dado inferiore per le azioni massime di compressioni 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 dell'elemento 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 rientri. Tali azioni sono considerate nell'elaborato geotecnico e aggiunte a quelle indicate nel presente documento.

Hfond	1.80	m
Nfond	268.00	kN

	COMB.	N (kN)	SHX (kN)	SHY (kN)	T (kN·m)	MX (kN·m)	MY (kN·m)	Gamma_ plinto
SLU	SLU 19	-322	0	-2	12	-13	187	1.00
	SLU 5	-429	6	0	0	0	332	1.30
	SLU 4	-425	0	65	-436	562	280	1.30
	SLU 1	-425	10	0	0	0	329	1.30
	SLU 2	-425	0	-65	436	-562	280	1.30
	SLU 5	-429	6	0	0	0	332	1.30
	SLU 4	-425	0	65	-436	562	280	1.30
	SLU 12	-326	0	-65	436	-562	209	1.00
SLE RARA	SLE R9	-323	0	-1	8	-9	193	1.00
	SLE R5	-329	4	0	0	0	243	1.00
	SLE R4	-326	0	43	-291	375	208	1.00
	SLE R1	-326	7	0	0	0	241	1.00
	SLE R2	-326	0	-43	291	-375	208	1.00
	SLE R5	-329	4	0	0	0	243	1.00
	SLE R4	-326	0	43	-291	375	208	1.00
	SLE R2	-326	0	-43	291	-375	208	1.00
SLV	SLV 1	-323	33	9	49	72	484	1.00
	SLV 2	-323	10	31	163	241	280	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 Verifica a punzonamento

La verifica a punzonamento per la massima azione di compressione 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
v	-	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
dbx	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 $\beta = 1 + 0,6 \cdot 3,14 \cdot e / (Dp + 4d)$
Asx	mm ²	1808	Area di armatura in direzione x
Asy	mm ²	1808	Area di armatura in direzione y
plx	-	0,00241	Percentuale geometrica di armatura in direzione x
ply	-	0,00247	Percentuale geometrica di armatura in direzione y
pl	-	0,00244	Percentuale geometrica di calcolo $\sqrt{(plx \cdot ply)}$

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
vrđ,max	Mpa	3,967	Resistenza a punzonamento adiacenza palo $0,4 \cdot v \cdot fcd$
ved,0/vrđ,max	-	0,080	Verifica a punzonamento sull'area caricata $ved,0/vrđ,max \leq 1,00$

Verifica sul perimetro critico

u1	mm	14150	Perimetro critico $u1 = \pi [Dp + 2 \cdot (2 \cdot d)]$
ved,1	Mpa	0,069374	Azione sollecitante sul perimetro critico $\beta \cdot Ved / (u1 \cdot d)$
k	-	1,465	Fattore di scala $1 + \sqrt{(200/d)} \leq 2,00$
vmin	Mpa	0,3671	Valore minimo di resistenza a punzonamento
Crd,c	-	0,12	Coefficiente resistenza a punzonamento $Crd,c = 0,18 / (\gamma_c = 1,5)$
vrđ,c	Mpa	0,3593	Resistenza a punzonamento per piastre prive di armature a taglio
vrđ	Mpa	0,3671	Resistenza a punzonamento $\max(vmin; vrđ,c)$
ved,1/vrđ	-	0,189	Verifica a punzonamento sull'area caricata $ved,1/vrđ \leq 1,00$

14.3.3.2 Verifica a schema resistente 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:

$$a1 = 1800/4 = 450\text{mm}$$

Posizione 2 – massima compressione nei nodi:

$$a1 = 1800/6 = 300\text{mm}$$

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	mm ²	1808	Area di armatura in direzione x
Asy	mm ²	1808	Area di armatura in direzione y

Materiali

fck	Mpa	35	Resistenza caratteristica a compressione
γ_c	-	1,5	Coefficiente sicurezza calcestruzzo
fcd	Mpa	19,83	Resistenza a compressione di progetto
fyk	Mpa	450	Resistenza a trazione acciaio
γ_s	-	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(θ_1)	-	1,69029	Tangente angolo inclinazione puntone
θ_1	rad	1,0366	Angolo inclinazione puntone
θ_1	°	59,3908	Angolo inclinazione puntone
Csd	kN	862,13	Azione nel puntone nel piano di 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 $Tsd,x/Trd,x \leq 1,00$
Tsd,y/Trd,y	-	0,000	Verifica armatura in direzione y $Tsd,y/Trd,y \leq 1,00$
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 superficie 3
Btr	mm	928,0	Dimensione trasversale puntone C1; C2; C3; C4
σ_{1sd}	Mpa	1,78	Tensione sollecitante sull'impronta 1 - Puntone 1 (Nodo CCC)
σ_{2sd}	Mpa	1,78	Tensione sollecitante sull'impronta 2 - Puntone 2 (Nodo CCC)
σ_{3sd}	Mpa	1,78	Tensione sollecitante sull'impronta 3 - Puntone 3 (Nodo CCC)
σ_{4sd}	Mpa	1,16	Tensione sollecitante sull'impronta 4 - Puntone 4 (Nodo CCT)
σ_{1rdmax}	Mpa	16,46	Tensione massima di progetto nodo CCC
σ_{2rdmax}	Mpa	13,99	Tensione massima di progetto nodo CCT
$\sigma_{1sd}/\sigma_{1rdmax}$		0,108	Verifica tensione massima impronta 1
$\sigma_{2sd}/\sigma_{1rdmax}$		0,108	Verifica tensione massima impronta 2
$\sigma_{3sd}/\sigma_{1rdmax}$		0,108	Verifica tensione massima impronta 3
$\sigma_{4sd}/\sigma_{2rdmax}$		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	mm ²	1808	Area di armatura in direzione x
Asy	mm ²	1808	Area di armatura in direzione y

Materiali

fck	Mpa	35	Resistenza caratteristica a compressione
γ_c	-	1,5	Coefficiente sicurezza calcestruzzo
fcd	Mpa	19,83	Resistenza a compressione di progetto
fyk	Mpa	450	Resistenza a trazione acciaio
γ_s	-	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	$a1$
$\tan(\theta_1)$	-	2,1695	Tangente angolo inclinazione puntone
θ_1	rad	1,1384	Angolo inclinazione puntone
θ_1	°	65,2277	Angolo inclinazione puntone
Csd	kN	817,20	Azione nel puntone nel piano di 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 $Tsd,x/Trd,x \leq 1,00$
Tsd,y/Trd,y	-	0,000	Verifica armatura in direzione y $Tsd,y/Trd,y \leq 1,00$
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 superficie 3
Btr	mm	928,0	Dimensione trasversale puntone C1; C2; C3; C4
σ_{1sd}	Mpa	2,67	Tensione sollecitante sull'impronta 1 - Puntone 1 (Nodo CCC)
σ_{2sd}	Mpa	2,67	Tensione sollecitante sull'impronta 2 - Puntone 2 (Nodo CCC)
σ_{3sd}	Mpa	2,67	Tensione sollecitante sull'impronta 3 - Puntone 3 (Nodo CCC)
σ_{4sd}	Mpa	1,05	Tensione sollecitante sull'impronta 4 - Puntone 4 (Nodo CCT)
σ_{1rdmax}	Mpa	16,46	Tensione massima di progetto nodo CCC
σ_{2rdmax}	Mpa	13,99	Tensione massima di progetto nodo CCT
$\sigma_{1sd}/\sigma_{1rdmax}$		0,162	Verifica tensione massima impronta 1
$\sigma_{2sd}/\sigma_{1rdmax}$		0,162	Verifica tensione massima impronta 2
$\sigma_{3sd}/\sigma_{1rdmax}$		0,162	Verifica tensione massima impronta 3
$\sigma_{4sd}/\sigma_{2rdmax}$		0,075	Verifica tensione massima impronta 4

Tabella 14.5. Verifica schema resistente puntone-tirante (posizione 2)