

**A90 Svincolo Tiburtina:
Intervento di potenziamento dallo svincolo
"Centrale del Latte" allo svincolo A24
2ª fase funzionale**

PROGETTO DEFINITIVO

COD. **RM105**

PROGETTAZIONE: R.T.I.: PROGIN S.p.A. (capogruppo mandataria)
CREW Cremonesi Workshop S.r.l - TECNOSISTEM S.p.A
ART Risorse Ambiente Territorio S.r.l - ECOPLAME S.r.l.

RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Antonio GRIMALDI (Progin S.p.A.)

CAPOGRUPPO MANDATARIA:



Direttore Tecnico:

Dott. Ing. Lorenzo INFANTE

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giovanni CARRA (ART Ambiente Risorse e Territorio S.r.l.)

MANDANTI:



IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Michele CURIALE (Progin S.p.A.)

Direttore Tecnico:

Direttore Tecnico:

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Dott. Ing. Achille DEVITOFRANCESCHI



Direttore Tecnico:

Direttore Tecnico:

PROTOCOLLO

DATA

201_

Dott. Ing. Ivo FRESIA

Dott. Arch. Pasquale PISANO

PROGETTO INFRASTRUTTURA – VI05 - VIADOTTO ANIENE CARREGGIATA ESTERNA

Relazione di calcolo impalcato e spalle

CODICE PROGETTO

NOME FILE

REVISIONE

SCALA:

T00VI05STRRE01A

D	P	R	M	1	0	5	D	2	0
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

CODICE

T	0	0	V	I	0	5	S	T	R	R	E	0	1
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

A

FI AR

A	Prima emissione	Giugno 2021	R. Grimaldi	A. Grimaldi	L. Infante
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

Sommario

1	PREMESSA.....	5
1.1	Descrizione dell’opera.....	7
1.2	Unità di misura.....	9
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	10
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	10
3.1	Calcestruzzi	10
3.2	Classi di esposizione e copriferri.....	11
3.3	Acciaio in barre ad aderenza migliorata B450C.....	11
3.4	Acciaio per carpenteria metallica S355.....	11
3.5	Saldature.....	12
3.6	Bullonature.....	12
3.7	Piolature	12
4	ANALISI DEI CARICHI	12
4.1	Peso proprio della struttura (G1).....	12
4.2	Carichi permanenti portati (G2)	13
4.3	Ritiro del calcestruzzo (E2.1).....	13
4.4	Viscosità del calcestruzzo (E2.2)	14
4.5	Variazione termica (E3)	16
4.6	Carichi stradali sulla soletta	17
4.7	Carichi dovuti all’urto di un veicolo in svio (Q8).....	19
4.8	Azioni da traffico per verifiche a fatica (Q2).....	21
4.9	Azione di frenamento ed avviamento (Q3).....	22
4.10	Azione centrifuga (Q4).....	22
4.11	Azione del vento (Q5).....	22
4.12	Vento a ponte scarico.....	24
4.13	Vento a ponte carico.....	24
4.14	Azioni sismiche (Q6)	24
5	COMBINAZIONI DI CARICO	27

5.1	Gruppi di carico.....	27
5.2	Combinazioni agli SLU.....	28
5.3	Combinazioni agli SLE.....	29
6	MODELLI DI CALCOLO E METODO DI ANALISI.....	30
6.1	Origine e caratteristiche dei codici di calcolo	30
6.2	Affidabilità dei codici di calcolo	30
6.3	Giudizio motivato di accettabilità dei risultati	30
6.4	Modelli di calcolo globale per analisi statica e sismica.....	30
6.5	Modello Plate	32
6.6	Effetti del ritiro e della viscosità	35
6.7	Metodo di analisi globale e classificazione delle sezioni	36
7	Metodi di verifica	40
7.1	Verifiche agli Stati Limite Ultimi della soletta	43
7.2	Verifica di deformabilità	45
7.3	Verifiche dei dispositivi di appoggio	45
7.3.1	Verifiche di resistenza.....	45
7.3.2	Verifica della corsa massima	45
7.3.3	Verifiche dei giunti	46
7.3.4	Verifica delle spalle	46
7.3.4.1	Condizioni statiche.....	46
7.3.4.2	Condizioni sismiche	46
8	RISULTATI DELL'ANALISI STRUTTURALE	50
8.1	Risultati in fase di getto.....	50
8.2	Risultati a t_{00}	54
8.3	Risultati in fase finale.....	60
	Stato limite ultimo (SLU)	60
	Risultati per Azioni Sismiche (SLV)	67
	Stato limite d'esercizio (SLE).....	72
9	VERIFICHE DELLA CARPENTERIA IN ACCIAIO	79
9.1	Verifiche delle Travature Reticolari.....	80
9.1.1	Verifiche di Resistenza allo SLU.....	80

9.1.2	Verifica dell'Instabilità per Imbozzamento dei pannelli d'anima	90
9.1.3	Verifiche per Instabilità Globale.....	94
9.1.4	Verifiche allo Stato Limite Ultimo di Fatica.....	95
9.2	Verifiche dei Traversi Inferiori	97
9.2.1	Verifiche di Resistenza allo SLU.....	97
9.2.2	Verifiche dell'instabilità per compressione delle piattabande compresse.....	103
9.3	Verifica delle Predalles in acciaio	104
9.3.1	Verifiche di Resistenza allo SLU.....	104
9.4	Verifica della Soletta in c.l.s.	105
9.4.1	Verifiche di Resistenza allo SLU.....	105
9.4.2	Verifiche agli SLE	106
10	Verifiche delle spalle	107
11	VERIFICA DELLE SPALLE.....	118
11.1	2.1 Muro frontale/paraghiaia.....	118
11.2	Muri laterali.....	119
11.3	Plinto di fondazione	120
11.4	Pali di fondazione.....	125
11.5	Verifiche geotecniche di capacità portante.....	125
12	VERIFICA DI RESISTENZA E DI DEFORMABILITÀ DEI DISPOSITIVI DI APPOGGIO	127
12.1	Verifica dei giunti	127

1 PREMESSA

Nell’ambito della progettazione definitiva dell’intervento di potenziamento del GRA dallo svincolo “Centrale del latte” allo svincolo A24 (2° fase funzionale), è prevista la realizzazione del ponte di scavalco del fiume Aniene in corrispondenza della complanare esterna. La selezione della tipologia strutturale per tale opera risulta condizionata dai vincoli plano-altimetrici di tracciato, dai vincoli geometrici derivanti dalla presenza delle sottostrutture del viadotto di scavalco esistente e dal vincolo idraulico sul livello di piena duecentennale del fiume Aniene.

In ragione di tali condizioni al contorno è stato adottato uno schema, a campata unica, a trave reticolare estradossata rispetto alla piattaforma stradale con luce in asse appoggi pari a 78.0 m.

Nelle immagini a seguire sono riportate una planimetria di localizzazione e inquadramento dell’opera, la pianta fondazioni e il profilo longitudinale.

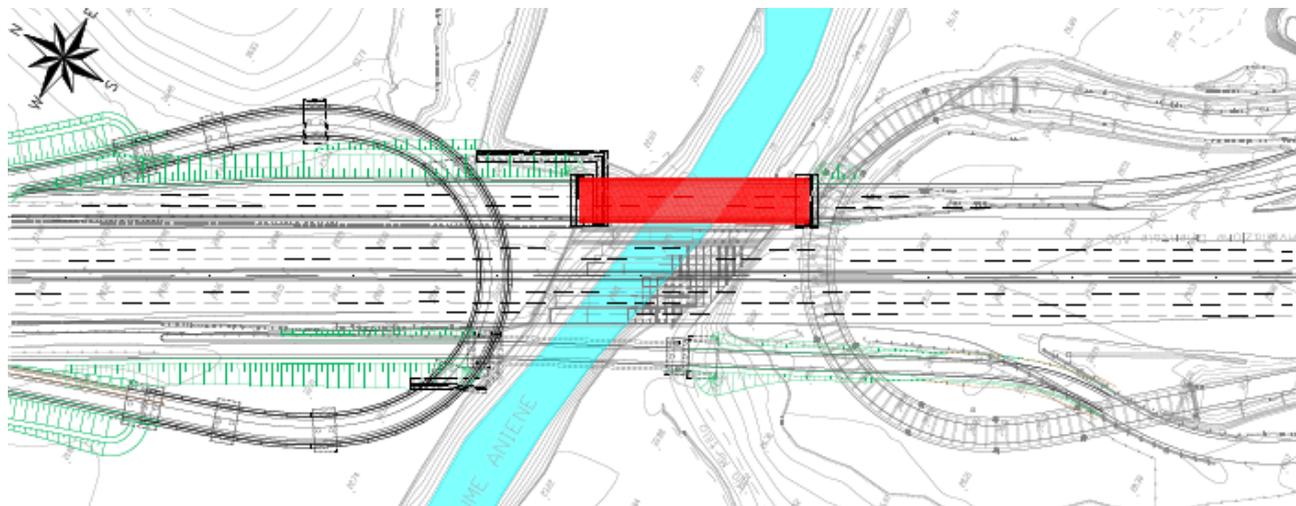


Figura 1 – Inquadramento planimetrico dell’opera

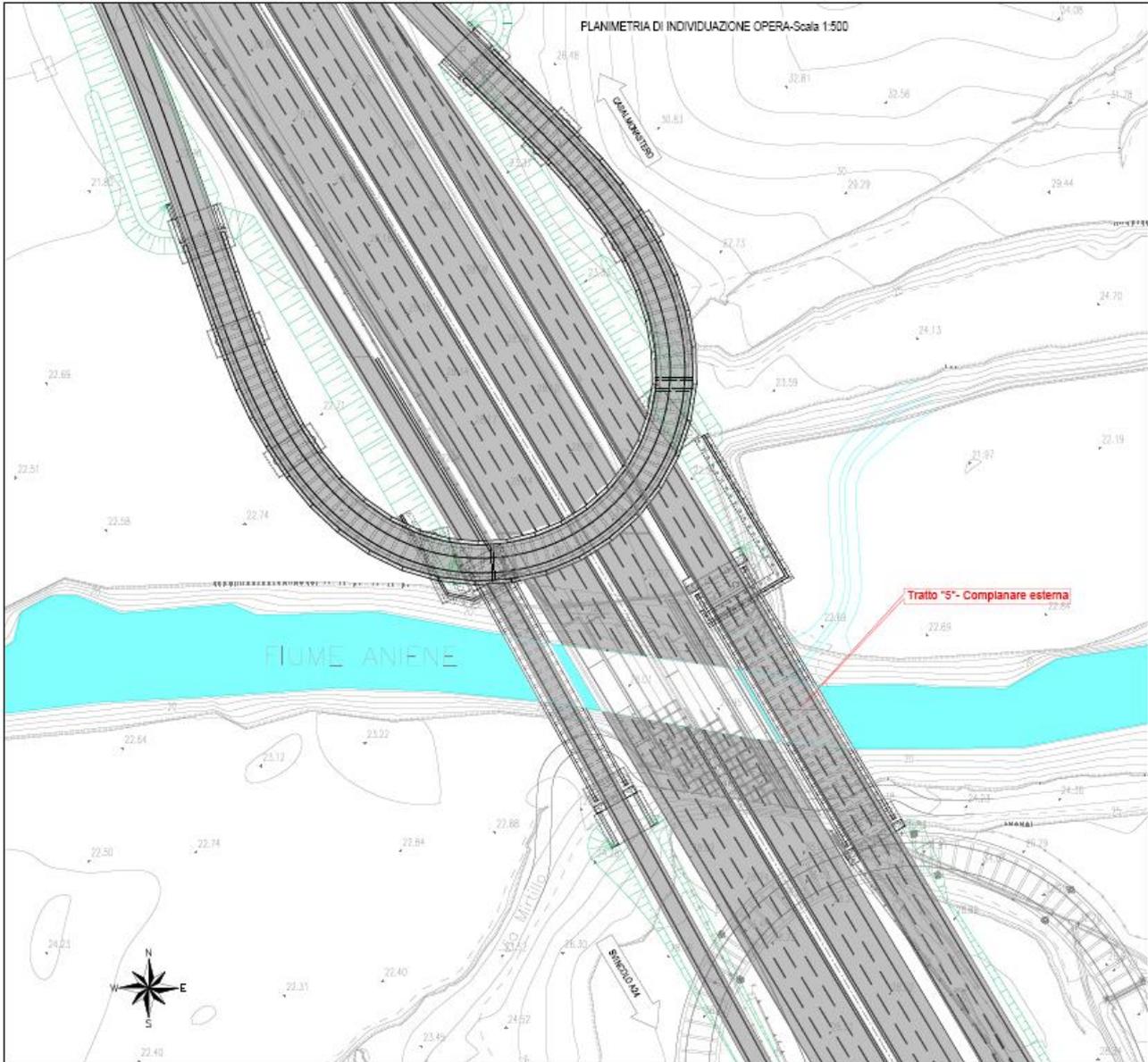


Figura 2 – Planimetria di progetto in corrispondenza del fiume Aniene

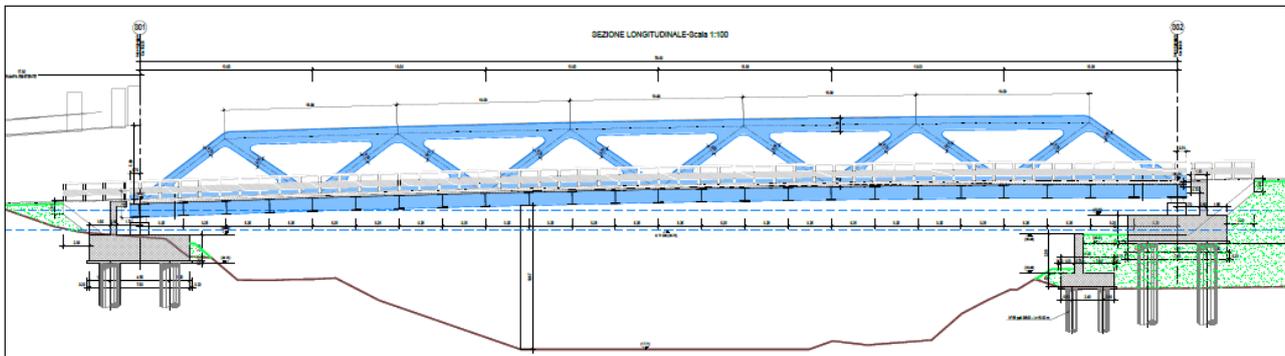


Figura 3: Prospetto del ponte sulla complanare esterna

1.1 Descrizione dell'opera

La sezione trasversale è caratterizzata da una piattaforma stradale di 12.25 m di larghezza, con cordoli laterali per l'alloggiamento delle barriere di sicurezza di 1.0 m di larghezza ciascuno, per un ingombro totale netto dell'impalcato pari a 14.25 m.

La struttura è costituita da due travature reticolari realizzate tramite profili scatolari in lamiera saldata, di altezza complessiva pari a 6.2 m. Tutti gli elementi di ciascuna travatura hanno larghezza, nel piano trasversale, pari a 0.7 m. La carpenteria delle travature reticolari è composta da concetti di nodo (dove convergono i puntoni) a livello dei correnti superiori e inferiori, dai correnti superiori e inferiori stessi e dai diagonaloni. I correnti inferiori hanno un'altezza complessiva pari a 2.0 m, di cui 0.7 m estradossati rispetto alla piattaforma stradale (quota pavimentazione) con una sezione trasversale pari quindi a 700 mm x 2000 mm. I correnti superiori hanno un'altezza di 1.0 m con sezione trasversale pari a 700 mm x 1000 mm e i diagonaloni hanno sezione 700 mm x 700 mm. Gli spessori delle lamiere che compongono le sezioni scatolari sono variabili da 20 mm a 50 mm. Gli elementi principali sono irrigiditi trasversalmente tramite piatti forati dello spessore di 20 mm e, solo nel caso del corrente inferiore, da un irrigidimento longitudinale pieno posto a metà altezza anch'esso dello spessore di 20 mm.

La struttura di impalcato è costituita dai traversi, posti ad interasse longitudinale di 3.250 m, realizzati tramite profili a doppio T di 1.0 m di altezza con piattabande 700 mm. I traversi sono allineati a quota intradosso all'intradosso dei correnti inferiori e a quota estradosso all'irrigidimento longitudinale interno agli stessi.

La soletta, di 20 cm di spessore, è gettata su predalles in acciaio (spessore 20 mm) irrigidite in direzione longitudinale da profili a V posti a 1.2 m di interasse in direzione trasversale.

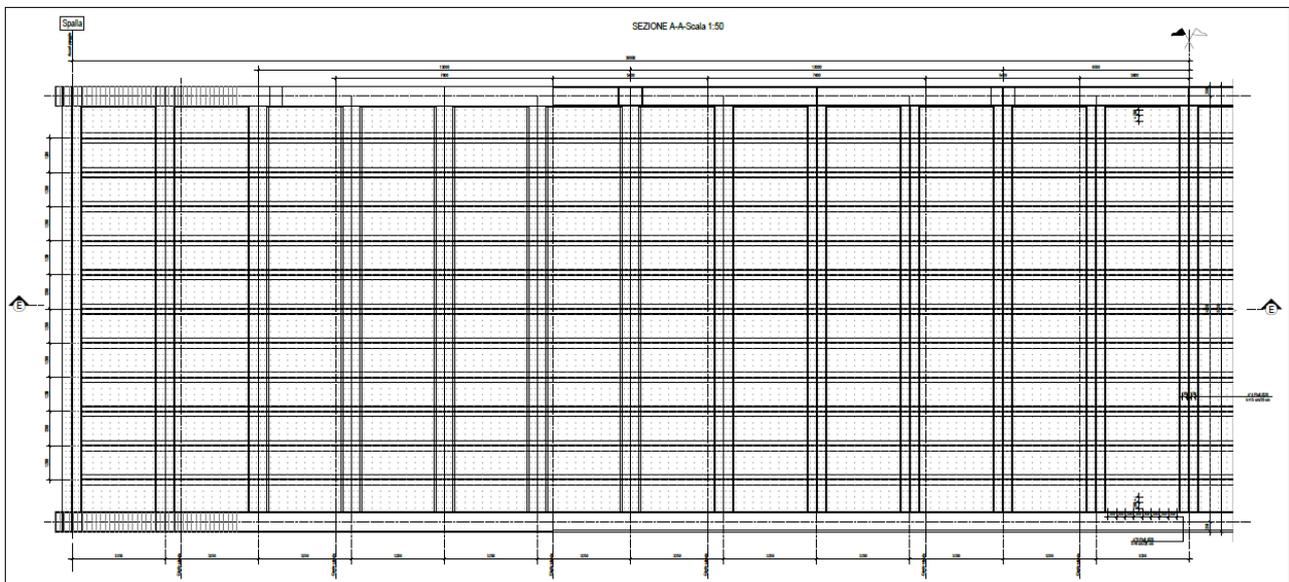


Figura 4: Carpenteria

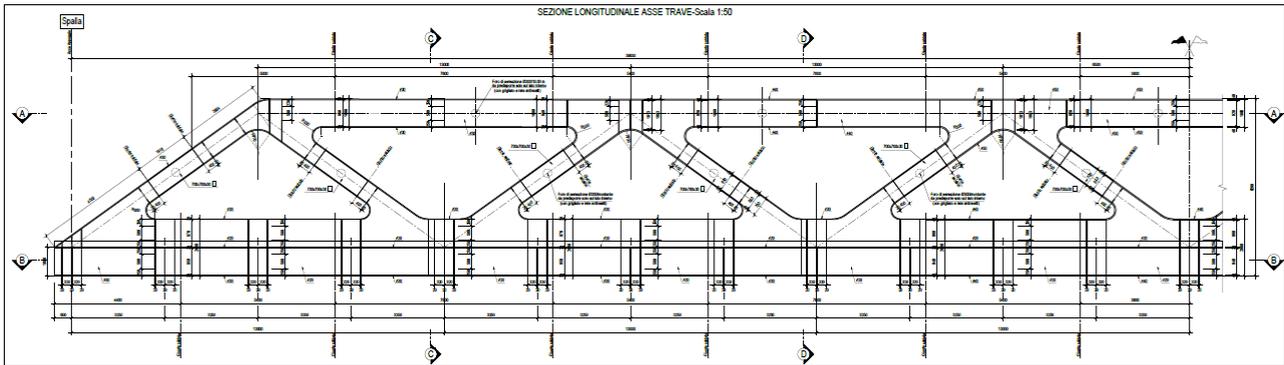


Figura 5: sezione longitudinale della trave reticolare

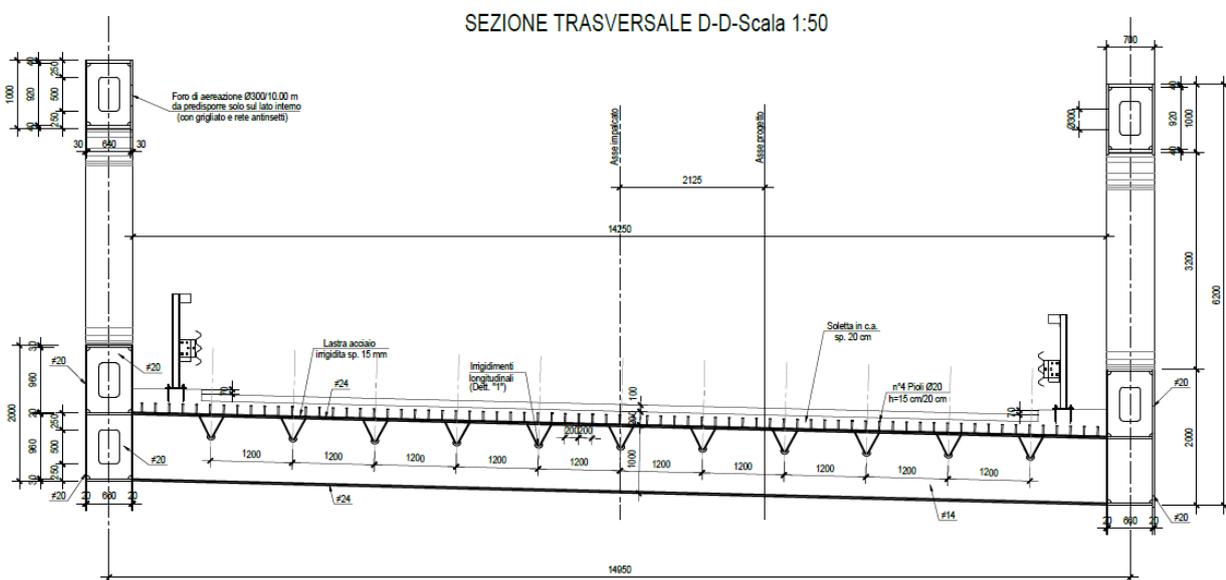


Figura 6: Sezione trasversale

L'impalcato è isolato tramite dispositivi elasmomerici posti in asse alle travature reticolari in corrispondenza dei traversi di testata.

I dispositivi sono progettati per uno spostamento massimo sotto azioni sismiche allo SLC pari a 150 mm.

Le caratteristiche dei dispositivi di isolamento utilizzate ai fini di calcolo e dimensionamento sono riepilogate nella tabella a seguire.

SI-H	V kN	F _{zd} kN	K _e kN/mm	K _v kN/mm	D _g mm	t _e mm	h mm	H mm	Z mm	W kg
SI-H 300/76	970	3060	1.30	768	300	76	152	202	350	92
SI-H 350/75	1590	3510	1.80	1033	350	75	143	193	400	118
SI-H 400/75	2450	4680	2.35	1518	400	75	143	193	450	153
SI-H 450/78	4220	7510	2.86	1794	450	78	154	204	500	202
SI-H 500/78	5820	9380	3.52	2406	500	78	154	204	550	247
SI-H 550/77	6440	9820	4.32	2868	550	77	147	197	600	287
SI-H 600/80	7060	10310	4.95	3209	600	80	147	197	650	335
SI-H 650/81	7690	10830	5.74	3646	650	81	145	195	700	384
SI-H 700/80	8310	11370	6.74	4209	700	80	151	211	750	508
SI-H 800/80	11470	14990	8.80	6096	800	80	151	211	850	659
SI-H 900/84	16810	21220	10.60	7093	900	84	158	218	950	848
SI-H 1000/84	18360	22590	13.09	8508	1000	84	164	244	1050	1252
SI-H 1100/84	22800	27460	15.84	11052	1100	84	164	244	1150	1509
SI-H 1200/96	24240	28700	16.49	11203	1200	96	176	256	1250	1807

Legenda

V	Carico verticale massimo agente sull'isolatore in presenza di sisma corrispondente allo SLC
F_{zd}	Carico verticale massimo agente sull'isolatore in assenza di sisma (SLU), concomitante con rotazione 0 e spostamento orizzontale 10 mm
K_e	Rigidezza orizzontale equivalente
K_v	Rigidezza verticale
D_g	Diametro elastomero
t_e	Spessore totale gomma
h	Altezza escluse piastre di ancoraggio
H	Altezza totale incluse piastre di ancoraggio
Z	Lato piastre di ancoraggio
W	Peso isolatore escluse zanche

Le spalle S01 e S02 presentano un plinto di fondazione di altezza pari a 2 metri, larghezza pari a 7.50 m e lunghezza pari a circa 17.95 m, su 8 pali di fondazione di diametro pari a 1500 mm e lunghezza pari a 40 m.

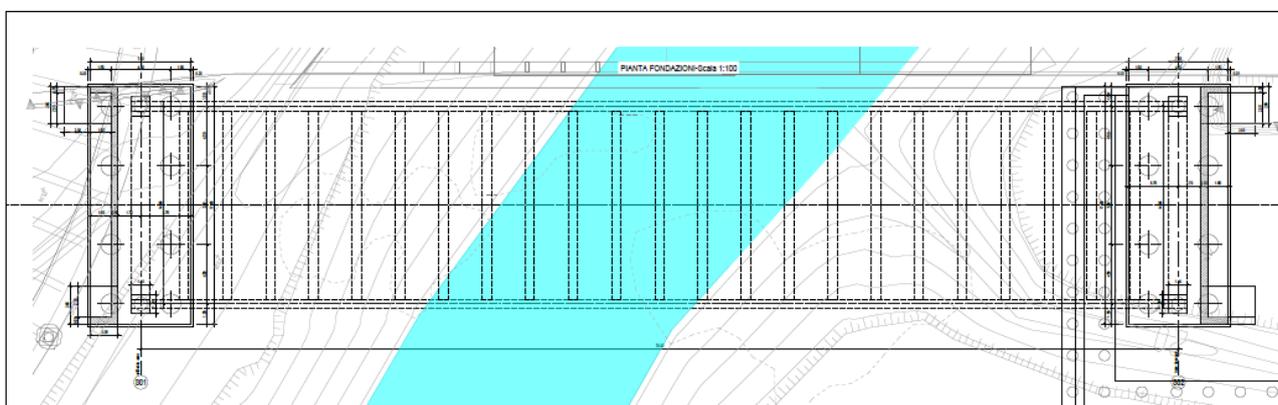


Figura 7: Pianta delle fondazioni

1.2 Unità di misura

Nel seguito si adotteranno le seguenti unità di misura:

- per le lunghezze ⇒ m, mm
- per i carichi ⇒ kN, kN/m², kN/m³
- per le azioni di calcolo ⇒ kN, kNm
- per le tensioni ⇒ Mpa

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nella redazione del progetto esecutivo si è fatto riferimento ai seguenti documenti normativi.

D.M. 17/01/2018. Norme tecniche per le costruzioni (NTC).

Circolare del 11/02/2019. Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. del 17/01/2018.

UNI EN1993 -1-1. EUROCODICE 3, parte 1.3. Progettazione delle strutture in acciaio. Regole generali e regole per gli edifici.

UNI EN1993 -1-5. EUROCODICE 3, Parte 1.5. Progettazione delle strutture in acciaio. Elementi strutturali a lastra.

UNI EN1993 -1- 8. EUROCODICE 3, Parte 1.8. Progettazione delle strutture in acciaio. Progettazione dei collegamenti.

UNI EN1993-1-9. EUROCODICE 3. Parte 1.9. Progettazione delle strutture in acciaio. Fatica.

UNI EN1993 -1-2. EUROCODICE 3. Parte 2. Progettazione delle strutture in acciaio. Ponti di acciaio.

UNI EN1994 -1-1. EUROCODICE 4. Parte 1.1. Progettazione delle strutture composte acciaio– cls. Regole generali e regole per gli edifici.

UNI EN1994 -2. EUROCODICE 4. Parte 2. Progettazione delle strutture composte acciaio– cls. Regole generali e regole per i ponti.

CNR-UNI 10011/97. Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la manutenzione.

CNR 10030/87. Anime irrigidite di travi a parete piena.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Si riportano di seguito le caratteristiche e le resistenze di progetto dei materiali strutturali.

3.1 Calcestruzzi

Ai fini della valutazione del comportamento e della resistenza delle strutture in calcestruzzo, questo viene identificato mediante la classe di resistenza contraddistinta dai valori caratteristici delle resistenze cilindrica e cubica a compressione uniassiale, misurate rispettivamente su provini cilindrici e cubici, espressa in MPa. Con riferimento alla normativa vigente si riportano le caratteristiche dei materiali utilizzati.

Calcestruzzo per soletta C35/45

$R_{ck} = 45 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cubica a 28 giorni
$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 43 \text{ MPa}$	resistenza cilindrica valore medio
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.21 \text{ MPa}$	resistenza media a trazione semplice (assiale)
$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.25 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica a trazione
$E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 34077 \text{ MPa}$	modulo elastico
$\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$	peso per unità di volume

Resistenze di progetto allo SLU

$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 19.8 \text{ MPa}; \gamma_c = 1.50$	resistenza di progetto a compressione
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.50 \text{ MPa}$	resistenza di progetto a trazione

Resistenze di progetto allo SLE

$\sigma_{c,r} = 0.60 \cdot f_{ck} = 21.00 \text{ MPa}$	tensione limite in combinazione caratteristica (rara)
$\sigma_{c,qp} = 0.45 \cdot f_{ck} = 15.8 \text{ MPa}$	tensione limite in combinazione quasi permanente
$\sigma_t = f_{ctm}/1.2 = 2.68 \text{ MPa}$	tensione limite di fessurazione (trazione)

3.2 Classi di esposizione e copriferri

In accordo con il D.M. 17/01/2018 (Tabella 4.1.III), in funzione delle condizioni ambientali si definiscono la classe di esposizione del calcestruzzo:

Solette, cordoli e baggioli: XC3+XD1

I copriferri da adottare sono per le barre di armatura sono i seguenti:

Solette, cordoli e baggioli: 35 mm

Considerando un'armatura poco sensibile ai fenomeni di corrosione (acciaio ordinario), i valori limite di apertura delle fessure da rispettare, in accordo con le Tabelle 4.2.III e 4.1.IV, sono riportati nella seguente tabella:

Tabella 1: Limiti di apertura delle fessure

Elemento strutturale	Classe di esposizione	Condizioni ambientali	Combinazioni di carico	
			Frequenti	Quasi permanenti
Solette, cordoli, baggioli	XC3+XD1	Aggressive	0.3 mm	0.2 mm

In ogni caso il rapporto acqua cemento (A/C) non dovrà essere superiore a 0.50.

3.3 Acciaio in barre ad aderenza migliorata B450C

L'acciaio da armatura è del tipo B450 C (controllato in stabilimento)

$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica di snervamento
$f_{tk} = 540 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica a rottura
$E_s = 210000 \text{ MPa}$	modulo elastico

Resistenza di progetto allo SLU

$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 391 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1.15$	resistenza di progetto a compressione
--	---------------------------------------

Resistenza di progetto allo SLE

$\sigma_{s,r} = 0.80 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$	tensione limite in combinazione caratteristica (rara)
--	---

3.4 Acciaio per carpenteria metallica S355

Di seguito si riportano le caratteristiche e le resistenze di progetto per le lamiere, per le saldature e per gli elementi di collegamento.

Travi principali e orditure secondarie

Acciaio con caratteristiche meccaniche rispondenti alla EN 10025, come indicato dal D.M. 17/01/2018.

$f_{tk} = 510 \text{ MPa}$	tensione caratteristica di rottura
$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$	tensione caratteristica di snervamento
$f_{yd} = f_{yk}/\alpha_{M0} = 338 \text{ MPa}$; $\alpha_{M0} = 1.05$	tensione di progetto per le verifiche di resistenza;
$f_{yd} = f_{yk}/\alpha_{M1} = 322 \text{ MPa}$; $\alpha_{M1} = 1.10$	tensione di progetto per le verifiche di stabilità;

Elementi saldati e coprigiunti:

Spessore $t \leq 20 \text{ mm}$: S355J0W

Spessore $t \leq 40$ mm: S355J2W+N

Spessore $t > 40$ mm: S355K2W+N

Elementi non saldati e piastre sciolte: S355J0W

3.5 Saldature

Saldature da realizzare in accordo alle prescrizioni contenute nel D.M. 17/01/2018.

Saldature con i procedimenti codificati secondo ISO 4063 e prescrizioni della EN 1011 e EN 29692. Controlli secondo la EN 12062

3.6 Bullonature

Secondo UNI EN 20898:

Giunzioni ad attrito $\mu \geq 0.30$ (in caso di sabbiatura $\mu \geq 0.45$)

Viti classe 8.8 o 10.9 (UNI 5712); Dadi classe 10 (UNI 5713)

Rosette in acciaio C50 UNI EN 10083-2 (HRC 32-40) (UNI 5714)

3.7 Piolature

Secondo UNI-EN 10025 (Norma di riferimento EN ISO 13918).

Pioli tipo NELSON in acciaio ex ST 37-3K (S235J2G3+C450)

(3/4)"19 h=150mm

$f_{yk} > 350$ MPa

$f_{tk} > 450$ MPa

4 ANALISI DEI CARICHI

4.1 Peso proprio della struttura (G1)

I pesi propri strutturali sono stati valutati considerando un peso specifico dell'acciaio pari 78.5 kN/mc e un peso specifico del calcestruzzo pari a 25 kN/mc.

Il peso proprio della carpenteria in acciaio (G1.1) è stato calcolato in automatico dal software di calcolo. Il peso degli elementi di carpenteria principale, è stato incrementato del 15% per tener conto del peso dei vari elementi secondari (piatti di irrigidimento trasversali e longitudinali, bullonature etc.).

Nella tabella di seguito, sono riportati i pesi degli elementi strutturali e la relativa incidenza sulla superficie complessiva dell'impalcato.

G1.1	<i>Peso acciaio impalcato (comprensivo di irrigidimenti, traversi e predalles nervate)</i>	7020 kN
	<i>Incidenza totale acciaio impalcato</i>	6.3 kN/m ²
G1.2	<i>Peso soletta (spessore 20 cm)</i>	5560 kN
	<i>Incidenza totale soletta impalcato</i>	5.0 kN/m ²

Complessivamente quindi il peso G1 del viadotto è pari a:

$$G1 = 7020 \text{ kN} + 5560 = 12580 \text{ kN}$$

4.2 Carichi permanenti portati (G2)

Pavimentazione (G2.1)

$$G2.1 = 0.1 \text{ m} \times 18 \times 12.25 \text{ kN/m} = 22.05 \text{ kN/m};$$

Marciapiede (G2.2)

$$G2.2 = 2 \times 1.0 \times 0.17 \times 25 \text{ kN/m} = 8.50 \text{ kN/m}.$$

Guard Rail (G2.3)

$$G2.3 = 2 \times 2.0 \text{ kN/m} = 4.00 \text{ kN/m};$$

Complessivamente quindi il peso G2 dei carichi permanenti portati è pari a:

$$G2 = 34.55 \text{ kN/m} \times 78 \text{ m} = 2695 \text{ kN}$$

Il peso complessivo dell'impalcato è quindi pari a:

$$G = 12580 \text{ kN} + 2695 \text{ kN} = 15275 \text{ kN}$$

4.3 Ritiro del calcestruzzo (E2.1)

Il calcolo delle deformazioni da ritiro nella soletta è stato eseguito secondo quanto specificato nel Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

La deformazione totale da ritiro è data dalla somma della deformazione per ritiro da essiccamento e della deformazione da ritiro autogeno.

Tabella 2 – Deformazione da ritiro

Valutazione della deformazione da ritiro a 10000 gg.		
Ac =	2.85	mq
u = perimetro di calcestruzzo esposto all'aria =	12.25	m
k = 2 Ac/u =	0.465	m
U = umidità relativa =	75.0	%
R _{ck} =	37	Mpa
ϕ _{10000gg} =	-3.2E-04	(EN 1992-1, Classe S, t0 = 10 gg.)

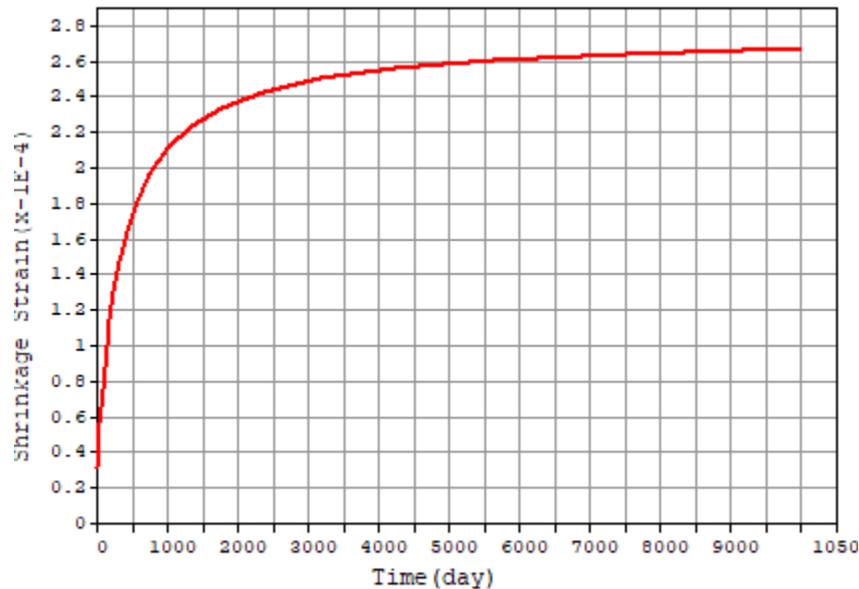


Figura 8 - Andamento della deformazione da ritiro nel tempo

La valutazione riportata indica che a 10.000 gg, la deformazione da ritiro raggiunge il valore 0.265%. Gli effetti del ritiro impedito, che si sviluppano nel tempo, si traducono in una forza di trazione nella soletta e in una forza assiale di compressione e di momento flettente agenti sulla carpenteria in acciaio.

4.4 Viscosità del calcestruzzo (E2.2)

Di seguito si riporta il calcolo del coefficiente di viscosità per il calcestruzzo della soletta secondo quanto specificato nel Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

Tabella 3 – Coefficienti di Viscosità

Valutazione dei Coefficienti di Viscosità a 10000 gg.		
Ac =	2.85	mq
u = perimetro di calcestruzzo esposto all'aria =	12.25	m
k = 2 Ac/u =	0.465	m
U = umidità relativa =	75.0	%
Rck =	37	Mpa
$\phi(t_0, t)$ =	2.52	(EN 1992-1, Classe N, t ₀ = 3 gg.)
$\phi(t_0, t)$ =	1.63	(EN 1992-1, Classe N, t ₀ = 30 gg.)

Il coefficiente di viscosità viene modellato come una funzione che si evolve nel tempo t e il cui valore dipende dall'età del cls, in giorni, t₀, al momento dell'applicazione del carico. Nella tabella precedente sono stati valutati i coefficienti di viscosità per t = 10000 gg e per t₀ pari rispettivamente a 3 gg. (età del cls al momento dell'attivazione delle azioni da ritiro) e a 30 gg. (età presunta del cls al momento di applicazione dei carichi permanenti portati).

L'evolversi nel tempo del coefficiente di viscosità è diagrammato nelle figure seguenti.

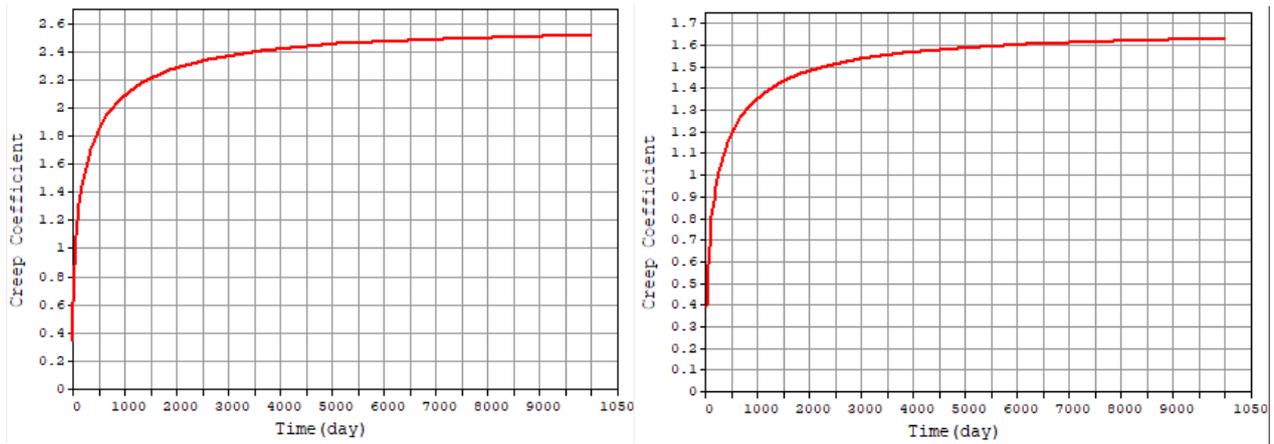


Figura 9 – Andamento del coefficiente di viscosità nel tempo per $t_0 = 3$ gg. e per $t_0 = 30$ gg.

4.5 Variazione termica (E3)

L'azione della variazione termica è valutata, in termini di temperatura massima estiva e minima invernale dell'aria nel sito della costruzione, con periodo di ritorno di 50 anni, attraverso le indicazioni fornite dalla Normativa di riferimento. In particolare, è stata considerata una differenza di temperatura di 5°C con andamento a farfalla tra la soletta in calcestruzzo e la trave in acciaio. Si è inoltre considerata una variazione termica uniforme pari a +/-20°C lungo tutto lo sviluppo dell'opera.

Azioni variabili da traffico (Q1)

Coerentemente con quanto indicato al punto 5.1.3.3.3 del DM 17/01/18 per l'analisi globale del ponte si fa riferimento allo Schema di Carico 1.

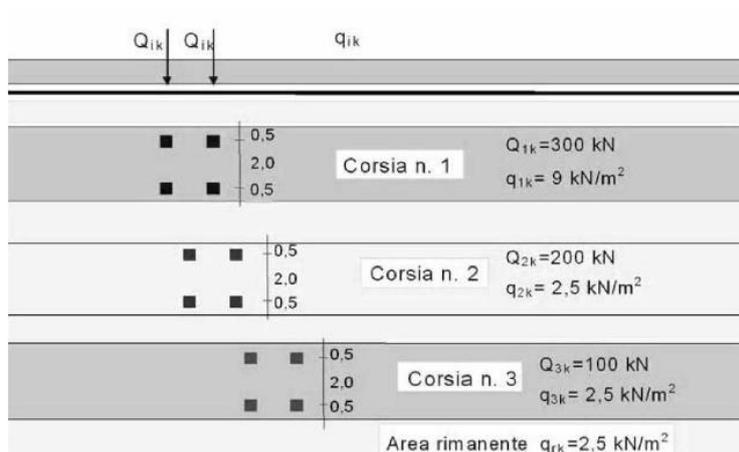


Figura 10 - Schema di carico 1

Nel caso in oggetto si impiegano quattro corsie di carico costituite da:

- una colonna di carichi (ingombro = 3 m) costituita da un automezzo convenzionale **Q1k = 600 kN** dotato di 2 assi di 2 ruote ciascuno, distanti 1.20 m in senso longitudinale e con interasse ruote in senso trasversale di 2.00 m; un carico ripartito **q1k = 9 kN/m²** uniformemente distribuito;
- una seconda colonna di carichi (ingombro = 3 m), analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente a **Q2k = 400 kN** e **q2k = 2.5 kN/m²** e posta ad interasse di 3.00 m. da essa;
- una terza colonna di carichi (ingombro = 3 m), analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente a **Q3k = 200 kN** e **q2k = 2.5 kN/m²** e posta ad interasse di 3.00 m. da essa;
- una colonna di carico (ingombro = 3.25 m) **qrk = 2.5 kN/m²** nella zona di carreggiata non impegnata dai carichi precedenti (area rimanente).

Tabella 4 – Sezione tipo esistente in rettilineo: Carichi da Traffico

Carichi da traffico - Impalcato esistente			
C.C.		L [m]	e _{trasv} [m]
Q _{1k} + q _{1k}	Corsia 1	3.00	-4.625
Q _{2k} + q _{2k}	Corsia 2	3.00	-1.625
Q _{3k} + q _{1k}	Corsia 3	3.00	1.375
q _{rk}	Corsia r	1.50	4.500

4.6 Carichi stradali sulla soletta

La valutazione della diffusione all'interno della soletta degli effetti dei carichi concentrati è stata sviluppata tenendo conto dello spessore della pavimentazione e dello spessore della soletta. In dettaglio, la diffusione del carico attraverso la pavimentazione e la soletta è assunta, a partire dall'impronta dei pneumatici di lato 40 cm, con inclinazione a 45° fino al piano medio della soletta, come illustrato nella seguente figura.

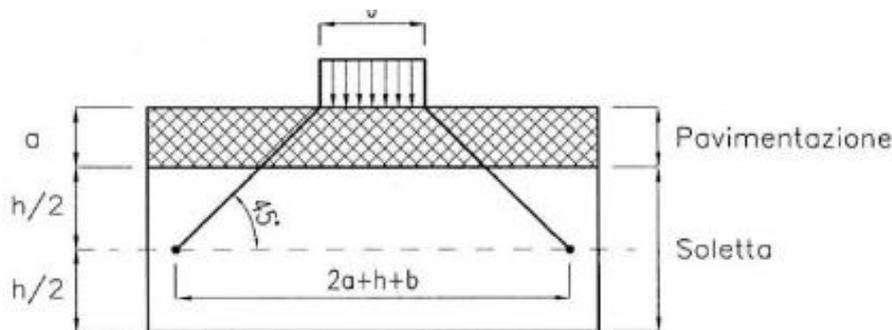


Figura 11 - Diffusione dei carichi concentrati nelle solette

Nel caso in esame quindi la ripartizione avviene secondo lo schema di seguito rappresentato:

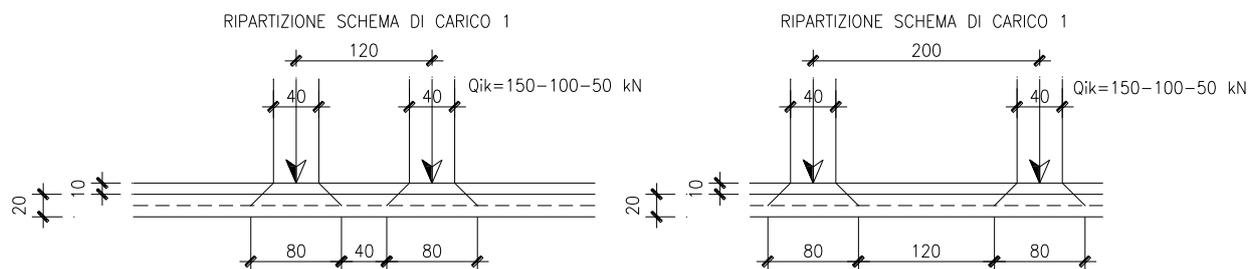


Figura 12 - Diffusione dei carichi stradali in senso longitudinale e trasversale – Schema di carico 1

$L_{\text{impronta}} = 800 \text{ mm}$

Come illustrato nell'immagine precedente, la diffusione a 45° fino al piano medio della soletta permette di applicare il carico su una superficie pari a $0.80 \times 0.80 \text{ m}^2$.

I carichi diffusi corrispondenti agli assi dei carichi tandem considerati sono pertanto pari a:

Corsia 1: $Q_1 = 150 / (0.80 \times 0.80) = 234.75 \text{ KN/m/m}$;

Corsia 2: $Q_2 = 100 / (0.80 \times 0.80) = 156.25 \text{ KN/m/m}$;

Corsia 3: $Q_3 = 50 / (0.80 \times 0.80) = 78.125 \text{ KN/m/m}$.

Ai carichi concentrati, così diffusi, si sovrappongono i carichi distribuiti su tutta la lunghezza della soletta pari a:

Corsia 1: $q_1 = 9 \text{ kN/m}^2$

Corsia 2: $q_2 = 2.5 \text{ kN/m}^2$

Corsia 3: $q_3 = 2.5 \text{ kN/m}^2$

Area rimanente: $q_{\text{area rimanente}} = 2.5 \text{ kN/m}^2$

Allo scopo di massimizzare le sollecitazioni, l'analisi dell'impalcato è stata condotta considerando tre Condizioni per i carichi concentrati e distribuiti:

- Condizione 1 (flessionale) – 3 colonne di carichi concentrati in $L/2$ + carichi distribuiti su tutte le corsie e sull'intera luce;
- Condizione 2 (flessionale) – 3 colonne di carichi concentrati in $L/4$ + carichi distribuiti su tutte le corsie su $L/2$;
- Condizione 3 (torsionale) – 2 colonne di carichi concentrati in $L/2$ + carichi distribuiti su due corsie e sull'intera luce.

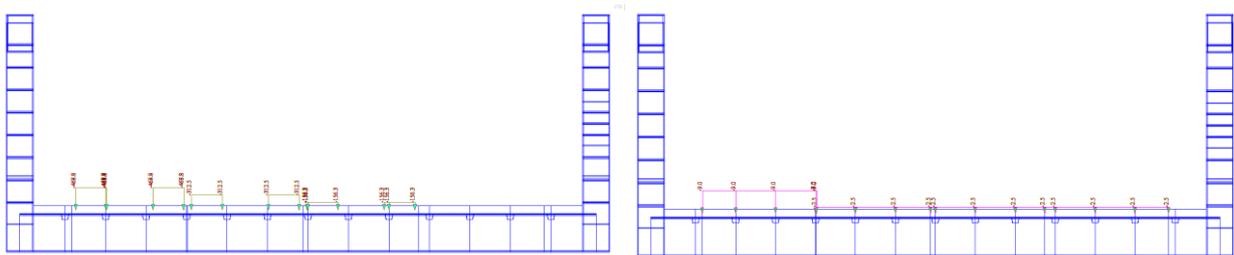


Figura 13 – Condizione 1 / Sezione Trasversale: Carichi Concentrati (a sinistra) e Distribuiti (a destra)

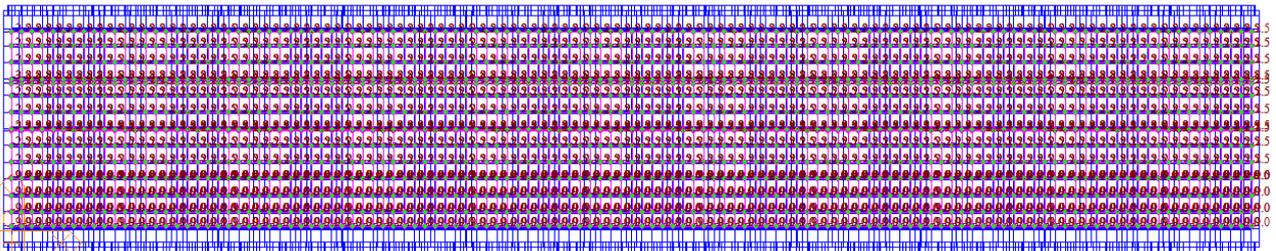
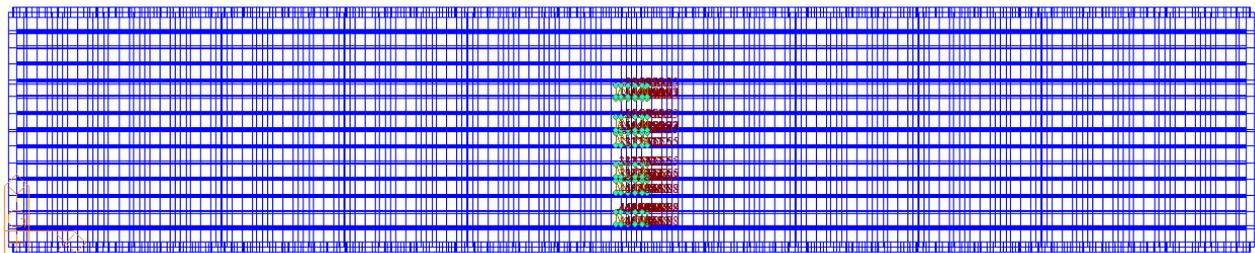


Figura 14 – Condizione 1 / Pianta: Carichi Concentrati (in alto) e Distribuiti (in basso)

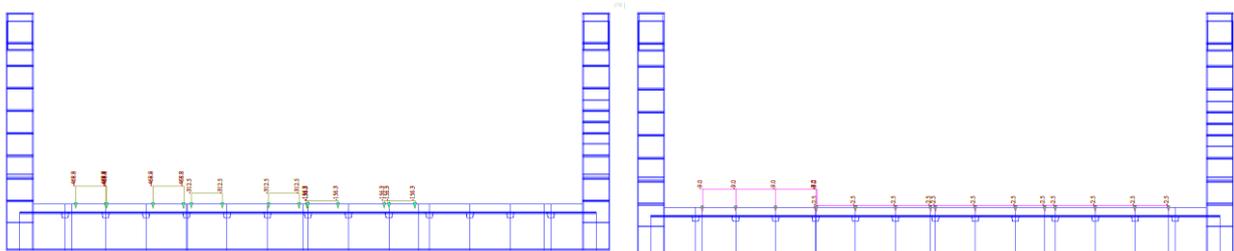


Figura 15 – Condizione 2 / Sezione Trasversale: Carichi Concentrati (a sinistra) e Distribuiti (a destra)

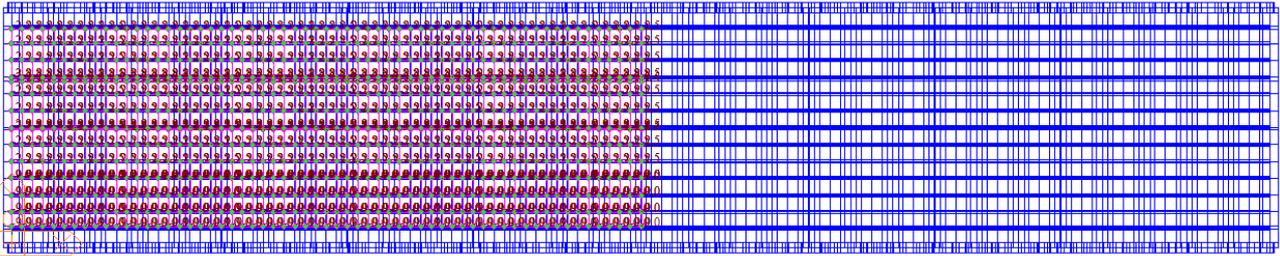
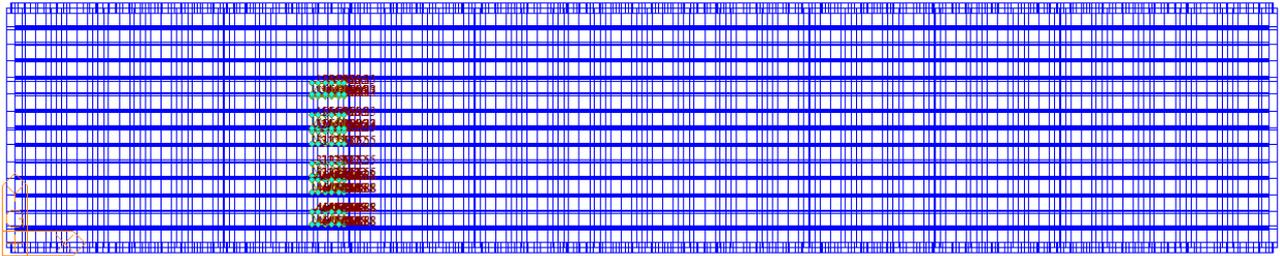


Figura 16 – Condizione 2 / Pianta: Carichi Concentrati (in alto) e Distribuiti (in basso)

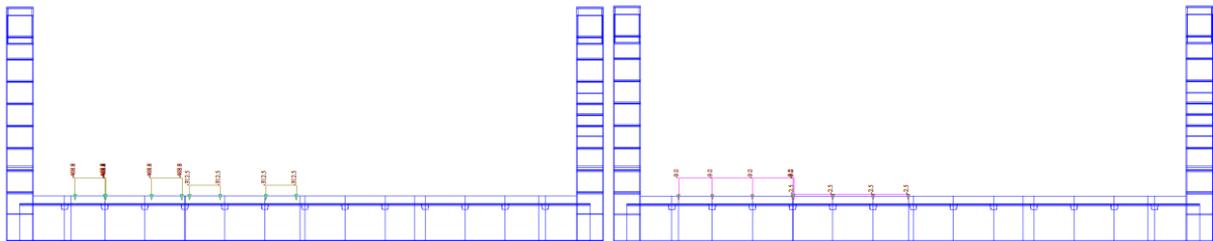


Figura 17 – Condizione 3 / Sezione Trasversale: Carichi Concentrati (a sinistra) e Distribuiti (a destra)

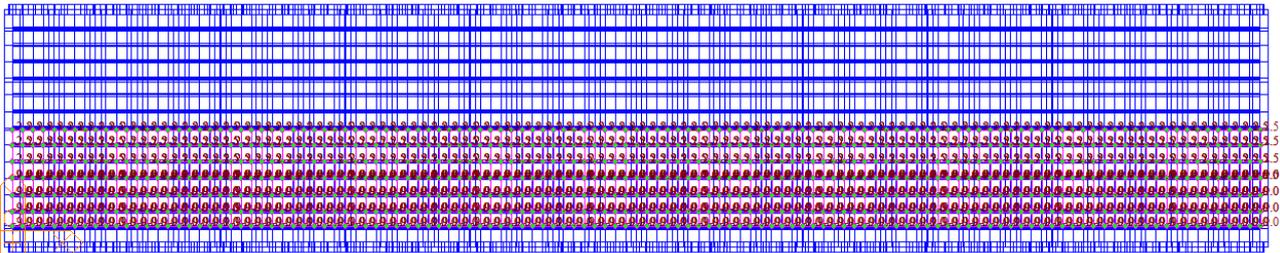
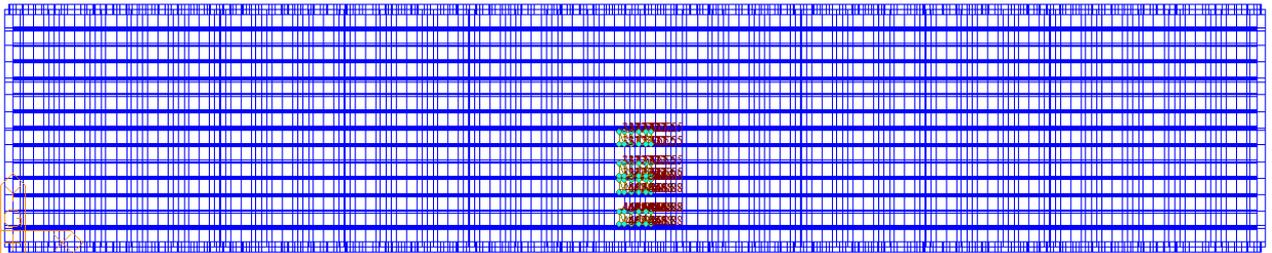


Figura 18 – Condizione 3 / Pianta: Carichi Concentrati (in alto) e Distribuiti (in basso)

4.7 Carichi dovuti all’urto di un veicolo in svio (Q8)

In ottemperanza a quanto prescritto dalla normativa vigente al paragrafo 5.1.3.10, nella verifica dell’impalcato deve essere considerata una particolare combinazione di carico nella quale al sistema di forze orizzontali, equivalenti all’effetto

dell'azione dell'urto sulla barriera di sicurezza stradale, si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dallo Schema di Carico 2, posizionato in adiacenza alla barriera stessa e disposto nella posizione più gravosa.

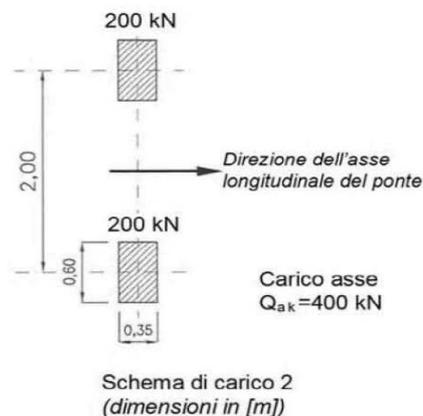


Figura 19: Carichi da traffico - Schema di carico 2

Analogamente a quanto sopra esplicitato, i carichi concentrati relativi allo schema 2 sono stati diffusi come di seguito illustrato.

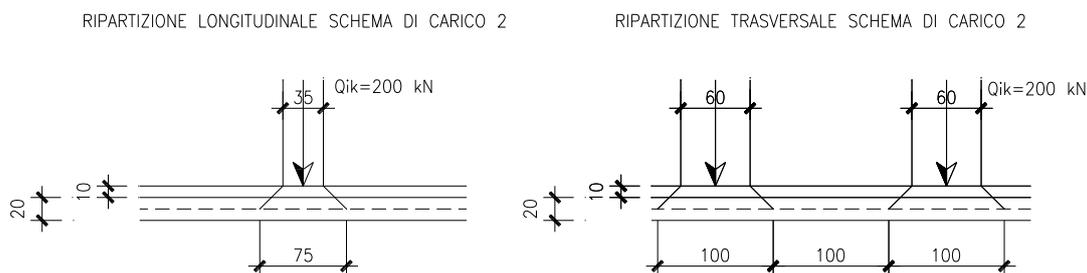


Figura 20: Diffusione dei carichi stradali in senso longitudinale e trasversale – Schema di carico 2

La diffusione a 45° fino al piano medio della soletta permette quindi di applicare il carico su una superficie pari a 0.75 x 1.0 m².

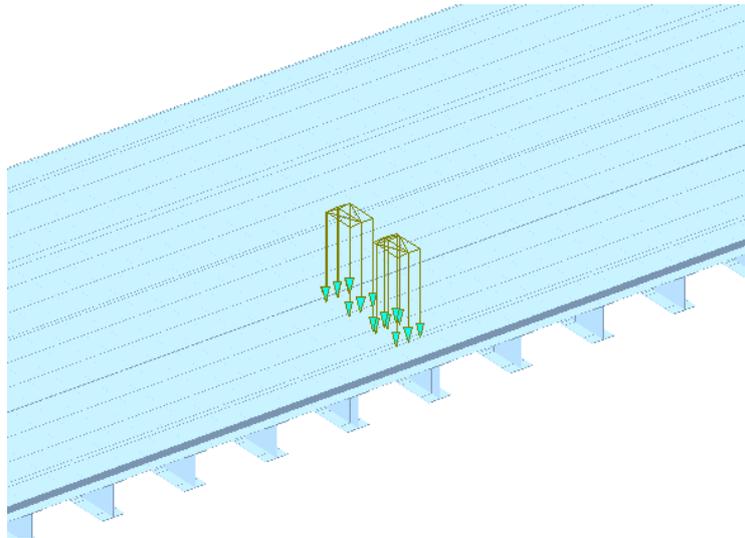
I carichi diffusi corrispondenti sono pertanto pari a:

$$Q_1 = 200 / (0.75 \times 1.0) = 266.7 \text{ KN/m/m};$$

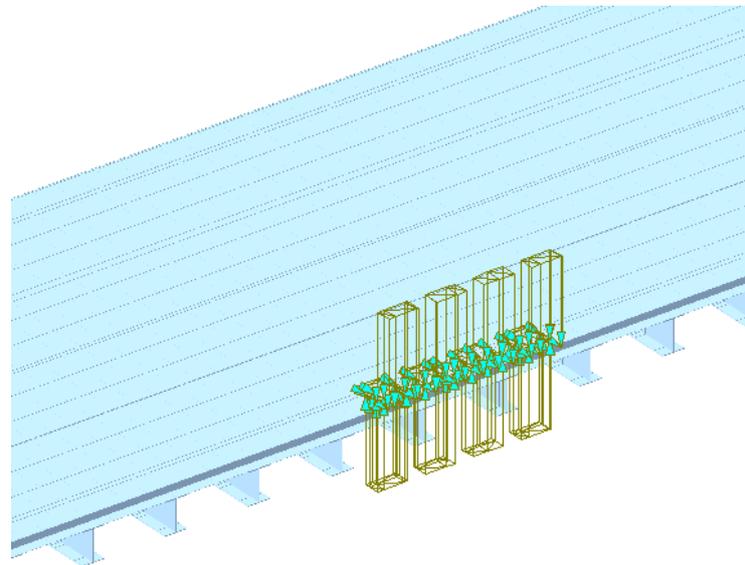
In corrispondenza di tale schema di carichi mobili è stata applicata l'azione d'urto. L'azione d'urto, come definita dai quaderni Anas, può essere schematizzata da quattro forze orizzontali di 90 kN (già amplificate di un coefficiente di 1.5) posizionate in corrispondenza delle barriere di sicurezza ad un'altezza di 1 m dalla pavimentazione del cordolo e ad un interasse longitudinale di 1.5 m.

Per tener conto della distribuzione delle azioni all'interno del cordolo e della soletta, queste sono state applicate come carichi distribuiti (pressioni/depressioni) su un'area di soletta determinata dall'area della piastra di ancoraggio della barriera (0.4 m) ampliata per tener conto di una distribuzione a 45° dei carichi attraverso lo spessore del cordolo e di metà soletta (0.27 m)

La disposizione dei carichi d'urto è rappresentata nella figura a seguire.



Azione d'urto applicate in mezzeria - carichi verticali Q8



Azione d'urto applicate in mezzeria – carichi orizzontali e momenti flettenti

4.8 Azioni da traffico per verifiche a fatica (Q2)

Si utilizza il modello di carico di fatica 1, costituito: dallo schema di carico 1 con valore dei carichi concentrati ridotti del 30% e con valore dei carichi distribuiti ridotti del 70%.

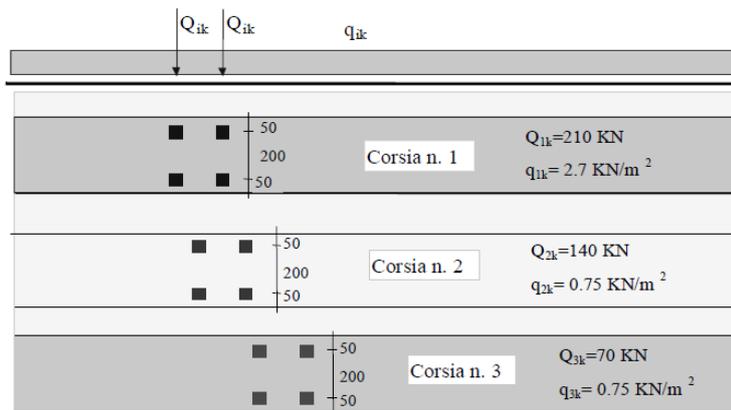


Figura 21 – Modello di carico a fatica: schema di carico 1

4.9 Azione di frenamento ed avviamento (Q3)

In accordo con il D.M. 17/01/2018 al paragrafo 5.1.3.5, l'azione longitudinale di frenamento è stata calcolata come funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1, ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6(2 \cdot Q_{1k}) + 0.1 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

Nel caso in oggetto risulta:

$$Q_3 = 570 \text{ kN}$$

L'azione di frenamento viene considerata nel modello di calcolo come un carico uniformemente distribuito sulla soletta pari a:

$$q_3 = 570 \text{ kN} / (W \times L) = 50 \text{ kN} / (12.25 \text{ m} \times 78 \text{ m}) = 0.67 \text{ kN/mq.}$$

applicato convenzionalmente a quota pavimentazione.

4.10 Azione centrifuga (Q4)

In accordo al par. 5.1.3.6 del DM 17/01/2018 l'azione centrifuga totale risulta pari a:

$$R < 200 \text{ m} \quad Q_4 = 0.2 \times Q_v$$

$$200 \leq R \leq 1500 \text{ m} \quad Q_4 = 40 Q_v / R$$

$$R > 1500 \text{ m} \quad Q_4 = 0$$

Dove $Q_v = \sum_i 2 Q_{ik}$

4.11 Azione del vento (Q5)

Calcolo della pressione del vento

Si valuta la pressione del vento in accordo con il paragrafo 3.3 del DM. 17/01/2018. La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

q_r = è la pressione cinetica di riferimento;

c_e = è il coefficiente di esposizione;

c_p = è il coefficiente di forma o aerodinamico;

c_d = è il coefficiente dinamico.

con:

$$q_f = \rho \cdot (v_b)^2 / 2 = 456 \text{ N/m}^2;$$

dove v_b è stato desunto ρ dalla tabella 3.3.I, zona 3 (Lazio) e ρ è la densità dell'aria, assunta pari a 1.25 kg/m^3 .

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Considerando una classe di rugosità B (tabella 3.3.III), dalla figura 3.3.2 si evince che la struttura si trova in categoria di esposizione III e dunque, in accordo con la tabella 3.3.II si assumono i seguenti parametri:

$$k_r = 0.20$$

$$z_0 = 0.1 \text{ m}$$

$$z_{\min} = 5 \text{ m}$$

quindi ipotizzando che l'opera abbia altezza $z \approx 10 \text{ m}$ dal suolo risulta:

$$c_e(z) = k^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] = 2.14.$$

Secondo le indicazioni della Circolare del 21/01/2019 "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 17/01/2018" (par. C3.3.8.6), si determina il coefficiente aerodinamico per l'impalcato in esame:

$$c_p = 2 - \frac{4}{3} \varphi \quad \text{per } 0 \leq \varphi < 0,3$$

$$c_p = 1,6 \quad \text{per } 0,3 \leq \varphi \leq 0,8$$

$$c_p = 2,4 - \varphi \quad \text{per } 0,8 < \varphi \leq 1$$

essendo per travi reticolari $\varphi = S_p/S$ dove S_p è la superficie piena della trave ed S la superficie totale. Nel caso in esame $S_p = 276.85 \text{ mq}$ e $S = 454.5 \text{ mq}$. Pertanto $\varphi = 0.6$ e quindi:

$$c_p = 1.6$$

Si considera un coefficiente dinamico (c_d) cautelativamente pari a 1 (par. 3.3.8 D.M. 17/01/2018). Procedendo al calcolo della pressione si ottiene:

$$p = q_f \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 456 \text{ N/m}^2 \times 2.14 \times 1.6 \times 1 = 1.56 \text{ kN/m}^2$$

Nel caso di più travi multiple (C3.3.8.6.2), disposte parallelamente a distanza d non maggiore del doppio dell'altezza h ($d/h \leq 2$), il valore della pressione sull'elemento successivo sarà pari a quello sull'elemento precedente moltiplicato per un coefficiente di riduzione dato da:

$$\mu = 1 - 1.2\varphi \quad \text{per } \varphi \leq 2/3$$

$$\mu = 0.2 \quad \text{per } \varphi > 2/3$$

Per $d/h \geq 5$ gli elementi vengono considerati come isolati ($\mu = 1$).

Per $2 < d/h < 5$ si procede all'interpolazione lineare tra μ e 1.

Nel caso in esame risulta

$$\mu = 0.48$$

Sulla trave sotto vento viene quindi applicato il 48% del carico da vento applicato sulla trave precedente.

4.12 Vento a ponte scarico

I valori della pressione del vento applicati alle due travature reticolari sono:

$$q_{w,1} = 1.56 \text{ kN/mq}$$

$$q_{w,2} = 0.48 \times q_{w,1} = 0.75 \text{ kN/mq}$$

4.13 Vento a ponte carico

A ponte carico, la pressione del vento va considerata agente sulla superficie esposta della struttura e sui carichi transitori, assimilati ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3.0 m a partire dal piano stradale.

Il valore, aggiuntivo, dell'azione del vento sulla parete di mezzi in transito, considerando che i correnti inferiori sono estradossati rispetto alla piattaforma stradale per un'altezza pari a 0.7m, è quindi pari a:

$$q_{w,1} = (3.00 - 0.7) \times 1.56 \text{ kN/m} = 3.6 \text{ kN/m.}$$

L'azione di cui sopra agisce con un'eccentricità verticale rispetto all'estradosso della soletta pari a $e_z = 0.7 + (3.0 - 0.7)/2$ m = 1.85 m.

4.14 Azioni sismiche (Q6)

Il ponte in oggetto è progettato per una vita nominale VN pari a 50 anni. Gli si attribuisce inoltre una classe d'uso IV (“Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità.”) ai sensi del D. Min. 17/01/2018, da cui scaturisce un coefficiente d'uso CU = 2.0.

L'azione sismica di progetto è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base del sito su cui l'opera insiste, descritta in termini geografici e temporali:

attraverso i valori di accelerazione orizzontale di picco a_g (attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale) e le espressioni che definiscono le ordinate del relativo spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$;

in corrispondenza del punto del reticolo che individua la posizione geografica dell'opera;

con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR

in particolare, la forma spettrale prevista dalla normativa è definita, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:

a_g , accelerazione orizzontale massima del terreno

F_0 , valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

T_C^* , periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I suddetti parametri sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici.

In particolare, si può notare come F_0 descriva la pericolosità sismica locale del sito su cui l'opera insiste. Infatti, da quest'ultimo, attraverso le espressioni fornite dalla normativa, sono valutati i valori d'amplificazione stratigrafica e topografica. Di seguito sono riassunti i valori dei parametri assunti per l'opera in oggetto.

Vita nominale V_N	= 50 anni;
Classe d'uso	= IV;
Coefficiente d'uso C_u	= 2.0;
Periodo di riferimento V_R	= 100 anni;
$T_{R,SLV}$	= 949 anni;
Comune	= Roma;

I parametri di progetto utilizzati per la valutazione degli spettri di risposta sono riepilogati di seguito..

$a_{g,SLV}$	= 0.191 g;
$F_{0,SLV}$	= 2.559;
$T^*_{c,SLV}$	= 0.288 sec.

Lo spettro di risposta elastico per la descrizione della componente orizzontale del moto sismico è infine costruito a partire dai parametri seguenti.

Categoria di suolo	= C;
Categoria topografica	= T1;
S_s , fattore stratigrafico	= 1.41;
S_T , fattore topografico	= 1.00;
C_c , fattore correttivo del periodo TC^*	= 1.58.

Si riportano nell'immagine seguente, a titolo di riferimento, gli spettri elastici allo SLV e allo SLC in accelerazione in direzione orizzontale e verticale.

La presenza degli isolatori elastomerici permette di ridurre le ordinate spettrali del per tener conto della capacità di dissipazione viscosa propria degli isolatori e pari al 15%.

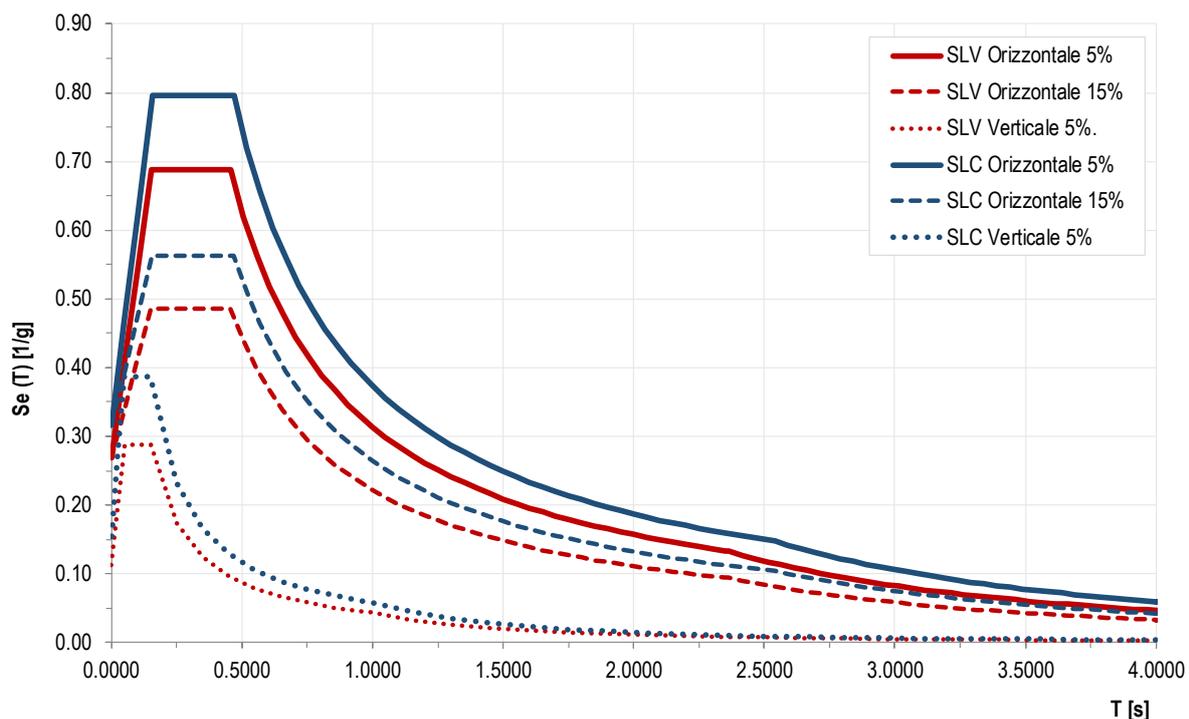


Figura 22 – SLV ed SLC: Spettri elastici in accelerazione ($q = 1$) e smorzamento al 5% e al 15%

In particolare, in funzione dell'elemento strutturale oggetto di verifica, si utilizza:

per la verifica di resistenza e di deformazione dei dispositivi di isolamento, si usa lo spettro allo stato limite di collasso SLC con $q = 1$ e smorzamento viscoso dell'apparecchio al 15 %.

per la valutazione dell'escursione dei giunti si usa lo spettro allo stato limite di salvaguardia della vita SLV con $q = 1$ e smorzamento viscoso dell'apparecchio al 15 %;

per le verifiche di resistenza delle strutture e per le verifiche geotecniche delle fondazioni si utilizza lo spettro allo stato limite di salvaguardia della vita SLV con $q = 1$ e smorzamento viscoso dell'apparecchio al 15 % .

La riduzione delle ordinate spettrali deve interessare soltanto il campo di periodi in cui si collocano i modi di vibrare che coinvolgono deformazioni a livello dell'interfaccia di isolamento, ovvero i modi di vibrare dell'impalcato in direzione orizzontale (longitudinale e trasversale). I modi a frequenza superiore, ovvero a periodo inferiore, non risentono dello smorzamento aggiuntivo degli isolatori, e sono caratterizzati da un coefficiente di smorzamento viscoso pari a quello della struttura a base fissa (5%). Per definire lo spettro di progetto da utilizzare per le verifiche delle sottostrutture del modello isolato, è stata preventivamente svolta l'analisi modale per individuare le coordinate spettrali (periodi propri corrispondenti ai modi traslazionali dell'impalcato) a partire dalle quali è possibile applicare lo smorzamento.

L'isolamento introduce una discontinuità tra le forme modali relative al solo impalcato e quelle che coinvolgono le sottostrutture: nel caso in esame pertanto periodi maggiori di 2.0 sec. corrispondono a modi di traslazione rigida dei singoli impalcati per i quali è lecito considerare gli effetti dello smorzamento viscoso dei dispositivi di isolamento.

Gli spettri di progetto da utilizzare per le verifiche strutturali e geotecniche delle sottostrutture del modello isolato sono quindi rappresentati nella figura seguente.

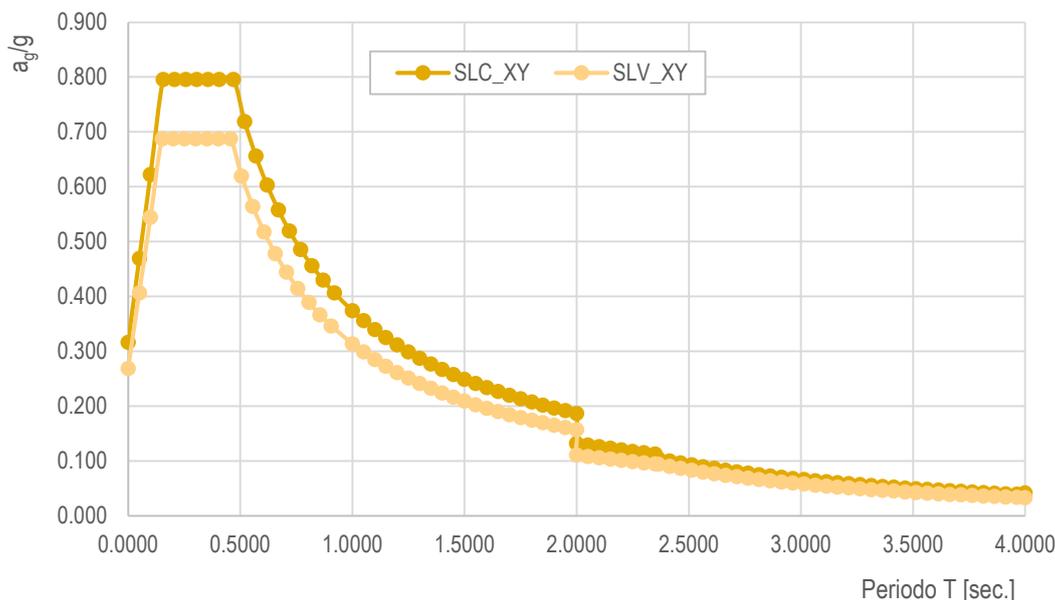


Figura 23 – SLV ed SLC: : Spettri orizzontali elastici smorzati in accelerazione ($q = 1$)

5 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico considerate sono stabilite in conformità a quanto prescritto al Cap. 2 del D.M.17/01/2018.

5.1 Gruppi di carico

Nella tabella seguente, in accordo a quanto specificato in tabella 5.1.IV del D.M.17/01/2018, sono esplicitati i gruppi di carico considerati per i carichi accidentali da traffico.

Tabella 5 – Valori caratteristici delle azioni da traffico

<i>Carichi sulla carreggiata</i>						<i>Carichi su marciapiedi e piste ciclabili</i>
Carichi verticali				Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti di 3^a categoria
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Coerentemente nel seguito si fa riferimento ai gruppi di azioni da traffico 1 e 2a essendo nel caso in esame, in assenza di azione centrifuga, il gruppo 2b privo di significato.

Coefficienti parziali e di combinazione

Si utilizzano i coefficienti parziali di sicurezza e i coefficienti di combinazione di seguito riportati.

Tabella 6 – Coefficienti parziali di sicurezza agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 7 – Coefficienti di combinazione

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento q_5	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

5.2 Combinazioni agli SLU

Di seguito si esplicitano i coefficienti utilizzati per le singole combinazioni di carico rilevanti per le verifiche strutturali dell'impalcato agli SLU.

L'espressione per le combinazioni di verifica strutturali (A1 - STR) è:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Mentre quella per le combinazioni sotto SISMA o ECCEZIONALI è:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Tabella 8 - Coefficienti nelle combinazioni di carico agli SLU

(*) per schema di carico 1, $\psi_0 = 0.75$ per i carichi tandem e $\psi_0 = 0.40$ per i carichi distribuiti

Combinazione		G1	G2	E2	E3	Gr.1	Gr.2a	Q5	Q6
A1 STR	Gr.1	1.35	1.35	1.2	0.72	1.35	0	0.9	0
	Gr.2a	1.35	1.35	1.2	0.72	0	1.35	0.9	0
	Q5	1.35	1.35	1.2	0.72	1.35(*)0	0	1.5	0
SISMA	SLV Z	1	1	1	0.5	0		0	1, 0.3x,0.3y
SISMA	SLV X	1	1	1	0.5	0		0	1, 0.3y,0.3z
SISMA	SLV Y	1	1	1	0.5	0		0	1, 0.3x,0.3z

5.3 Combinazioni agli SLE

Di seguito si esplicitano i coefficienti utilizzati per le singole combinazioni di carico rilevanti per le verifiche dell'impalcato agli SLE.

L'espressione per le combinazioni di verifica RARE è:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

L'espressione per le combinazioni di verifica FREQUENTI è:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

L'espressione per le combinazioni di verifica QUASI PERMANENTI è:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Tabella 9 - Combinazioni agli SLE

Combinazione		G1	G2	E2	E3	Gr.1	Gr.2a	Gr.2b	Q5
RARA	Gr.1	1	1	1	0.6	1	0	0	0.6
	Gr.2a	1	1	1	0.6	0	1	0	0.6
	Q5	1	1	1	0.6	ψ	0	0	1
FREQ.	Gr.1	1	1	1	0.6	ψ	0	0	0
	Q5	1	1	1	0.6	0	0	0	0.2
Q.P.	-	1	1	1	0.6	0	0	0	0

(*) per schema di carico 1, $\psi_0 = \psi_1 = 0.75$ per i carichi tandem e $\psi_0 = \psi_1 = 0.40$ per i carichi distribuiti

6 MODELLI DI CALCOLO E METODO DI ANALISI

Le analisi sono state condotte mediante l’ausilio del MIDAS/CIVIL 2019 v2.2. Il software è stato impiegato per la modellazione dell’intera opera, finalizzata all’analisi strutturale. Dai modelli sono state dedotte, per le combinazioni di calcolo statiche e sismiche descritte in precedenza, le sollecitazioni complessive al fine di procedere con le verifiche di sicurezza previste dalle normative di riferimento.

Dai modelli di calcolo globale sono state ricavate le sollecitazioni agenti sulle sottostrutture necessarie ai fini delle verifiche geotecniche del sistema terreno-fondazione e delle verifiche strutturali, entrambe riportate nella specifica relazione di calcolo e pertanto non contenute nel presente documento.

6.1 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Nell’ambito del presente paragrafo si riporta una descrizione delle caratteristiche dei software utilizzati per l’esecuzione delle analisi e verifiche strutturali esposte ai precedenti paragrafi.

Nello specifico, l’analisi del comportamento globale delle strutture d’impalcato è stato effettuato con l’ausilio del software MIDAS/CIVIL 2019 v2.2, distribuito in Italia dalla CSPFea (Padova).

Si è inoltre ricorso a fogli di calcolo elettronici auto-prodotti, per l’automatizzazione di ulteriori verifiche effettuate quali elementi in acciaio e/o elementi strutturali secondari.

6.2 Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo dei software impiegati ha consentito di valutarne l’affidabilità. La documentazione fornita dal produttore dei software contiene un’esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l’individuazione dei campi d’impiego. Le stesse società produttrici hanno verificato l’affidabilità e la robustezza dei codici di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati sono contenuti in apposita documentazione fornita a corredo dell’acquisto del prodotto, che per brevità espositiva si omette di allegare al presente documento.

6.3 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni esposte nel documento sono state inoltre sottoposte a controlli dal sottoscritto utente del software.

Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali, che per brevità espositiva si omette dall’allegare al presente documento.

Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, Il Progettista dichiara pertanto che l’elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, validando conseguentemente i risultati dei calcoli esposti nella presente relazione.

6.4 Modelli di calcolo globale per analisi statica e sismica

Modello Beam + Plate

Il ponte è stato modellato con elementi monodimensionali (beam) rappresentativi rispettivamente:

dei correnti inferiori e superiori e dei diagonali che compongono le due travi reticolari;

dei traversi;

degli irrigidimenti a v longitudinali.

mentre sono stati utilizzati elementi bidimensionali (plate) rappresentativi delle predalles in acciaio e della soletta in c.a. Predalles e soletta sono modellati come due layer distinti di elementi plate sovrapposti, di spessore rispettivamente 10 mm e 200 mm, resi solidali tra loro tramite rigid link.

Il riferimento di assi globali è orientato come segue:

- X = asse longitudinale impalcato;
- Y = asse trasversale impalcato;
- Z = asse verticale impalcato.

Gli assi locali degli elementi di carpenteria principale sono orientati in maniera analoga al riferimento globale.

Nelle figure seguenti sono rappresentate alcune viste del modello utilizzato.

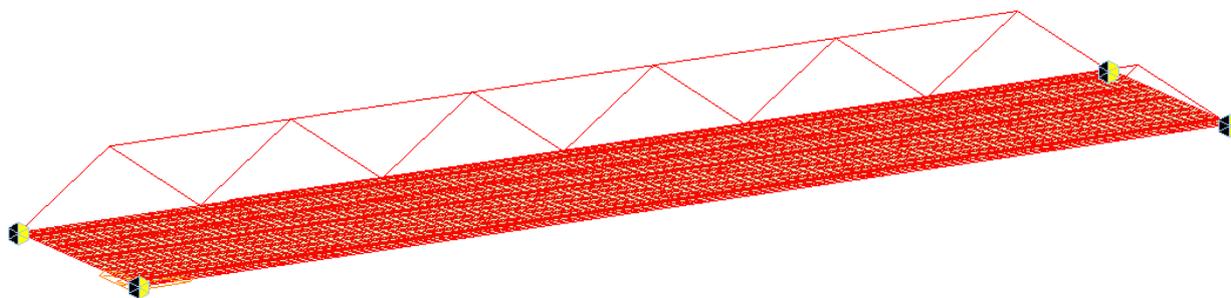


Figura 24 - Modello FEM

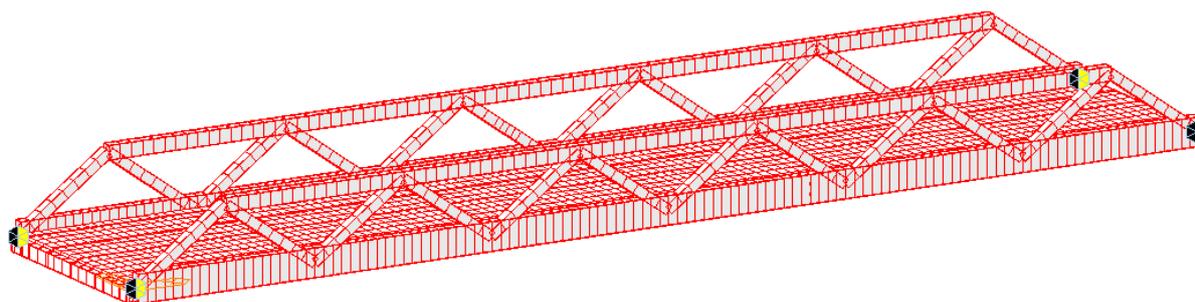


Figura 25 - Modello FE vista estrusa

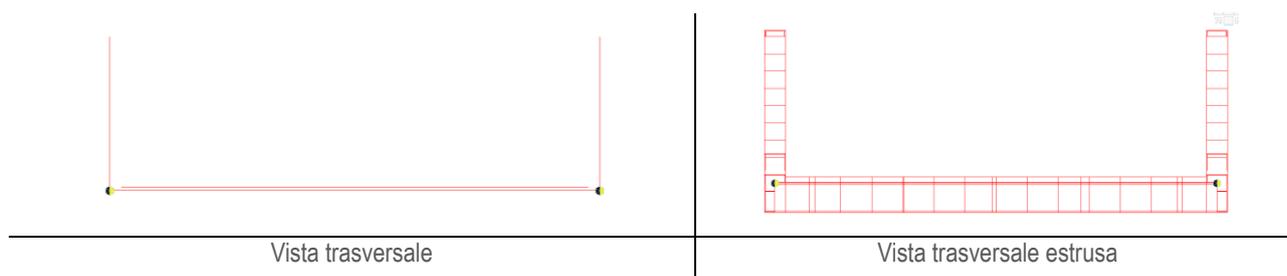


Figura 26 - Modello FE vista laterale

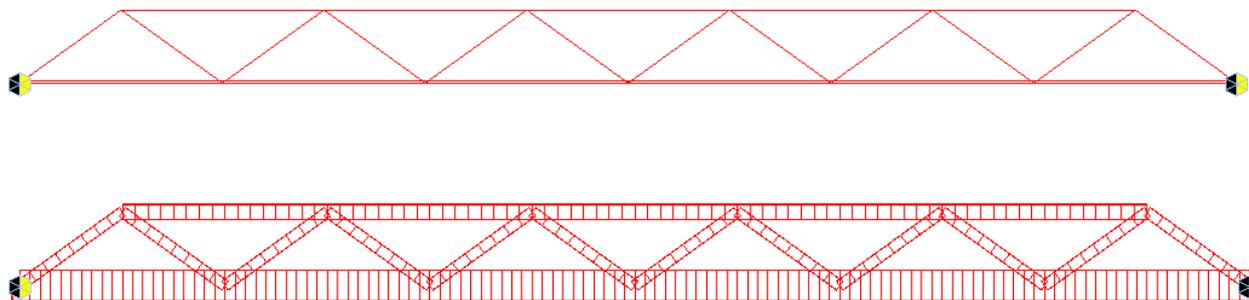


Figura 27 - Modello FE vista longitudinale

Nel modello sono utilizzati le seguenti condizioni di vincolo:

bracci rigidi tra le predalles e la soletta;

appoggi all'estremità dei correnti inferiori delle travi.

Gli elementi di trave sono appoggiati sulle spalle tramite vincoli elastici (*elastic link*) che simulano appoggi di tipo elastomerico con le seguenti rigidezze:

$K_H = 3.52 \text{ kN/mm}$ rigidezza orizzontale in direzione longitudinale e trasversale sugli appoggi di estremità;

$K_V = 2406 \text{ kN/mm}$ rigidezza verticale.

6.5 Modello Plate

Al fine di verificare le concentrazioni locali di tensione negli elementi che costituiscono le travature reticolari (profili scatolari e irrigidimenti) e negli elementi di carpenteria secondaria (traversi e irrigidimenti longitudinali), è stato sviluppato un modello interamente costituito da elementi plate.

Tale modello è rappresentativo del semi-impalcato e pertanto è stato utilizzato con riferimento alle sole condizioni di carico simmetriche rispetto all'asse di mezzzeria del ponte.

La geometria dei singoli elementi principali e dei raccordi circolari tra i differenti profili scatolari, la geometria la posizione degli irrigidimenti, nonché la carpenteria secondaria di impalcato rispecchia fedelmente gli elaborati grafici di progetto.

Analogamente al caso precedente tanto le predalles come la soletta in cls sono state modellate tramite elementi plate con le rispettive eccentricità e vincolati reciprocamente tramite rigid link verticali.

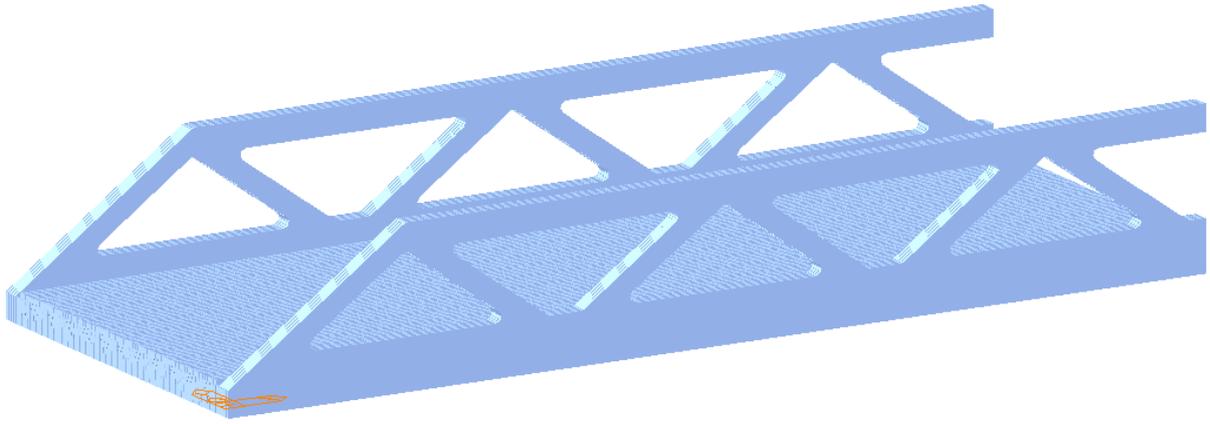


Figura 28

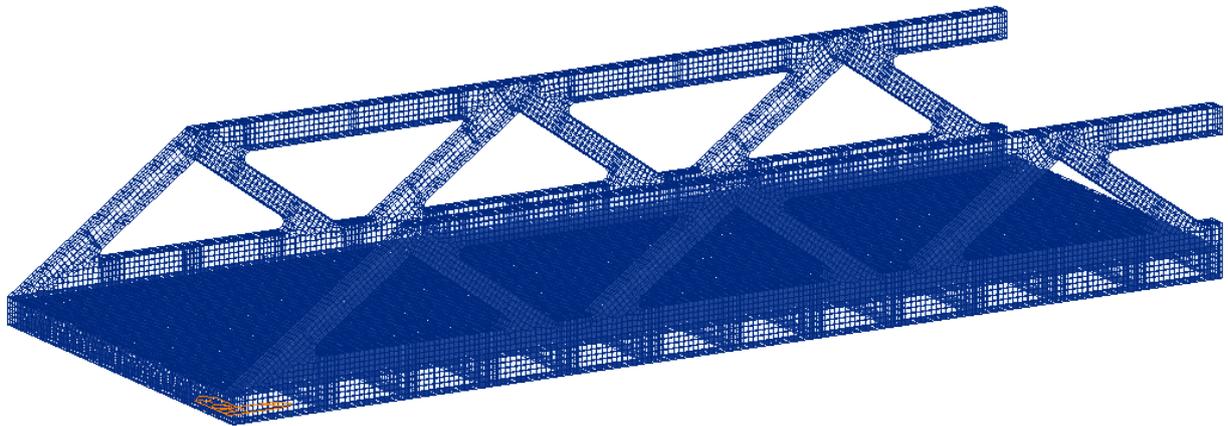


Figura 29

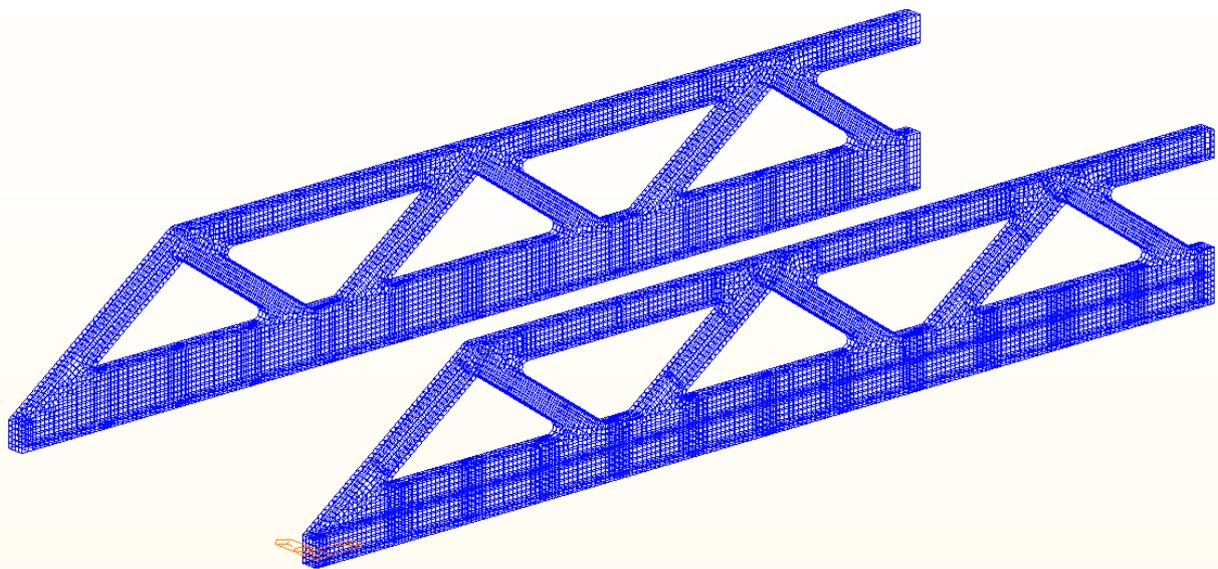


Figura 30

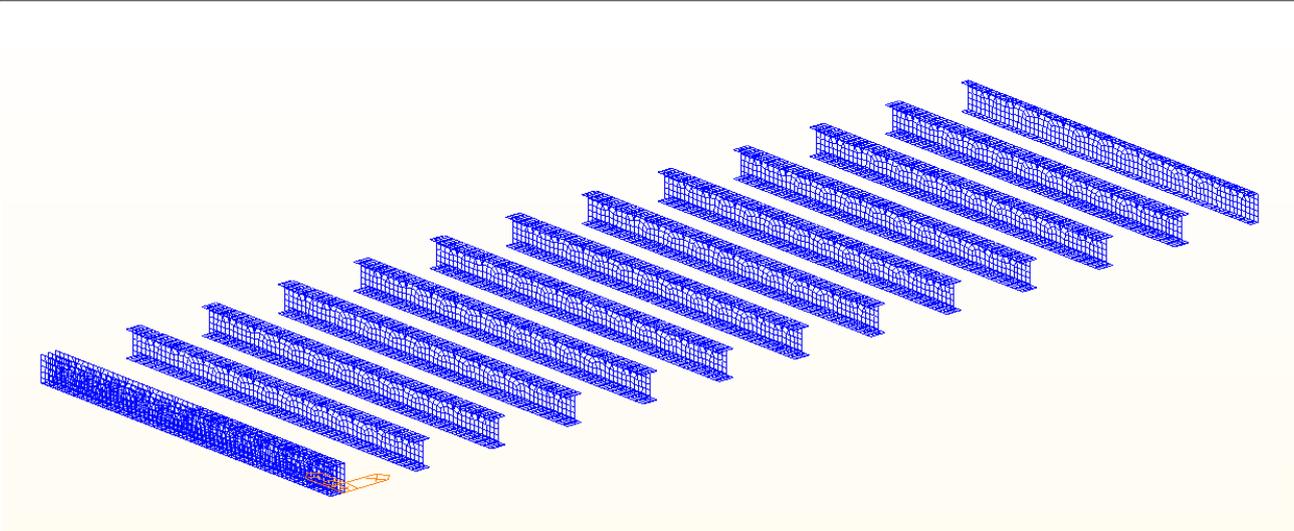


Figura 31

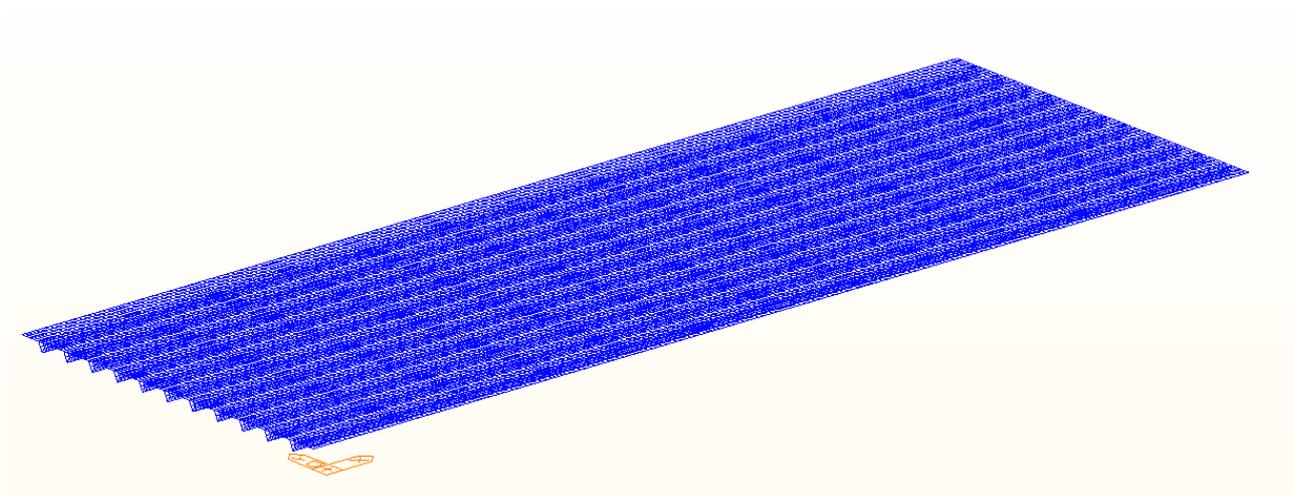


Figura 32

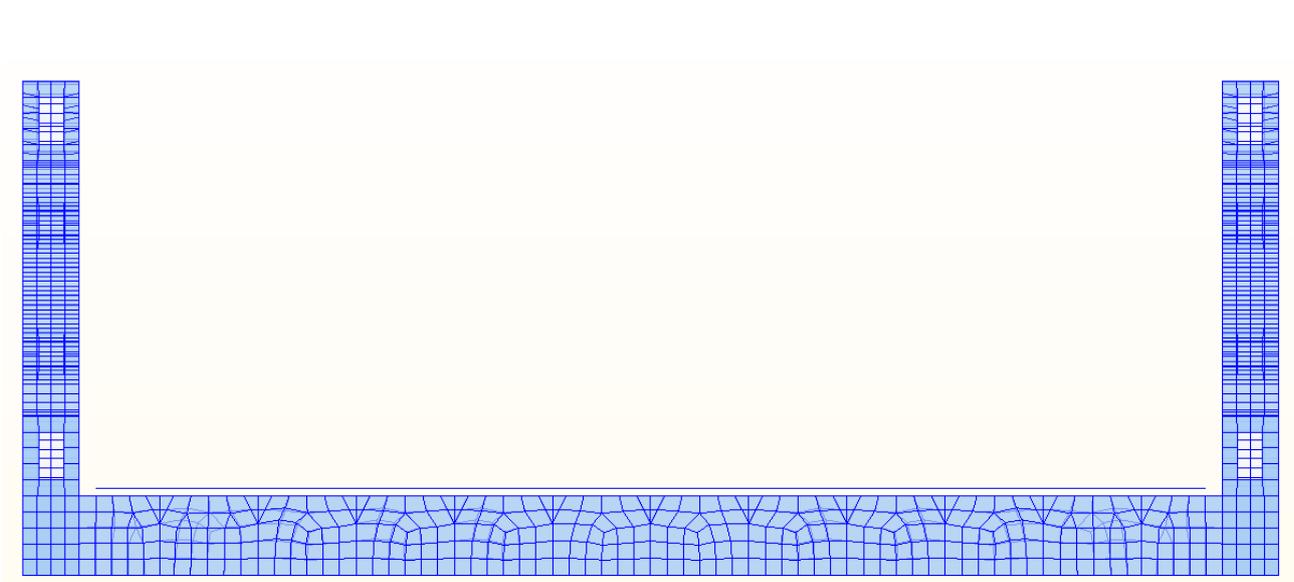


Figura 33

6.6 Effetti del ritiro e della viscosità

Gli effetti della viscosità possono essere messi in conto tramite un’analisi esatta, che tenga conto dello sviluppo nel tempo delle deformazioni anelastiche del calcestruzzo, oppure tramite metodo semplificato, che utilizzi differenti coefficienti di omogenizzazione – definiti dalla normativa vigente – per i diversi tipi di azioni applicate alla struttura. L’analisi sviluppata è basata sul “Metodo Esatto”.

Il software utilizzato consente di discretizzare nel tempo gli effetti delle deformazioni anelastiche del calcestruzzo. Gli effetti del ritiro sono valutati come effetti di n incrementi di deformazione anelastica da ritiro che si sviluppa nel tempo secondo la funzione rappresentata in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**: ad ognuno di questi incrementi è associato lo sviluppo di una deformazione anelastica viscosa, variabile nel tempo. Ambedue le componenti di deformazione anelastica sono modellate come azioni equivalenti, “primary effects”, applicate alla struttura nel suo insieme e tramite i relativi effetti, “secondary effects”. Tali componenti sono esplicitate di seguito. Le azioni equivalenti, “primary effects”, associate alla contrazione impedita da ritiro sono:

sforzi di compressione $F_{xx}(t,t_0)$ ed $F_{yy}(t,t_0)$ applicati baricentricamente agli elementi di soletta;

dove:

$F_{xx}(t,t_0) = F_{yy}(t,t_0)A_c \times E_c \times \varepsilon_r(t,t_0)$ con A_c area per unità di larghezza/lunghezza della soletta, E_c modulo istantaneo del calcestruzzo, $\varepsilon_r(t,t_0)$ deformazione da ritiro al tempo t e $t_0 = 3$ gg.

Tali azioni sono ripartite, imponendo l’equilibrio e la congruenza, tra soletta e strutture in acciaio e si traducono in azioni di sforzo normale baricentrico e momento flettente, “secondary effects”, sulle predalles e sulle membrature principali (travi reticolari) e secondarie (traversi).

Analogamente le azioni equivalenti, “primary effects”, associate alle deformazioni viscosose sono:

una sollecitazione assiale $\Delta N_{\varphi,ij}(t,t_i)$ e/o flettente $\Delta M_{\varphi,ij}(t,t_i)$ applicata baricentricamente sulla soletta;

dove:

$\Delta N_{\varphi,ij}(t,t_i)$ e $\Delta M_{\varphi,ij}(t,t_i)$ sono le sollecitazioni generalizzate associate a variazioni $\Delta \varepsilon_{\varphi,ij}(t,t_i)$ di deformazione viscosa al tempo t dovuta a un incremento di tensione $\Delta \sigma_{ij}(t_i)$ uniforme ovvero lineare sullo spessore della soletta applicata all’istante t_i .

Tali azioni sono ripartite, imponendo l’equilibrio e la congruenza, tra soletta e carpenteria metallica e si traducono in azioni di sforzo normale baricentrico e momento flettente, “secondary effects”.

Fasi di calcolo

I modelli studiati e le fasi di calcolo e di verifica considerano le fasi di montaggio, maturazione e gli effetti differiti conseguenti alle varie età della struttura. Si distinguono le seguenti fasi di riferimento:

fase 1.a: corrispondente al varo dell’impalcato sulle sottostrutture. In questa fase, l’impalcato è soggetto al solo peso proprio della carpenteria metallica;

fase 1.b: corrispondente al getto della soletta. In questa fase sono presenti il peso proprio della carpenteria metallica e il peso della soletta non ancora collaborante applicata come carico distribuito sulle travi;

fase 2.a: impalcato in esercizio completo con soletta collaborante, di durata pari a 30 gg., considera gli effetti dovuti al ritiro iniziale e alla relativa viscosità del calcestruzzo variabili nel tempo.

fase 2.b: impalcato in esercizio completo con soletta collaborante e carichi permanenti portati, di durata pari a 10 000 gg., considera gli effetti dovuti ai carichi applicati, al ritiro a lungo termine e alla relativa viscosità del calcestruzzo variabili nel tempo.

fase 3 (fase finale): impalcato in esercizio per carichi di breve durata, quali quelli mobili, variazioni di temperatura, vento. In questa fase la sezione resistente risulta composta, ovvero acciaio + soletta collaborante, con modulo elastico istantaneo non ridotto.

6.7 Metodo di analisi globale e classificazione delle sezioni

Il DM 2018 prevede per le strutture in acciaio e in acciaio calcestruzzo la possibilità di utilizzare i seguenti metodi di analisi globale:

elastica;

plastica;

elasto-plastica.

Tali metodi di analisi sono associati al metodo di valutazione della resistenza delle sezioni trasversali e alle classi di appartenenza delle sezioni come definite al punto 4.2.3.1 del DM 2018.

Nel caso in esame si adotta un metodo di verifica globale elastico. La verifica in campo elastico è ammessa per tutti i tipi di sezione, con l'avvertenza di tenere conto degli effetti di instabilità locale per le sezioni di classe 4. Pertanto di seguito viene riportata la classificazione delle sezioni condotta per le membrature che costituiscono il ponte in esame.

A seguire si riporta la classificazione delle piattabande e delle pareti laterali per le nervature principali compresse (correnti superiori e diagonali). La denominazione e le caratteristiche dei conchi sono rappresentate in figura.

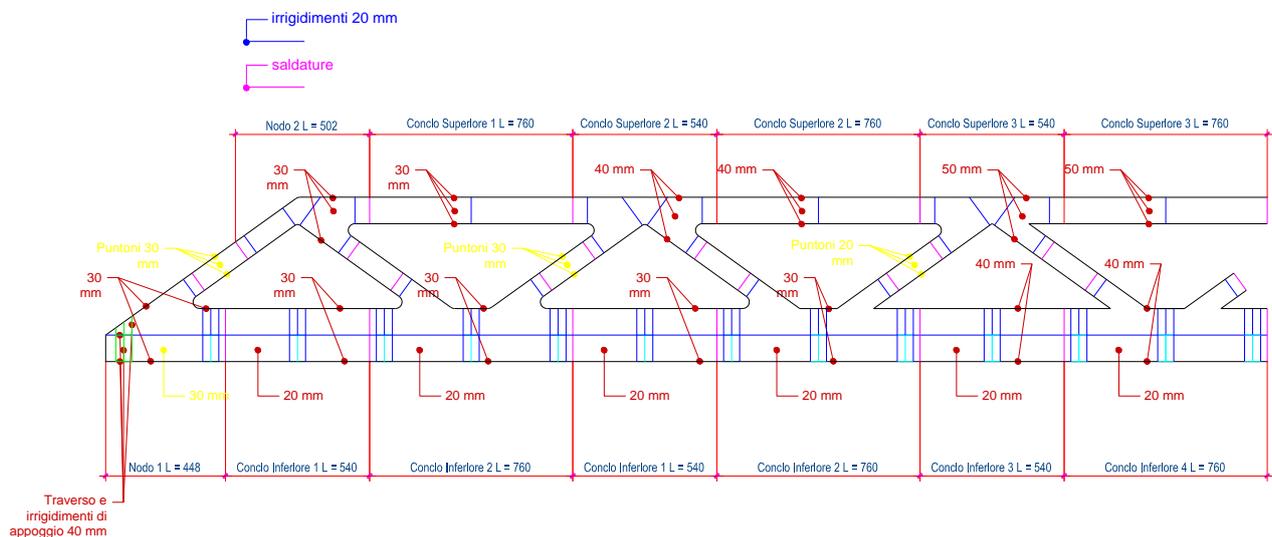


Figura 34 - Conchi

Tabella 10 – Classificazione delle sezioni scatolari chiuse

Concio	Parte	H mm	B _{sup} mm	t _{sup} mm	B _{inf} mm	t _{inf} mm	t _w mm	h _w mm	C mm	ε	42 ε	C/t	Classe
Correnti superiori	Pareti												
	Nodo 1 Lateral (Interna Compressa)	1000	700	30	700	30	30	940	940	0.81	34.02	31.33	3

	Piattabande												
	(Interna Compressa)	700	1000	30	1000	30	30	640	640	0.81	34.02	21.33	3
1 e 2	Pareti Lateral												
	(Interna Compressa)	1000	700	30	700	30	30	940	940	0.81	34.02	31.33	3
3	Piattabande												
	(Interna Compressa)	700	1000	30	1000	30	30	640	640	0.81	34.02	21.33	3
	Pareti Lateral												
	(Interna Compressa)	1000	700	50	700	50	50	900	900	0.81	34.02	18.00	3
	Piattabande												
	(Interna Compressa)	700	1000	50	1000	50	50	600	600	0.81	34.02	12.00	3
Concio		H	B _{sup}	t _{sup}	B _{inf}	t _{inf}	t _w	h _w	C _{inf}	ε	42 ε	C/t	Classe
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	-	-	-	-
Diagonali	Pareti Lateral												
	(Interna Compressa)	700	700	20	700	20	20	660	660	0.81	34.02	33	3
	Piattabande												
	(Interna Compressa)	700	700	20	1000	20	20	660	660	0.81	34.02	33	3

Gli elementi compressi ricadono pertanto tutti in Classe 3.

Per quanto riguarda i traversi di impalcato questi presentano le seguenti caratteristiche geometriche:

$$H = 1000 \text{ mm}$$

$$t_H = 14 \text{ mm}$$

$$B_{sup} = B_{inf} = 700 \text{ mm}$$

$$t_{sup} = t_{inf} = 24 \text{ mm}$$

Nelle tabelle seguenti si riportano pertanto le classificazioni dei pannelli d'anima e delle piattabande dei traversi.

Traversi	=	Pannelli d'Anima	Piattabande
H	mm	1000	700
t _{r, sup}	mm	24	24
t _{r, inf}	mm	24	24
t _a	mm	14	14
h _a	mm	952	-
t	mm	14	24
h _{ysup}	mm	476	-
h _{yinf}	mm	476	-

ε	=	0.81	
14 ε	=		11.34
124 ε	=	100.44	
C	mm	=	952
C/t		=	68
			14.291667
Classe Pannello	=	3	4

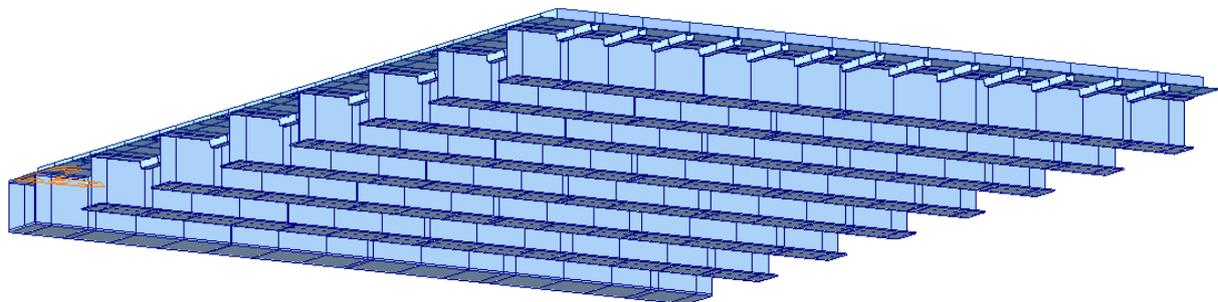
I pannelli d'anima risultano pertanto in Classe 3, mentre le piattabande inferiori, non vincolate alle predalles e alla soletta in c.a., risultano in Classe 4. Si segnala tuttavia che le piattabande inferiori risultano quasi ovunque tese. Ciò nondimeno le verifiche per queste ultime saranno condotte tenendo conto degli effetti di instabilità locale per le sezioni di Classe 4, con le modalità previste al punto C.4.2.4.1.3.4.2 in 0.

Modello di calcolo della soletta

L'analisi e la verifica della soletta sono sviluppate sul modello globale, nel quale la stessa è modellata tramite elementi plate quadrangolari di dimensioni massime pari a circa 65 cm x 105.

I carichi vengono applicati in corrispondenza della mezzeria dello spessore degli elementi plate della soletta come pressioni.

Il modello della soletta è vincolato tramite rigid link alle predalles con un'eccentricità verticale pari 105 mm, ovvero pari alla distanza fra i piani medi di soletta e predalles rispettivamente.



Sono state applicate le seguenti condizioni di carico:

pavimentazione: applicata come pressione uniforme pari a 2.0 kN/m²;

carico aggiuntivo dei marciapiedi: applicata come pressione pari a 4.25 kN/m² sull'ingombro del cordolo di larghezza pari a 1 m per lato;

i carichi accidentali da traffico, sono stati calcolati e posizionati come illustrato al precedente paragrafo 4.6.1.

I carichi eccezionali sono stati applicati, come illustrato al precedente paragrafo 4.7., associando al sistema di forze orizzontali dovute all'urto, un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dallo Schema di Carico 2 e il corrispondente carico orizzontale.

L'azione orizzontale d'urto è stata modellata con:

quattro forze orizzontali $F=90$ kN ad interasse longitudinale di 1.50 m, applicate in asse alla soletta;

quattro coppie $M= F \times d = 90 \times 1.27 = 114.3$ KNm, dove d è la distanza tra la il punto di applicazione della forza e l'asse della soletta.

I carichi da traffico, corrispondenti allo schema di carico 2, sono stati applicati in affiancamento alle azioni d'urto.

7 Metodi di verifica

Premessa

Le verifiche degli elementi strutturali in acciaio sono condotte con metodo tensionale in campo elastico.

Si svolgono nel seguito le verifiche di resistenza delle nervature, le verifiche per instabilità a taglio dei pannelli d’anima, le verifiche a fatica e le verifica di resistenza della soletta.

Si svolgono inoltre verifiche di stabilità globali, flessionale e flessio-torsionale, delle travature tramite analisi di buckling globale della struttura.

Verifiche agli Stati Limite Ultimi degli elementi in acciaio

Verifiche di resistenza

Le verifiche si svolgono in campo elastico in accordo a quanto previsto al punto 4.2.4.1.2 e 4.3.4.2.1.1 del DM 2018. Le verifiche sono pertanto svolte come verifiche tensionali, nei seguenti punti.

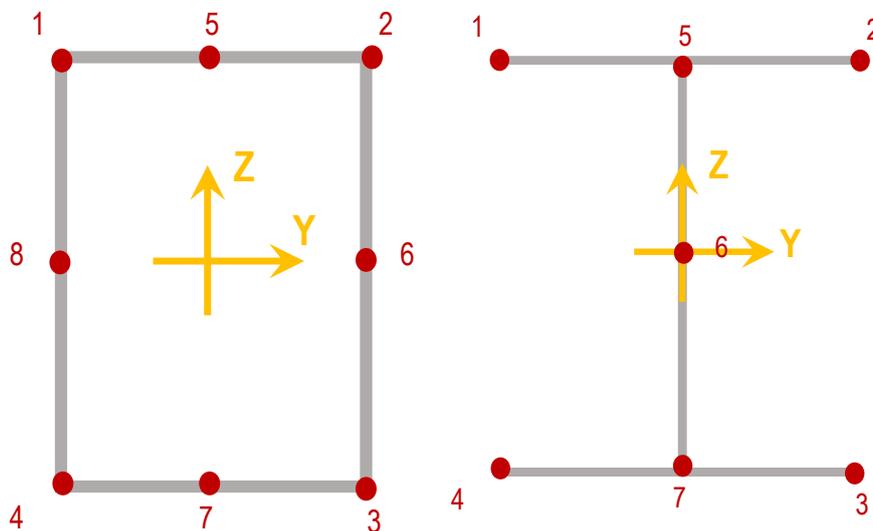


Figura 35 - Punti di verifica per sezioni chiuse e aperte

Per le nervature in acciaio la verifica viene svolta sulla tensione ideale ricavata dallo stato tensionale dell’elemento allo stato limite ultimo:

$$\sigma_{id}^2 = \sigma_n^2 + 3\tau^2 \leq \left(\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \right)^2$$

pertanto per acciaio S355:

$$\sigma_{id} \leq 338 \text{ MPa per } t \leq 40 \text{ mm};$$

Per il calcestruzzo della soletta la verifica viene svolta sulla tensione normale minima (verifica a compressione).

$$\sigma_{cd} \leq f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_M = 19.8 \text{ N/mm}^2$$

Presso o Tenso Flessione bi-assiale e Taglio

Per le sezioni scatolari (tutte almeno di Classe 3) che costituiscono inoltre le membrature delle travature reticolari vengono inoltre condotte le verifiche nei confronti delle Resistenze a Trazione e Compressione, Flessione e Taglio

La **Resistenza di calcolo a Trazione** è calcolata mediante la seguente espressione:

$$N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}$$

La **Resistenza di calcolo a Compressione** (per le sezioni di classe 1, 2 e 3) è data da:

$$N_{c,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}$$

La **Resistenza di calcolo a Flessione** retta vale, per le sezioni di classe 3,

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min}f_y}{\gamma_{M0}}$$

dove $W_{el,min}$ è il modulo resistente elastico minimo della sezione in acciaio.

Per le sezioni di classe 3, la **verifica a presso o tenso-flessione biassiale** è quindi condotta in termini tensionali utilizzando le verifiche elastiche, ovvero verificando la seguente disuguaglianza:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1$$

La **Resistenza di calcolo a Taglio**, in assenza di torsione è pari a:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

Dove A_v è l'area resistente a taglio che è calcolata in accordo a quanto indicato dalla 6.2.6 (3) della EN1993-1. In presenza di torsione, la resistenza a taglio del profilo viene opportunamente ridotta.

Verifiche per instabilità dei pannelli soggetti a compressione e taglio

Si evidenzia che nel caso in esame, relativamente agli elementi in lamiera saldata che compongono le travature reticolari principali, le sollecitazioni di taglio negli elementi compressi (correnti superiori e diagonali) sono nulle o trascurabili, mentre le pareti dei correnti inferiori sono ovunque tese: si trascurano quindi gli effetti dell'instabilità per taglio sui pannelli d'anima degli elementi costituenti le travature reticolari.

Relativamente ai traversi di impalcato, questi sono caratterizzati da flessioni positive, con flange inferiori tese e flange superiori – vincolate alla soletta – compresse, in campata e da flessioni negative, con flange inferiori compresse e flange superiori tese, in prossimità dell'attacco con i correnti inferiori delle travi reticolari. Poiché le piattabande compresse ricadono in Classe 4, con riferimento a tali elementi si svolgono le verifiche per instabilità a compressione.

La verifica è prevista al punto C4.2.4.1.3.4.2 della Circolare del 11-02-2019.

La valutazione della resistenza all'instabilità delle piattabande compresse libere lungo un lato (piattabande in sezioni aperte) viene svolta utilizzando un'area efficace ridotta e pari a:

$$A_{c,eff} = \rho A_c$$

Dove ρ è funzione della snellezza del pannello compresso λ_p :

$$\lambda_p = \frac{c}{28.4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}}$$

$$\rho = 1 \text{ se } \lambda_p \leq 0.748$$

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0.188}{\lambda_p^2} \text{ se } \lambda_p > 0.748$$

con $k_{\sigma} = 0.43$ desunto da tabella C.4.2.IX con riferimento al caso di piatti uniformemente compressi ($\psi = 1$).

Verifica dell'instabilità per Imbozzamento dei pannelli d'anima

I pannelli d'anima, indipendentemente dalla classe della sezione, sono stati verificati anche nei confronti dell'imbozzamento per effetto dell'azione combinata di taglio momento e sforzo normale. La verifica per imbozzamento è stata condotta secondo il metodo fornito al par. 7.6.2.1 dalla norma CNR-10011.

Verifiche per instabilità globale

E' stata effettuata un'analisi di buckling per la determinazione del moltiplicatore critico dei carichi accidentali.

L'analisi di buckling lineare viene utilizzata per calcolare il moltiplicatore critico dei carichi e il corrispondente modo di buckling della struttura. L'analisi comporta che le equazioni di equilibrio per la struttura sotto carico siano espresse in corrispondenza della configurazione deformata come:

$$K \cdot U + K_G \cdot U = F$$

Dove:

K è la matrice di rigidezza elastica;

K_G è la matrice di rigidezza geometrica;

U è il vettore degli spostamenti nodali; e

F è il vettore dei carichi nodali.

Essendo la matrice di rigidezza geometrica funzione delle sollecitazioni nella struttura, la ricerca del moltiplicatore critico dei carichi esterni viene convenzionalmente ricondotto a un problema agli autovalori esprimendo sia la matrice di rigidezza geometrica che il vettore dei carichi nodali in funzione del vettore base dei carichi applicati F_0 e del moltiplicatore dei carichi λ .

$$(K + \lambda \cdot K_G(F_0)) \cdot U = \lambda \cdot F_0$$

Il moltiplicatore critico dei carichi, λ_{cr} , e il modo critico, U_{cr} , saranno quindi il più piccolo degli autovalori dell'equazione precedente e il corrispondente autovettore.

Verifiche allo Stato Limite Ultimo di Fatica

Le verifiche a fatica sono svolte per vita illimitata, facendo riferimento a dettagli caratterizzati da limiti di fatica ad ampiezza costante sul massimo delta di tensione ideale $\Delta\sigma_{max} = (\sigma_{max} - \sigma_{min})$ e tangenziale $\Delta\tau_{max} = (\tau_{max} - \tau_{min})$.

Nel caso in esame si fa riferimento ai seguenti dettagli:

saldature di composizione delle membrature principali;

giunto trasversale saldato delle membrature principali;

La classe di dettaglio definisce le classi di resistenza a fatica in termini di range tensionali, $\Delta\sigma_C$ e $\Delta\tau_C$ espressi in MPa per $N = 2 \times 10^6$ cicli, e i limiti a fatica ad ampiezza costante, $\Delta\sigma_D$ e $\Delta\tau_D$ espressi in MPa per $N = 5 \times 10^6$ cicli e per $N = 1 \times 10^8$ cicli rispettivamente.

La verifica consiste quindi nel soddisfare i seguenti criteri:

$$\Delta\sigma_{max} \leq \Delta\sigma_D / \gamma_{Mf};$$

$$\Delta\tau_{max} \leq \Delta\tau_D / \gamma_{Mf}.$$

Le classi di dettaglio a cui si fa riferimento sono riepilogate nel seguito.

- ✓ saldature a completa penetrazione di composizione delle travi principali

$\Delta\sigma_C = 100$ MPa (ref. Circolare del 11/02/2019, Tab. C4.2.XIII, dettaglio 6);

$$\Delta\sigma_D = 0.737 \times \Delta\sigma_C = 73.7 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{Mf} = 1.35$$

✓ giunto trasversale saldato delle membrature principali

$$\Delta\sigma_C = 71 \text{ MPa (ref. Circolare del 11/02/2019, Tab. C4.2.XIV, dettaglio 13);}$$

$$\Delta\sigma_D =$$

- $0.737 \times \Delta\sigma_C \times 1.000 = 52.33 \text{ MPa per } t = 20 \text{ mm;}$
- $0.737 \times \Delta\sigma_C \times 0.964 = 50.45 \text{ MPa per } t = 30 \text{ mm;}$
- $0.737 \times \Delta\sigma_C \times 0.910 = 47.60 \text{ MPa per } t = 30 \text{ mm;}$

$$\gamma_{Mf} = 1.35.$$

7.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi della soletta

Verifiche di resistenza a flessione

Sulla soletta sono state condotte verifiche a flessione delle sezioni in cemento armato in corrispondenza in corrispondenza delle campate. È stato verificato che nei punti più sollecitati della soletta fosse verificata la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed,c}}{M_{Rd,c}} \leq 1$$

Le verifiche flessionali allo SLU sono state eseguite adottando le seguenti ipotesi:

Conservazione delle sezioni piane;

Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;

Resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;

Rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;

Rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima;

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura sono state dedotte a partire dalle deformazioni utilizzando i rispettivi diagrammi tensione-deformazione.

Per quanto attiene la legge σ - ϵ del calcestruzzo si è utilizzata una curva parabola-rettangolo, considerando solo la porzione compressa e con $\epsilon_{c2}=0,2\%$ ed $\epsilon_{cu}=0,35\%$.

Per quanto riguarda l'acciaio si è assunto un diagramma bilineare elastico-perfettamente plastico indefinito.

Verifiche di resistenza a taglio

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dalla NTC2018 al 4.1.2.3.5.

Per il calcolo della capacità degli elementi strutturali non dotati di specifiche armature trasversali resistenti a taglio si adotta la seguente formulazione:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_c \right] \cdot b_w \cdot d; (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

con:

f_{ck} è espresso in MPa;

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

In cui:

d: altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{s1}/(b_w \cdot d)$: rapporto geometrico di armature longitudinale tesa (≤ 0.02);

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ [MPa] : tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 f_{cd}$);

b_w : larghezza minima della sezione (in mm);

Per il calcolo della capacità degli elementi strutturali dotati di specifiche armature trasversali resistenti a taglio si adotta la schematizzazione a traliccio mediante le seguenti formule:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a “taglio trazione” V_{Rsd} si calcola come:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo, la resistenza di progetto a “taglio compressione” V_{Rcd} si calcola come:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v f_{cd} \frac{(ctg\alpha + ctg\theta)}{(1 + ctg^2\theta)}$$

In cui:

d : altezza utile della sezione (in mm);

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ [MPa] : tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 f_{cd}$);

b_w : larghezza minima della sezione (in mm);

A_{sw} : area dell'armatura trasversale;

s : interasse tra due armature trasversali consecutive;

α : angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse;

$v f_{cd}$: resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($v= 0.5$);

α_c : coefficiente maggiorativo pari a:

1 per membrature non compresse

$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$ per $0 \leq \sigma_{cp} \leq 0.25 f_{cd}$

1.25 per $0.25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.50 f_{cd}$

$2.5 (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ per $0.5 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd}$

θ : inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave;

Il valore dell'angolo θ deve rispettare i seguenti limiti:

$$1 \leq ctg\theta \leq 2.5$$

Implementando le formule esplicitate sopra, il valore del taglio resistente è stato calcolato attraverso un apposito foglio di calcolo.

Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

Le verifiche svolte sotto combinazioni di carico di esercizio sono:

- inflessione dell’impalcato nel piano verticale;
- verifica di limitazione delle tensioni in esercizio negli elementi in c.a.;
- verifiche a fessurazione della soletta.

7.2 Verifica di deformabilità

La verifica allo stato limite di deformazione è stata condotta imponendo dei limiti massimi in relazione alle esigenze del traffico, all’aspetto della struttura, nonché dei vincoli e dei dispositivi di giunto previsti in progetto. Per le verifiche di deformabilità si è assunto come limite per il rapporto freccia/luce il valore 1/500 in combinazione caratteristica sotto carichi variabili da traffico.

Verifica di limitazione delle tensioni di esercizio

La massima tensione di compressione del cls deve rispettare la limitazione:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} \quad \text{per combinazione caratteristica;}$$

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} \quad \text{per combinazione quasi permanente.}$$

La massima tensione dell’acciaio deve rispettare la limitazione:

$$\sigma_s < 0.8 f_{yk} \quad \text{per combinazione caratteristica.}$$

Verifiche a fessurazione della soletta

Conformemente a quanto premesso nel Par. 3.2 le verifiche a fessurazione della soletta vengono svolte verificando i seguenti limiti per l’apertura delle fessure:

$$\text{Condizione SLE Frequente} \quad w_k \leq 0.3 \text{ mm}$$

$$\text{Condizione SLE Quasi Permanente} \quad w_k \leq 0.2 \text{ mm}$$

7.3 Verifiche dei dispositivi di appoggio

7.3.1 Verifiche di resistenza

Per le verifiche di resistenza dei dispositivi di appoggio si fa riferimento alle resistenze di progetto individuate dal fornitore, ovvero:

V = carico verticale massimo ammissibile sotto combinazione sismica allo SLC;

Fzd = carico verticale massimo ammissibile sotto combinazione statica allo SLU e spostamento orizzontale massimo pari a 10 mm.

7.3.2 Verifica della corsa massima

La corsa massima del dispositivo di appoggio, da confrontarsi con la corsa massima ammissibile per l’isolatore, è valutata come la somma delle seguenti aliquote:

$$\Delta c = dE(r+v) + 0.5 dE\Delta T + dESLC$$

Dove:

dE(r+v) è l’aliquota di spostamento permanente dovuta al ritiro e alla viscosità, ove presenti;

d_{EAT} è l'aliquota di spostamento dovuto alla deformazione termica uniforme pari a 20° , cautelativamente considerato nella combinazione allo SLC con un fattore di 0.5;

d_{ESLC} = è lo spostamento dovuto alle azioni sismiche nella direzione longitudinale;

7.3.3 Verifiche dei giunti

Per il dimensionamento dei giunti si adotta il valore:

$$L = (+ / -) 2 \times \Delta c$$

7.3.4 Verifica delle spalle

Le sollecitazioni globali che le spalle ricevono dall'impalcato, sono ottenute dai modelli di calcolo globali implementati in Midas Civil. A tali sollecitazioni sono aggiunti i pesi propri degli elementi strutturali, del terreno di riempimento della spalla, le spinte del terreno di rilevato e, in condizioni sismiche, le masse.

Per i muri verticali delle spalle sono stati adottati modelli a trave con vincolo a mensola per il muro frontale e i muri andatori. Per le platee di fondazione, si è utilizzato un modello a piastra, discretizzato mediante elementi shell.

I pesi propri e le masse sono esplicitate nelle tabelle riportate nei paragrafi seguenti.

Le spinte del terreno di rilevato, invece, sono state valutate come segue, con riferimento alle seguenti caratteristiche fisico meccaniche del terreno di rilevato.

$\varphi = 38^\circ$ angolo d'attrito;

$c = 0$ coesione interna;

$\gamma = 20 \text{ kN/mc}$ peso specifico.

7.3.4.1 Condizioni statiche

La spinta del terreno del rilevato in condizioni statiche, viene valutata in termini di spinta a riposo, adottando un coefficiente di spinta pari a:

$$K_o = (1 - \sin \varphi)$$

Ne consegue che la spinta statica agente su un metro di parete con altezza H è pari a:

$$S_{\text{stat}} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot k_o$$

La spinta così calcolata è applicata ad una altezza pari a $H/3$.

In condizioni statiche si considera un sovraccarico accidentale pari a $Q = 20.0 \text{ KN/m}^2$.

La presenza del sovraccarico Q genera una spinta pari a:

$$S_q = Q \cdot H \cdot K_o$$

Tale spinta è applicata ad una altezza pari a $H/2$.

7.3.4.2 Condizioni sismiche

Conformemente alle indicazioni fornite dalle seguenti norme:

D.M 14/01/2008;

UNI EN 1997-2005-Progettazione Geotecnica

Le azioni indotte dal terreno in condizioni sismiche sulle strutture della spalla sono valutate con le seguenti modalità.

Le azioni sismiche orizzontali e verticali che si interessano le strutture delle spalle ed il terreno di riempimento tra i muri andatori sono state valutate in accordo alle specifiche fornite dal DM 14/01/08 per la verifica sismica delle opere di sostegno (prg 7.11.6.2.1 *Metodi di analisi*).

Nello specifico, le azioni le forze di inerzia orizzontali (F_h) e verticali (F_v) da considerare nell’ambito delle verifiche con metodi pseudo statici, si ottengono applicando ai pesi propri e permanenti i seguenti coefficienti sismici

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad (7.11.6)$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad (7.11.7)$$

dove

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l’accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g \quad (7.11.8)$$

dove

S = coefficiente che comprende l’effetto dell’amplificazione stratigrafica (S_s) e dell’amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente β_m assume i valori riportati nella Tab. 7.11-II.

Per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario.

Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l’incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di specifici studi si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

Tabella 7.11.II - Coefficienti di riduzione dell’accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

Figura 36 – Coefficienti sismici (estratto D.M. 14/01/2008 p.to 7.11.6.2.1)

Con riferimento al valore da assegnare al coefficiente β_m , si è fatto riferimento alle indicazioni di cui alla Tabella 7.1.II riportata nella stessa sezione della norma, tenendo tuttavia conto della specifica che prescrive, nel caso di muri che non siano in grado di subire spostamenti (quale è il caso delle spalle del viadotto in questione che in virtù della elevata rigidità sia del sistema di fondazione che della parte in elevazione, è interessata da spostamenti trascurabili durante l'evento sismico) un valore del coefficiente β_m pari ad 1.0. Assumendo tale valore si considera che, cautelativamente, il terreno di riempimento è rigidamente connesso alla spalla e non subisce deformazioni o movimenti relativi rispetto ad essa.

La forza di calcolo E_d è da considerare come la risultante delle spinte statiche e dinamiche del terreno.

In assenza di uno studio più dettagliato che prenda in considerazione la rigidità relativa, il tipo di movimento e la massa dell'opera di sostegno, si assume che la forza dovuta alla spinta dinamica del terreno sia applicata a metà altezza del muro ed agisca con un'inclinazione rispetto alla normale al muro uguale a zero.

La spinta totale di progetto E_d esercitata dal terrapieno ed agente sull'opera di sostegno in condizioni sismiche è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) K H^2 + E_{ws}$$

dove:

H è l'altezza del muro;

E_{ws} è la spinta idrostatica;

γ è il peso specifico del terreno (definito ai punti seguenti);

K è il coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico).

Il coefficiente di spinta del terreno può essere calcolato mediante la formula di Mononobe e Okabe.

Per stati di spinta attiva:

$$\beta \leq \phi - \theta : K = \frac{\sin^2 (\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin (\phi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin (\phi + \delta) \sin (\phi - \beta - \theta)}{\sin (\phi - \theta - \delta) \sin (\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta : K = \frac{\sin^2 (\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin (\psi - \theta - \delta)}$$

Nelle precedenti equazioni vengono usati i seguenti valori:

$\phi = 38^\circ$ angolo di resistenza a taglio del terreno in condizioni di sforzo efficace;

$\psi = 90^\circ$ angolo d'inclinazione rispetto all'orizzontale della parete del muro di monte;

$\beta = 0^\circ$ angolo d'inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno;

$\delta/\phi = 0.66$ rapporto angolo di attrito terra-muro e angolo di resistenza a taglio

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 + k_v}$$

In particolare, per il calcolo della spinta statica esercitata sul muro frontale e sui muri laterali dal terreno contenuto nella spalla, si è fatto riferimento, per la fase statica, ad una situazione di spinta a riposo (K_0); per quanto riguarda invece la fase sismica, si sommano agli effetti di una situazione di spinta attiva, gli incrementi di spinta esercitati dal terreno in fase sismica ottenuti convenzionalmente come differenza tra spinta attiva valutata in condizioni sismiche (K'_a , calcolato con l'espressione di Mononobe-Okabe) ed in fase statica.

Infine, nel caso specifico non essendo presente la falda, la spinta idrostatica è nulla.

8 RISULTATI DELL'ANALISI STRUTTURALE

Si utilizza un'analisi lineare elastica per gli effetti delle azioni tenendo in conto fenomeni differiti quali la viscosità e ritiro, gli effetti delle azioni termiche e le fasi costruttive.

In questa sezione sono rappresentati alcuni risultati dell'analisi condotta sul modello globale, in termini di sollecitazioni (kN, kNm) e spostamenti (mm), in forma grafica e per le sole nervature principali.

8.1 Risultati in fase di getto

Si riportano di seguito le sollecitazioni nella fase 1.b, in presenza della sola carpenteria di acciaio come elemento resistente e di tutti i pesi propri strutturali come carichi applicati.

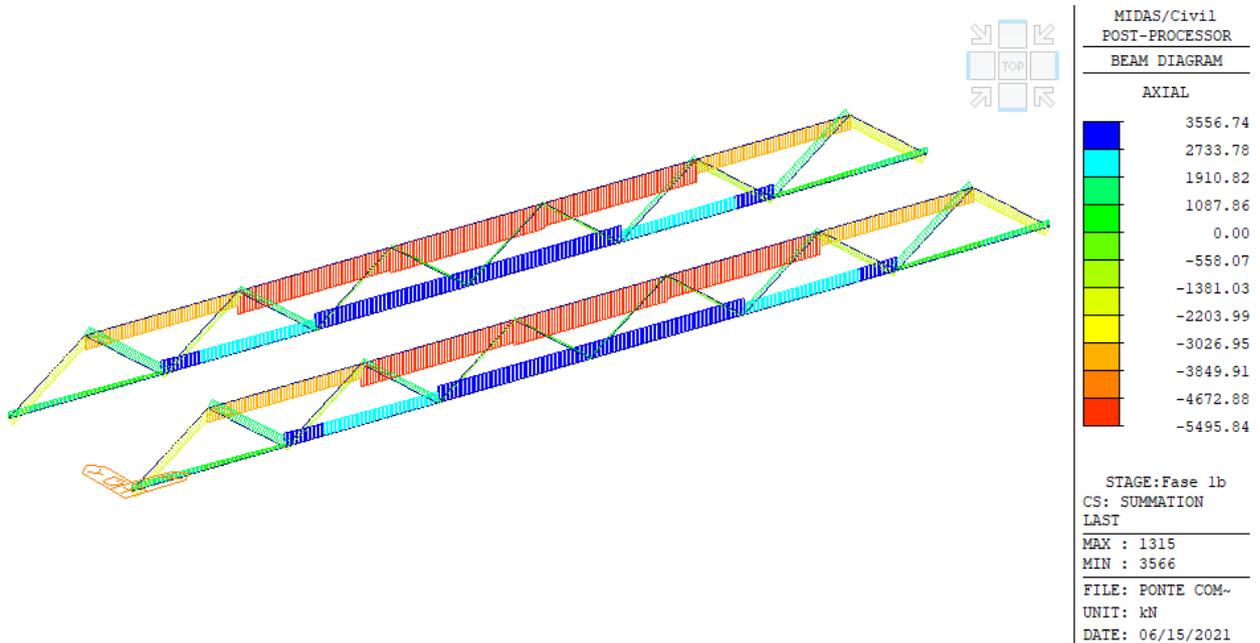


Figura 37 – G1.1+G1.2 – Travi reticolari: Sforzo Normale N (kN)

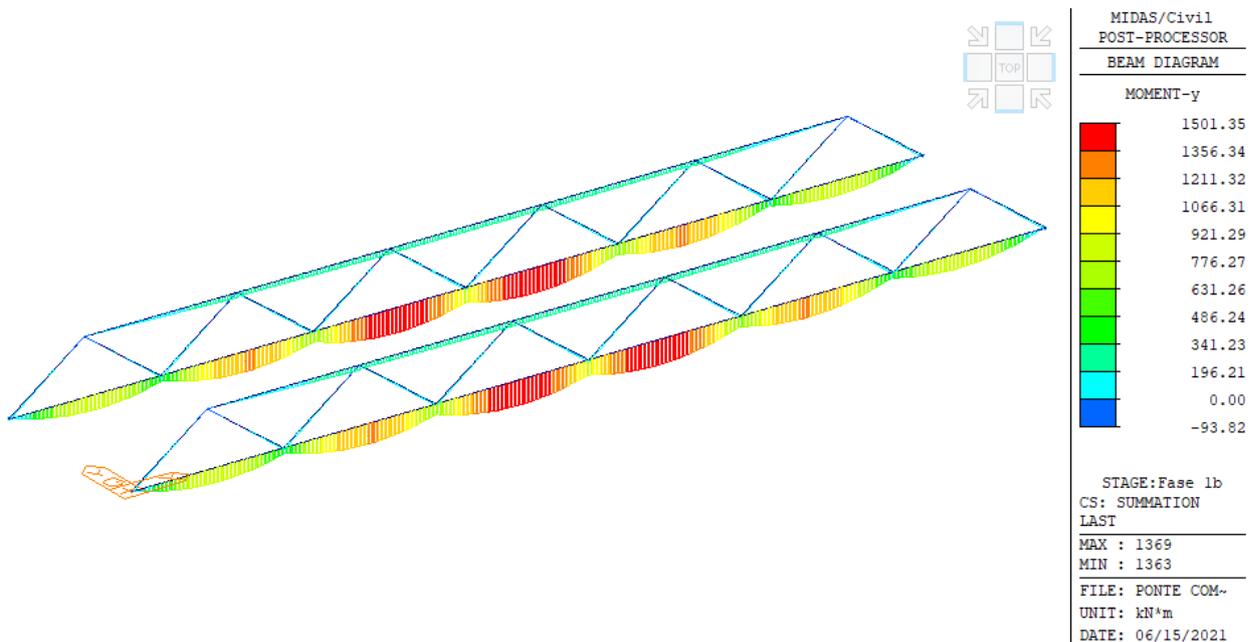


Figura 38 – G1.1+G1.2 – Travi reticolari: Momento flettente My (kNm)

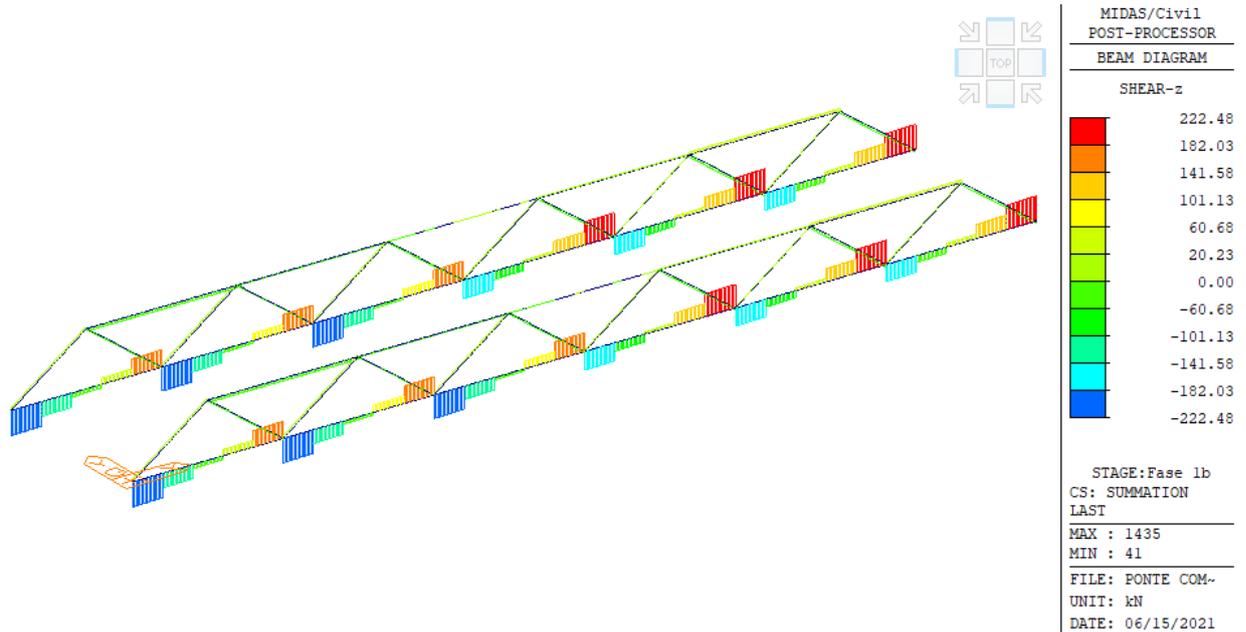


Figura 39 - G1.1+G1.2 – Travi reticolari: Taglio Fz (kNm)

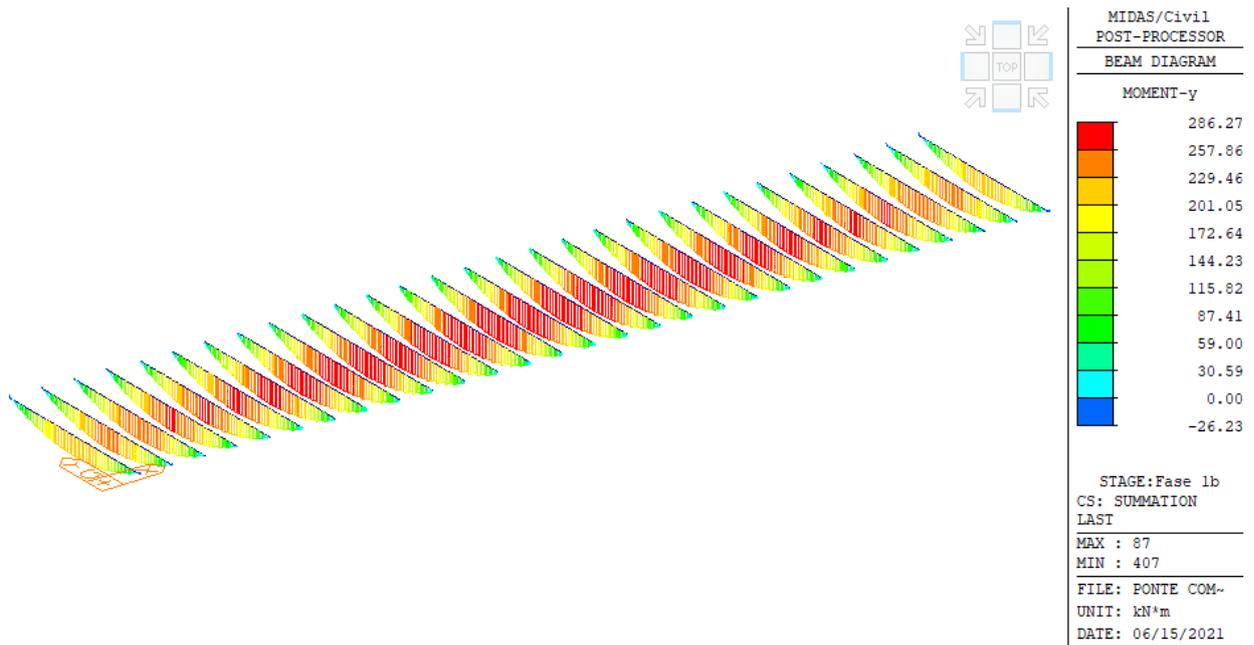


Figura 40 – G1.1+G1.2 – Traversi inferiori: Momento flettente My (kNm)

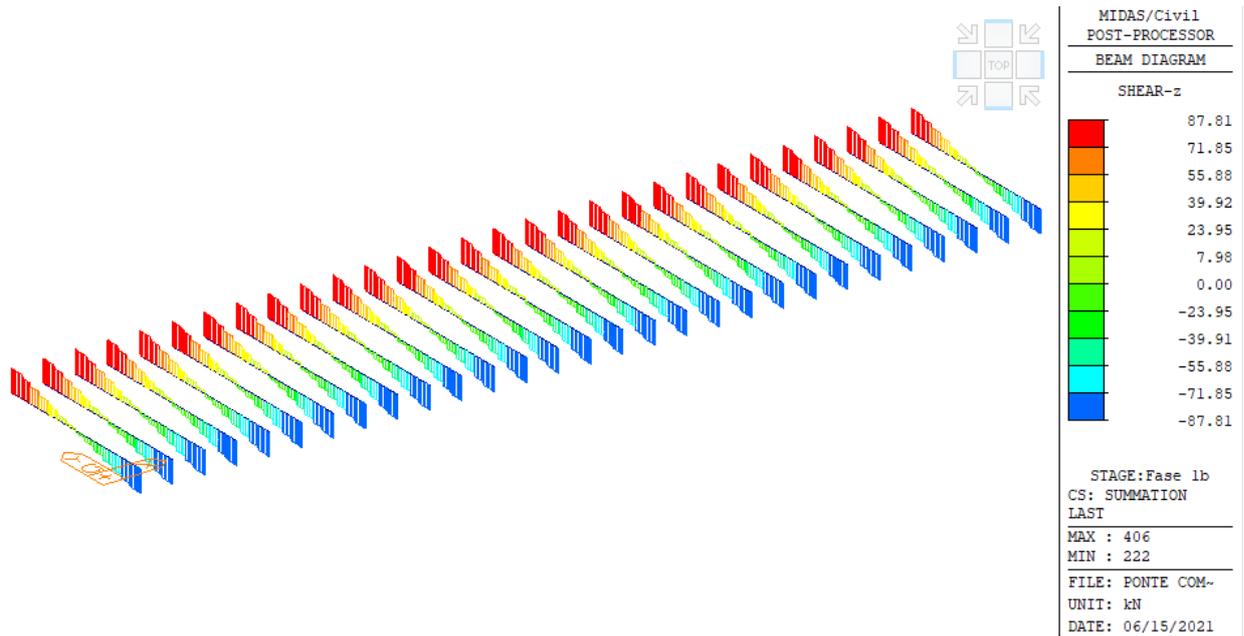


Figura 41 - G1.1+G1.2 – Traversi inferiori: Taglio Fz (kNm)

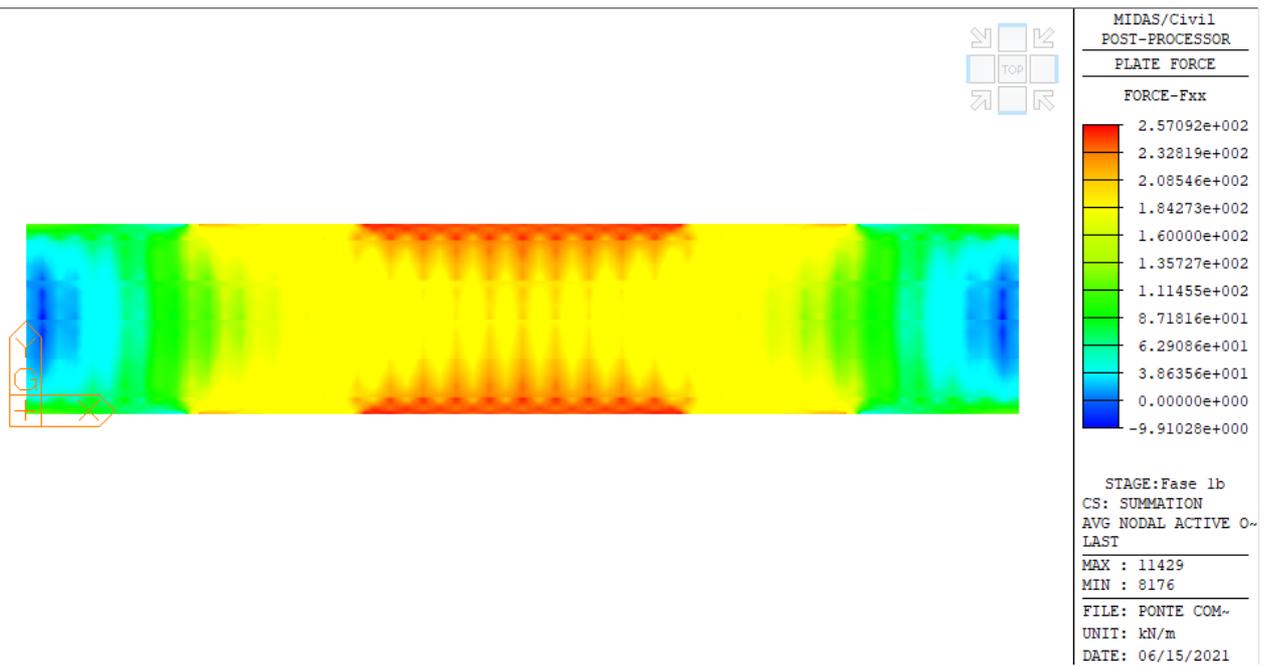


Figura 42 - G1.1+G1.2 – Predalles: Sforzi Fxx (kN/m)

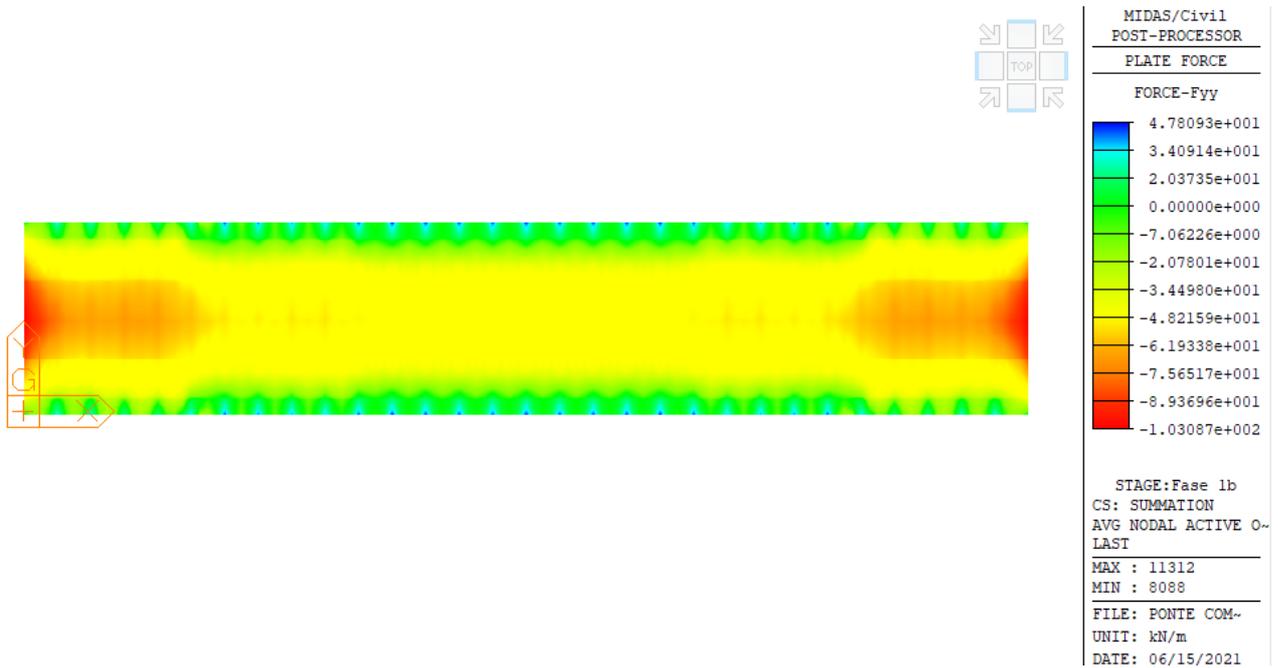


Figura 43 - G1.1+G1.2 – Predalles:Sforzi Fxx (kN/m)

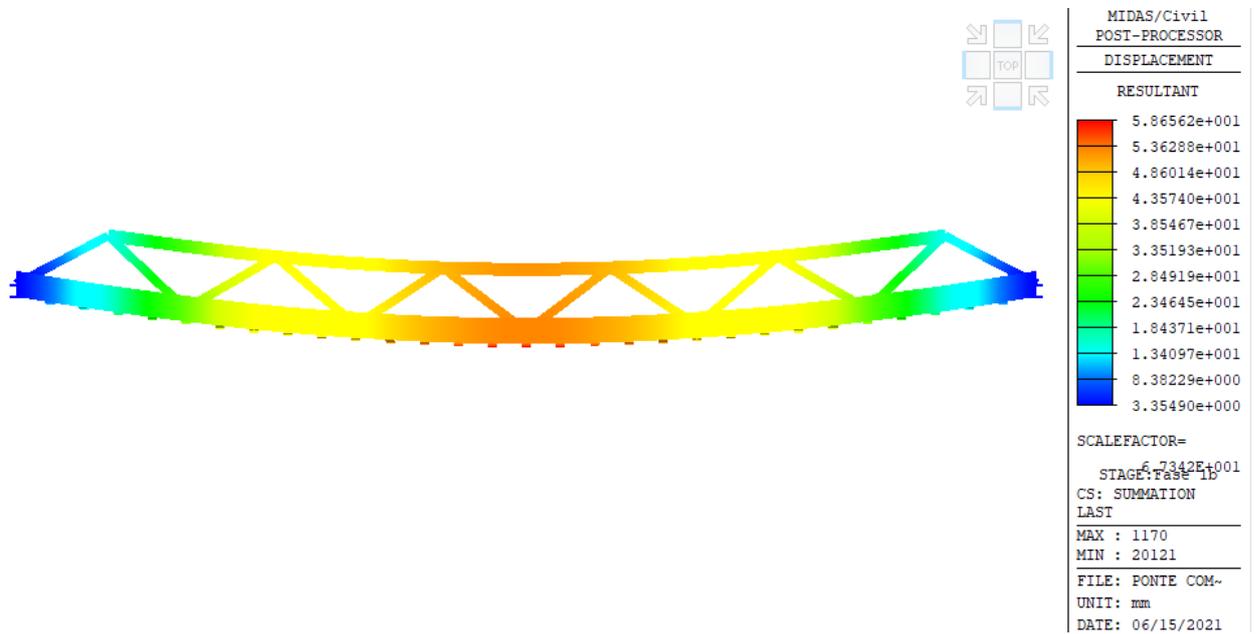


Figura 44 - G1.1+G1.2 – Spostamenti (mm) (da modello 1 beam + plate)

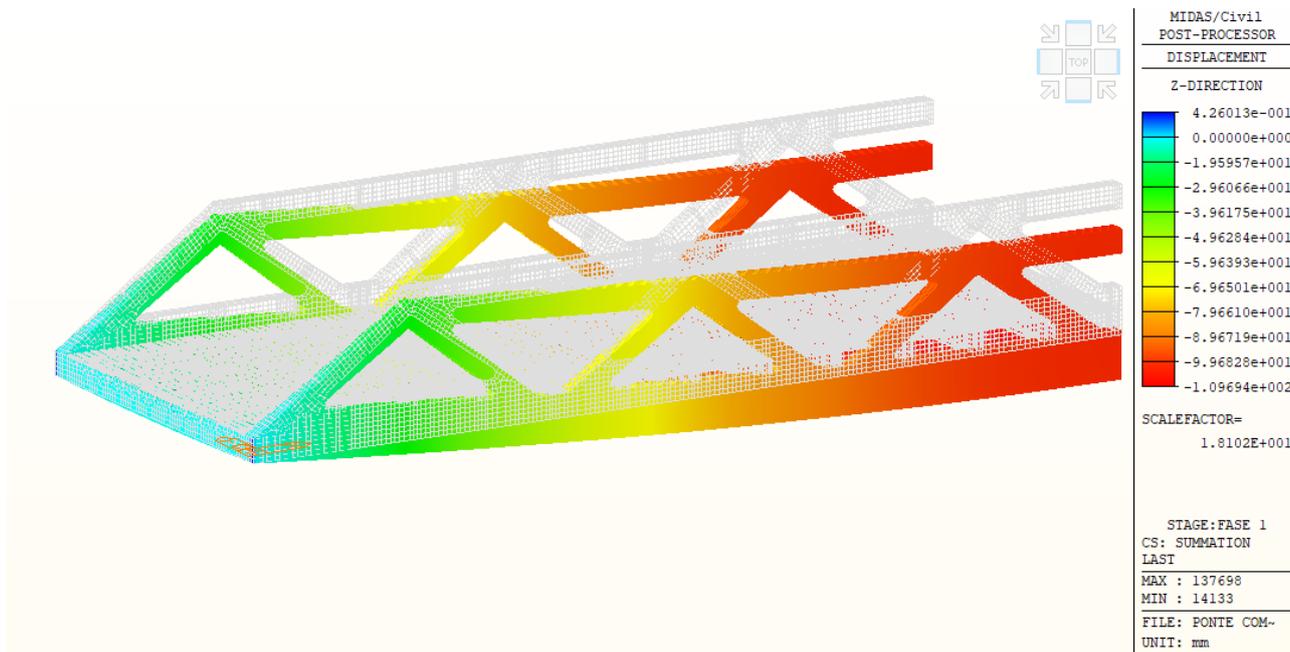


Figura 45 - G1.1+G1.2 – Spostamenti (mm) (da modello 2 plate)

8.2 Risultati a t_{00}

Si riportano di seguito le sollecitazioni al termine della fase 3, sulla carpenteria in acciaio e sulla soletta, dove i carichi applicati sono:

- pesi propri (G1);
- carichi permanenti portati (G2);

effetti del ritiro e della viscosità (E1, E2).

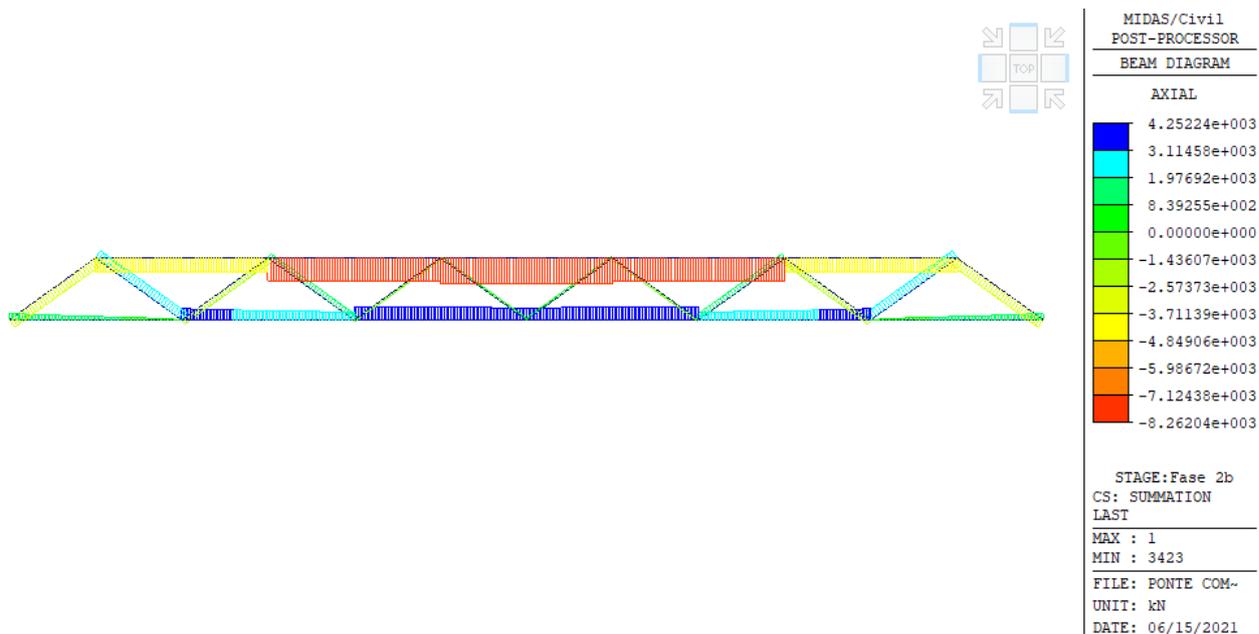


Figure 1 – G1+G2+E2 – Travi reticolari: Sforzo Normale N (kN)

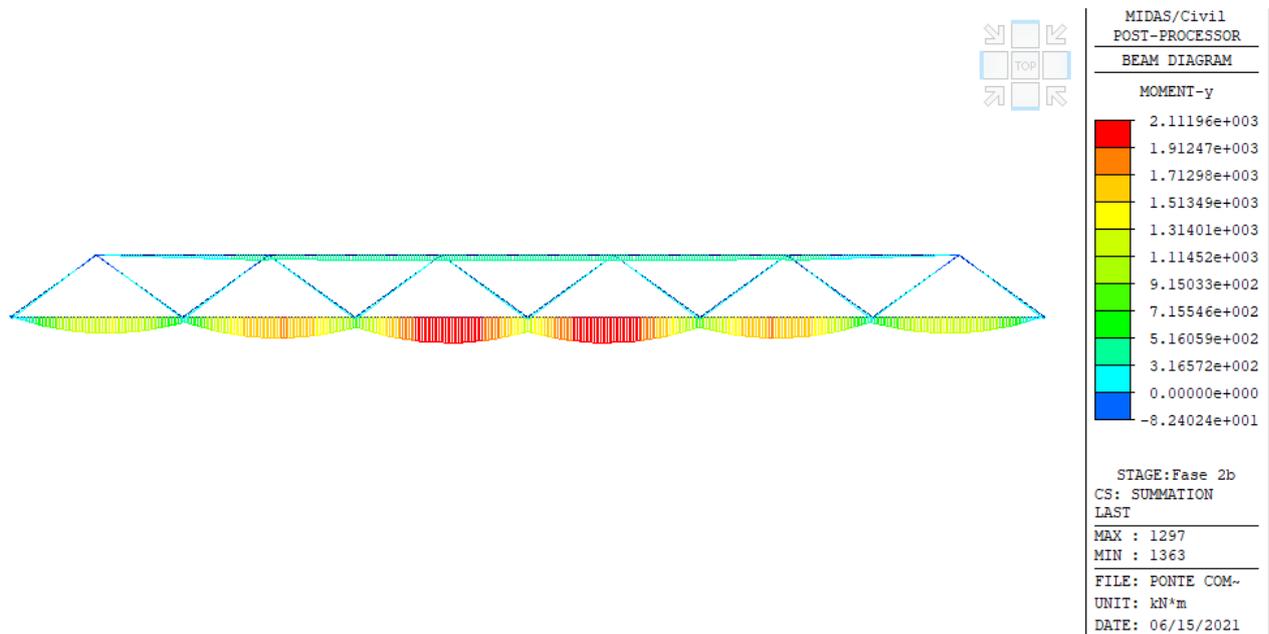


Figure 2 – G1+G2+E2 – Travi reticolari: Momento Flettente My (kNm)

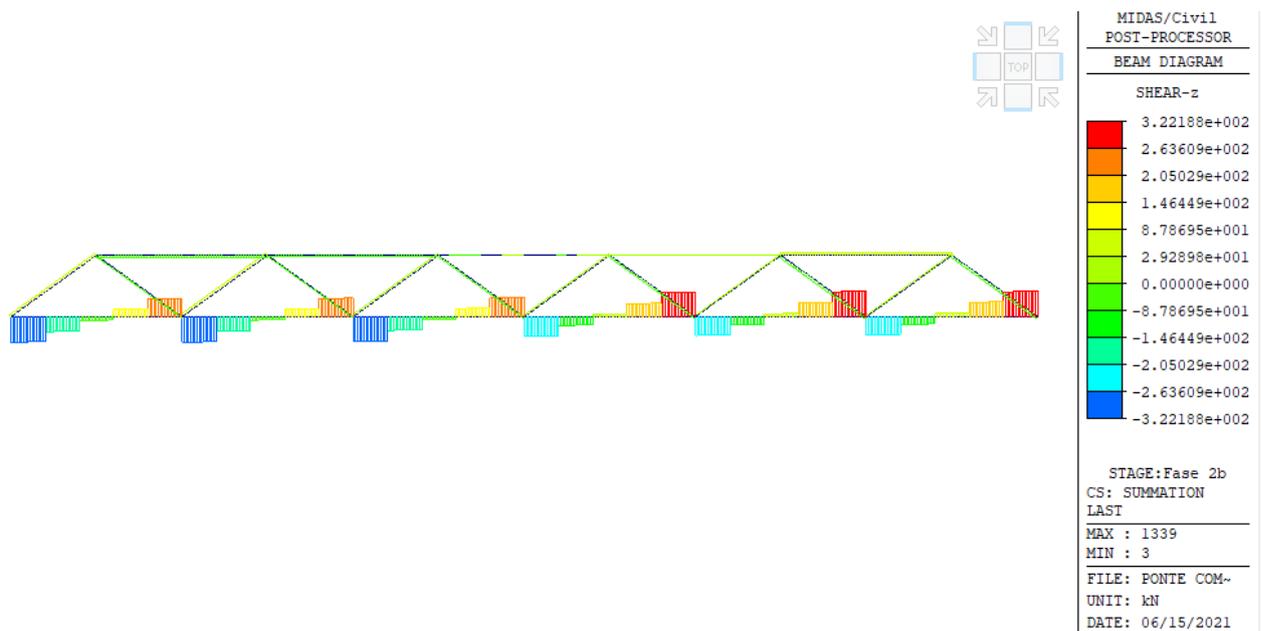


Figure 3 – G1+G2+E2 – Travi reticolari: Taglio Fz (kN)

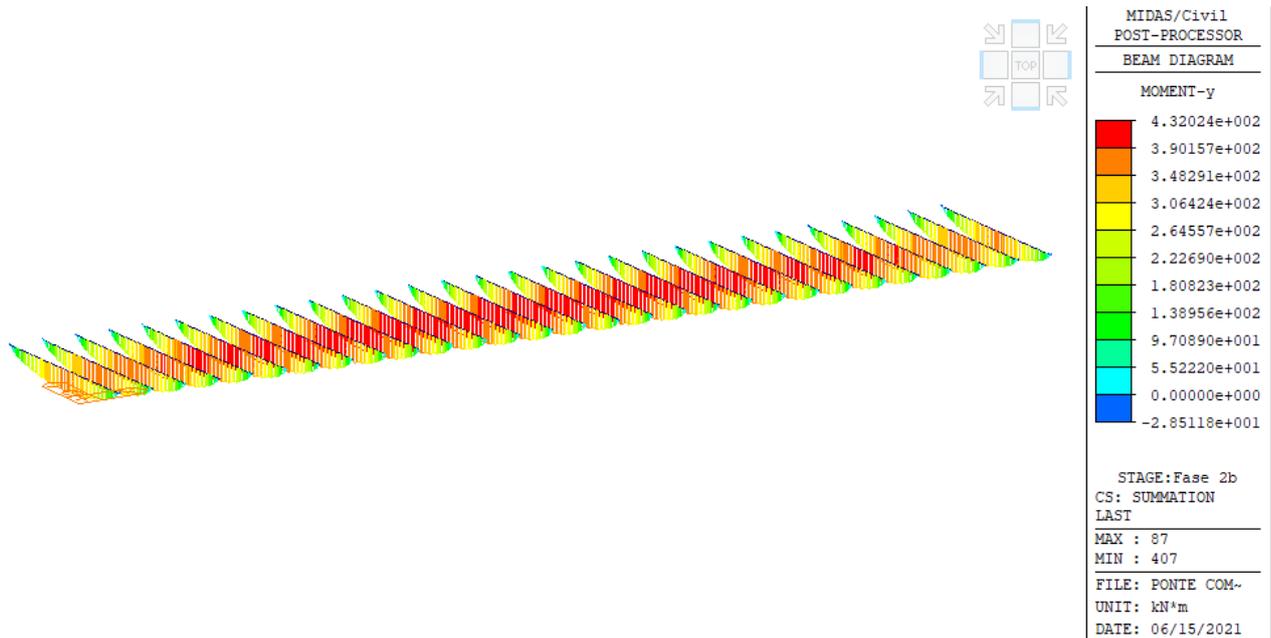


Figure 4 – G1+G2+E2 – Traversi Inferiori: Momento Flettente My (kNm)

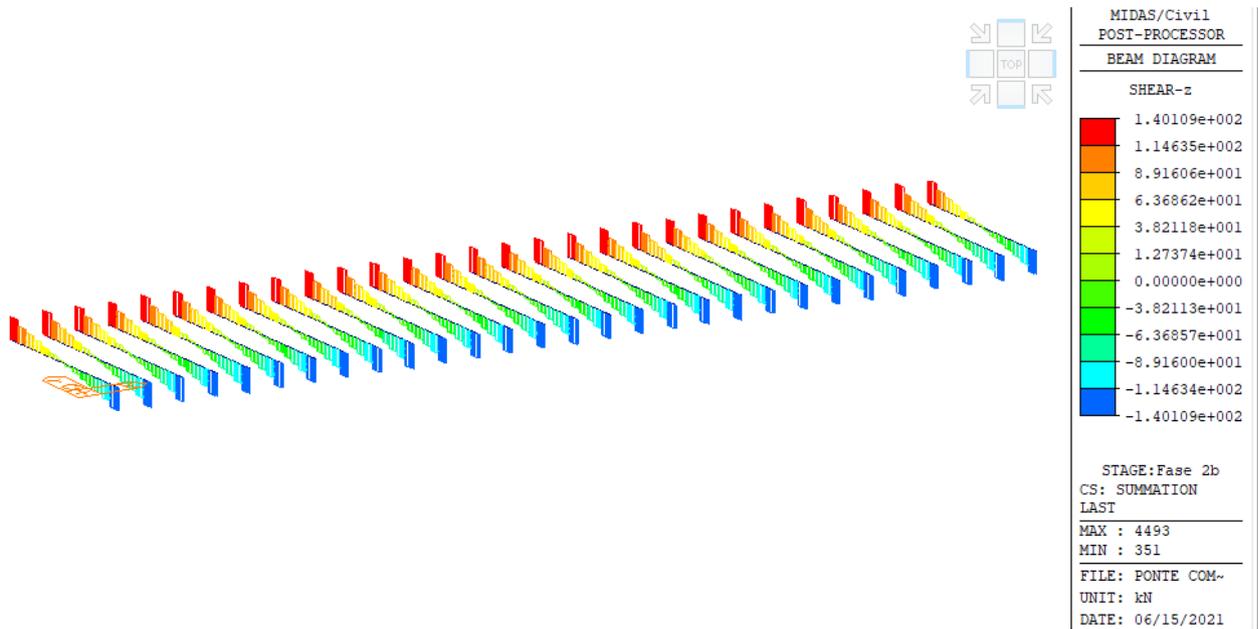


Figure 5 – G1+G2+E2 – Traversi Inferiori: Taglio Fz (kN)

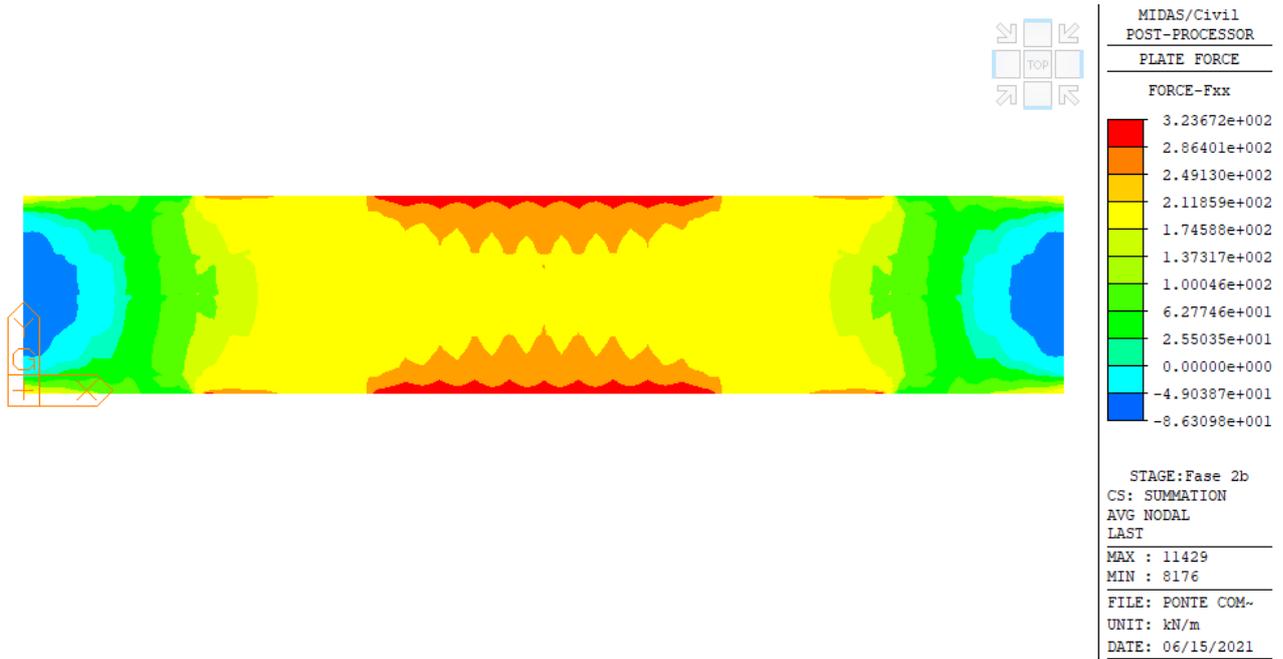


Figura 46 – G1+G2+E2 - Predalles: Sforzi Longitudinali Fxx (KN/m)

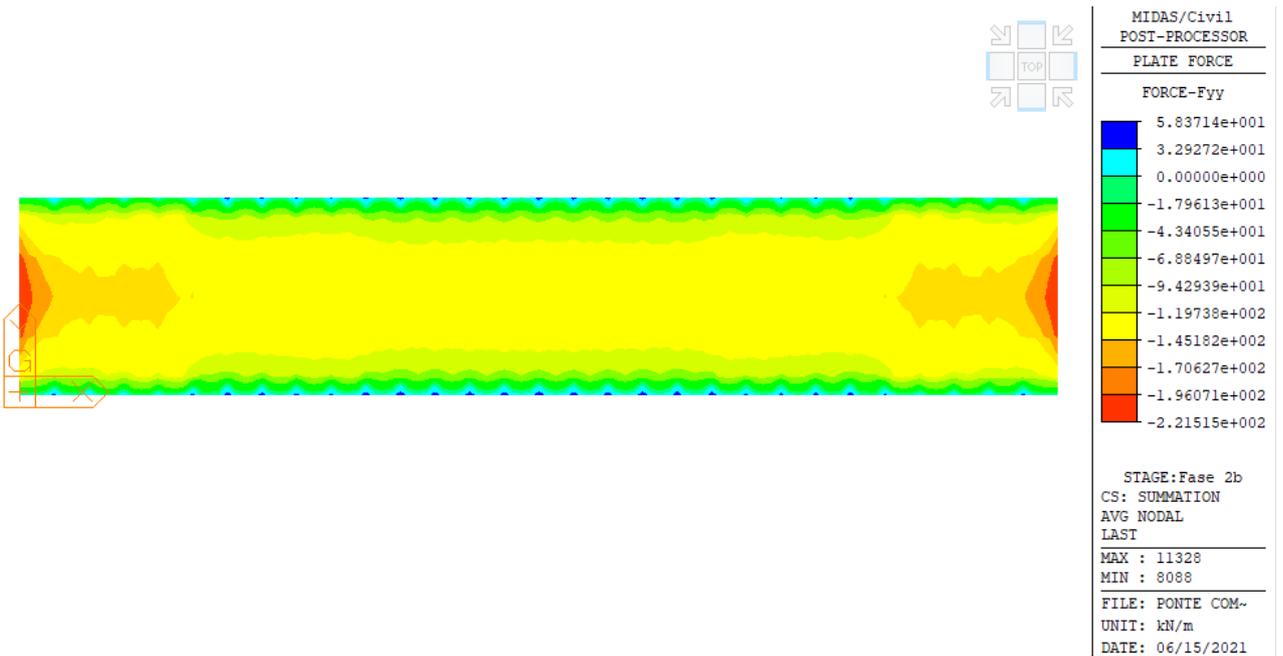


Figura 47 – G1+G2+E2 - Predalles: Sforzi Trasversali Fyy (KN/m)

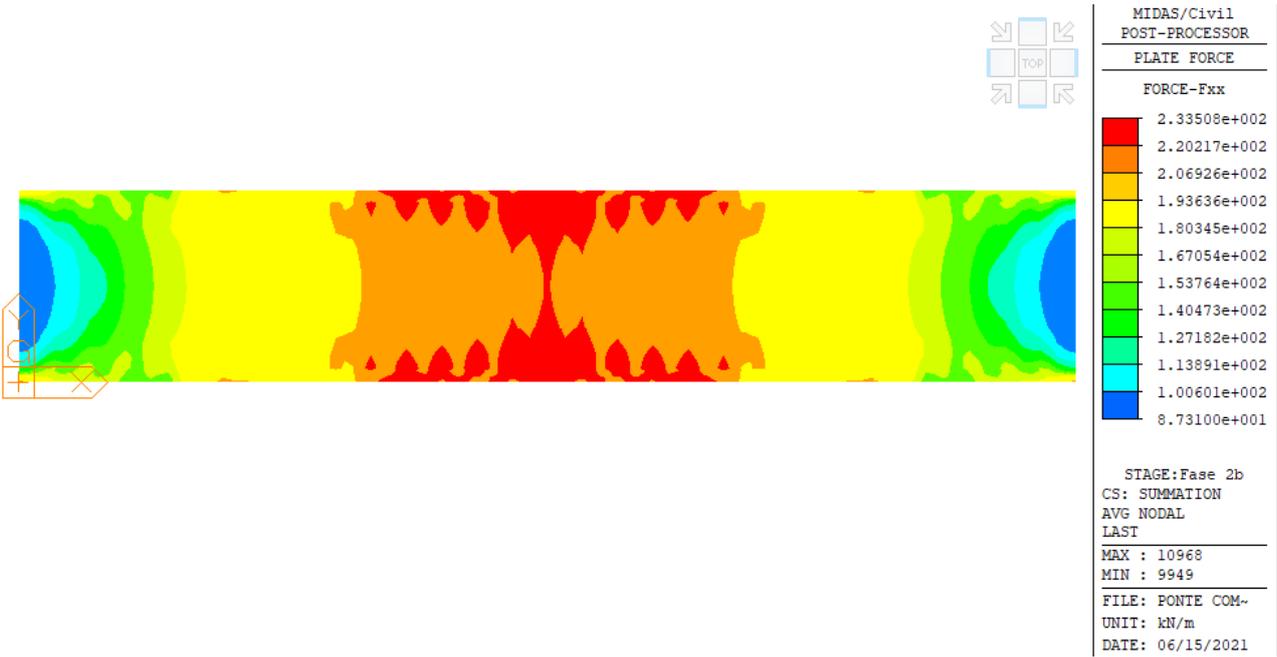


Figura 48 – G1+G2+E2 - Soletta: Sforzi Longitudinali Fxx (KN/m)

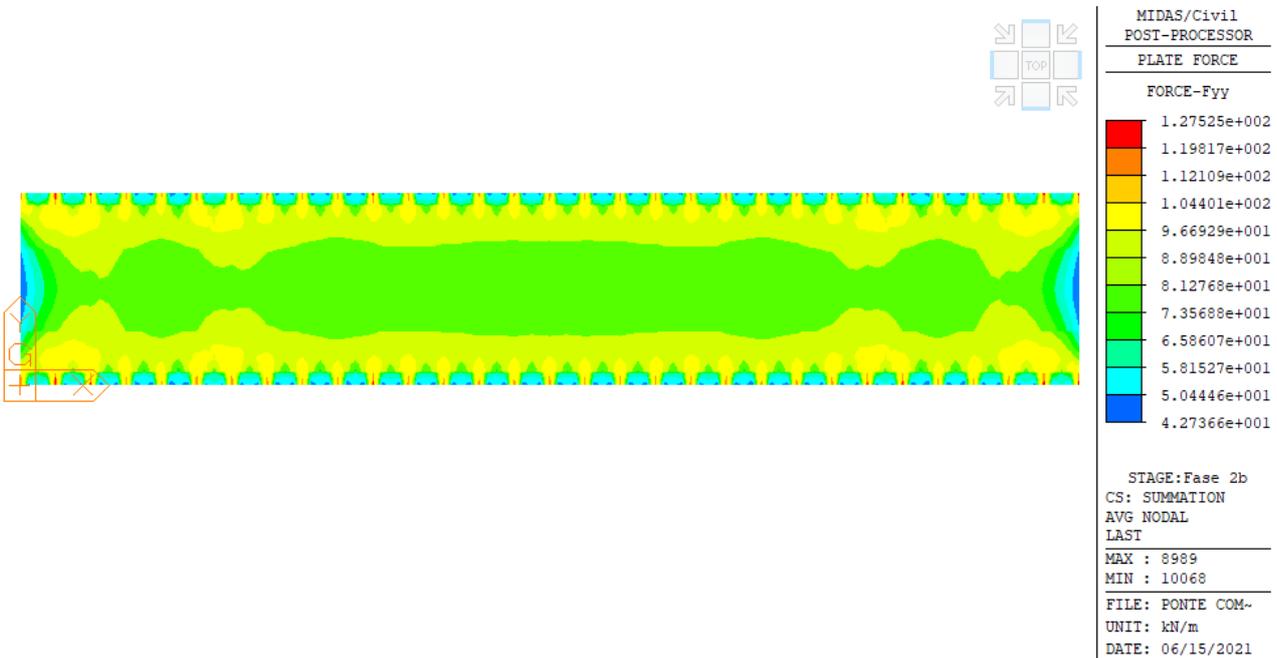


Figure 6 – G1+G2+E2 - Soletta: Sforzi Trasversali Fyy (KN/m)

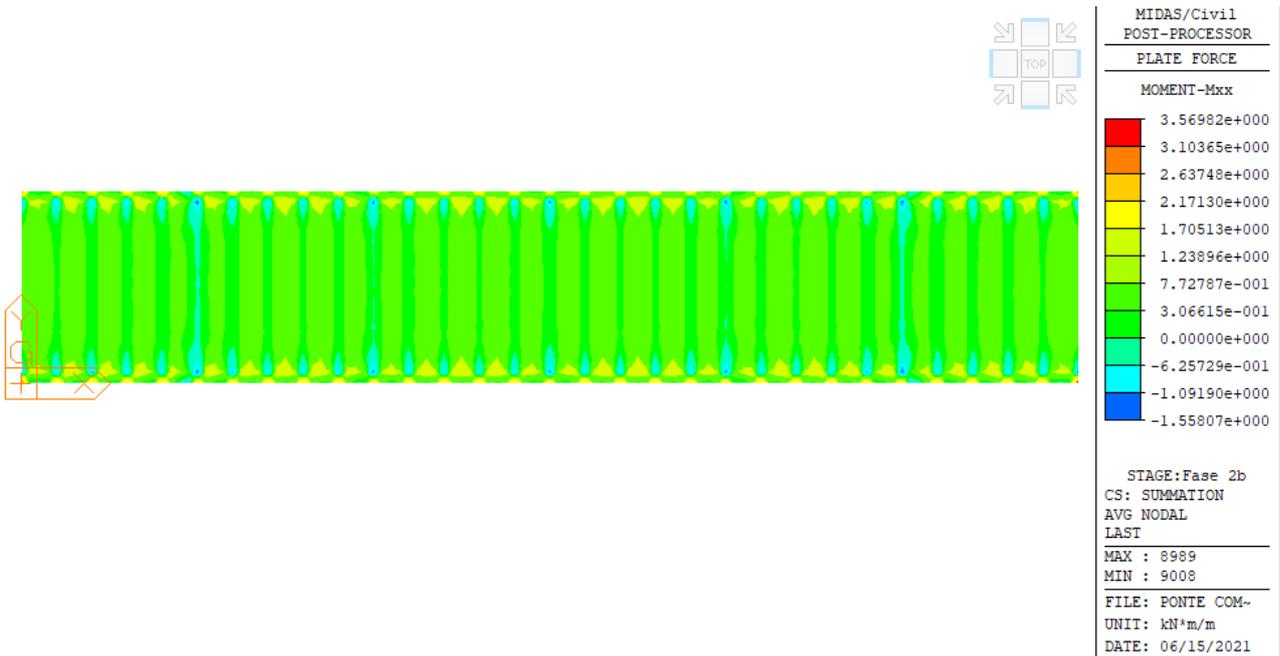


Figure 7 – G1+G2+E2 - Soletta: Momenti Flettenti Longitudinali Mxx (KNm/m)

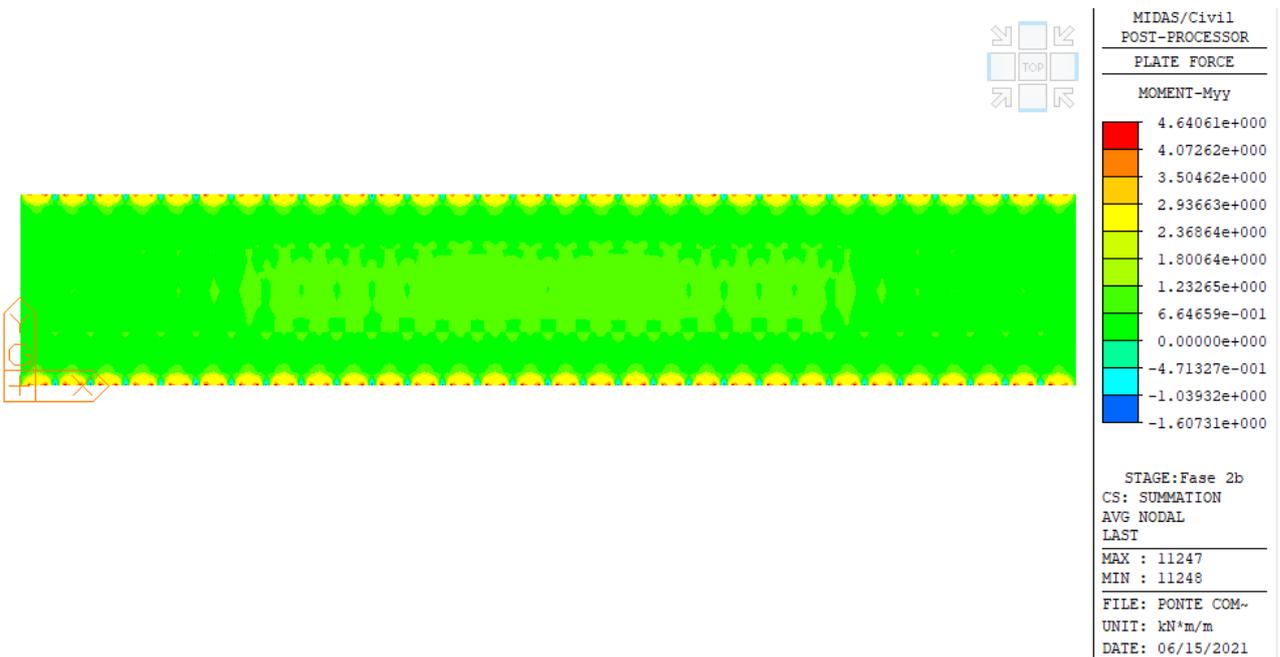


Figure 8 – G1+G2+E2 - Soletta: Momenti Flettenti Trasversali Myy (KNm/m)

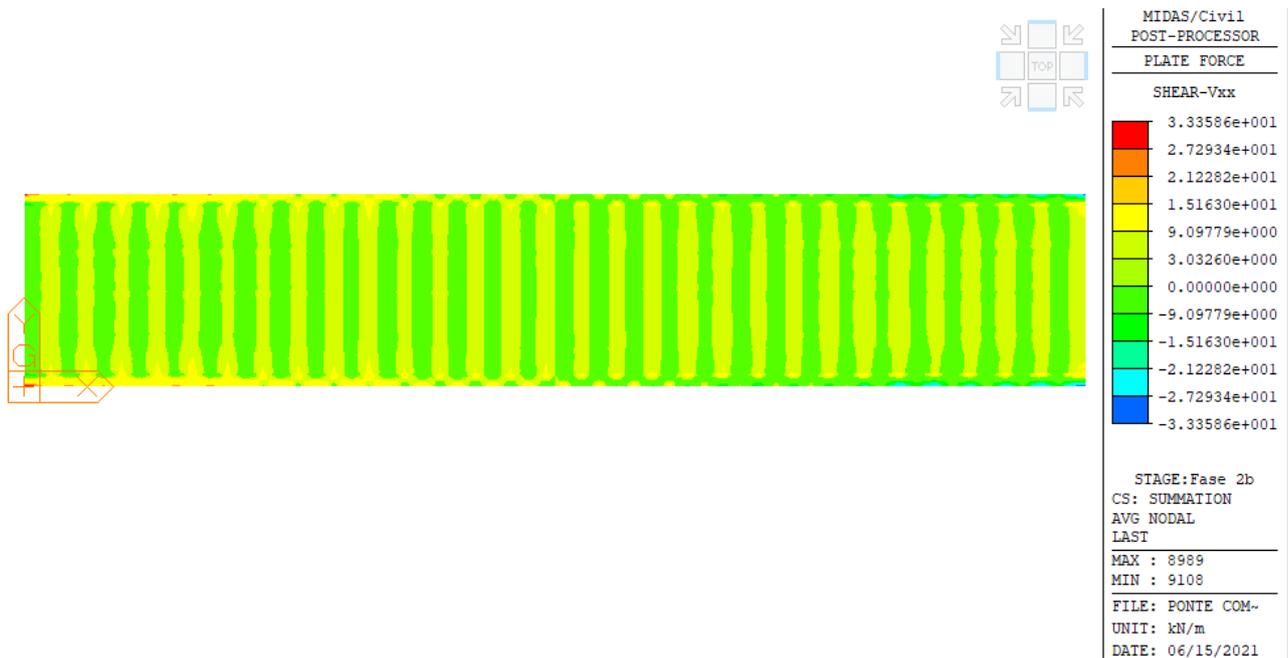


Figure 9 – G1+G2+E2 - Soletta: Tagli Longitudinali Vxx (KN/m)

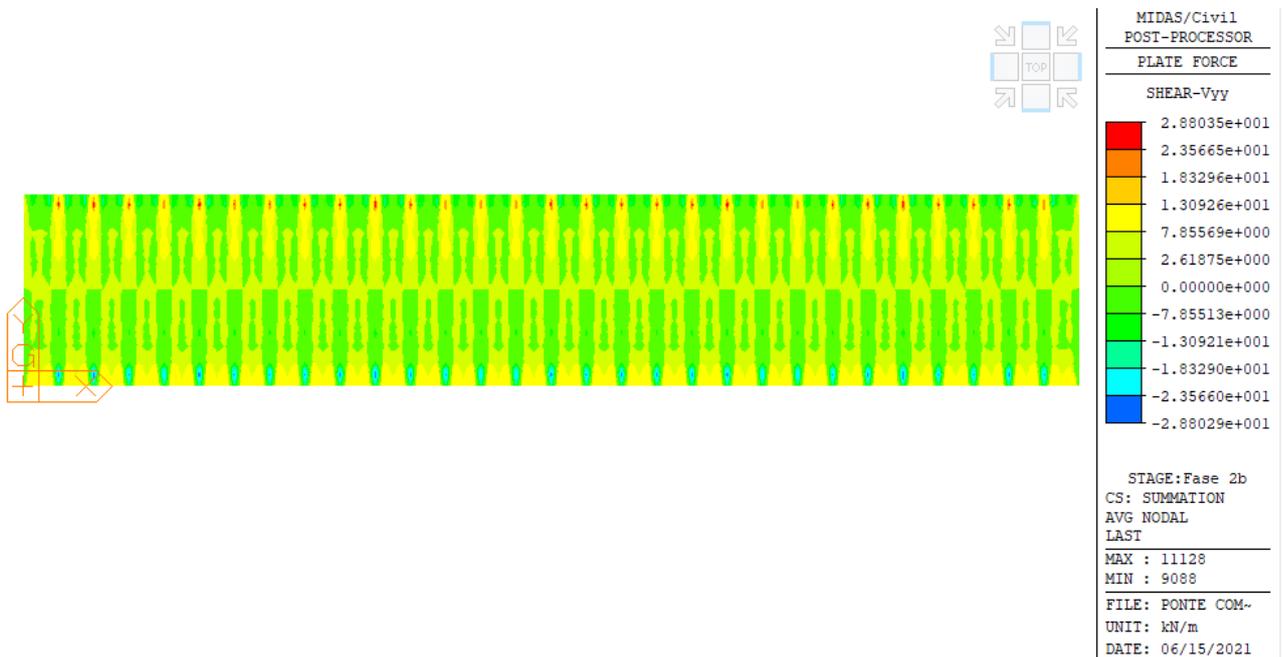


Figure 10 – G1+G2+E2 - Soletta: Tagli Trasversali Vyy (KN/m)

8.3 Risultati in fase finale

Stato limite ultimo (SLU)

Si riportano di seguito i diagrammi delle sollecitazioni per la combinazione più gravosa degli SLU.

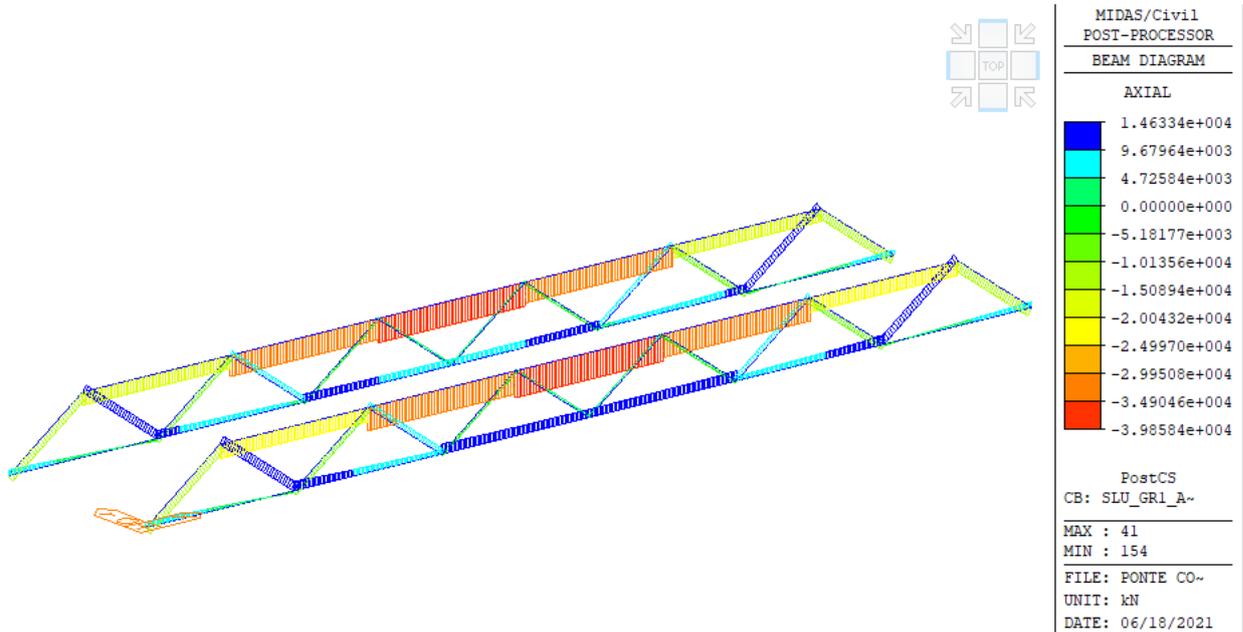


Figure 11 – SLU STR GRI,1 – Travi reticolari: Sforzo Normale N (kN)

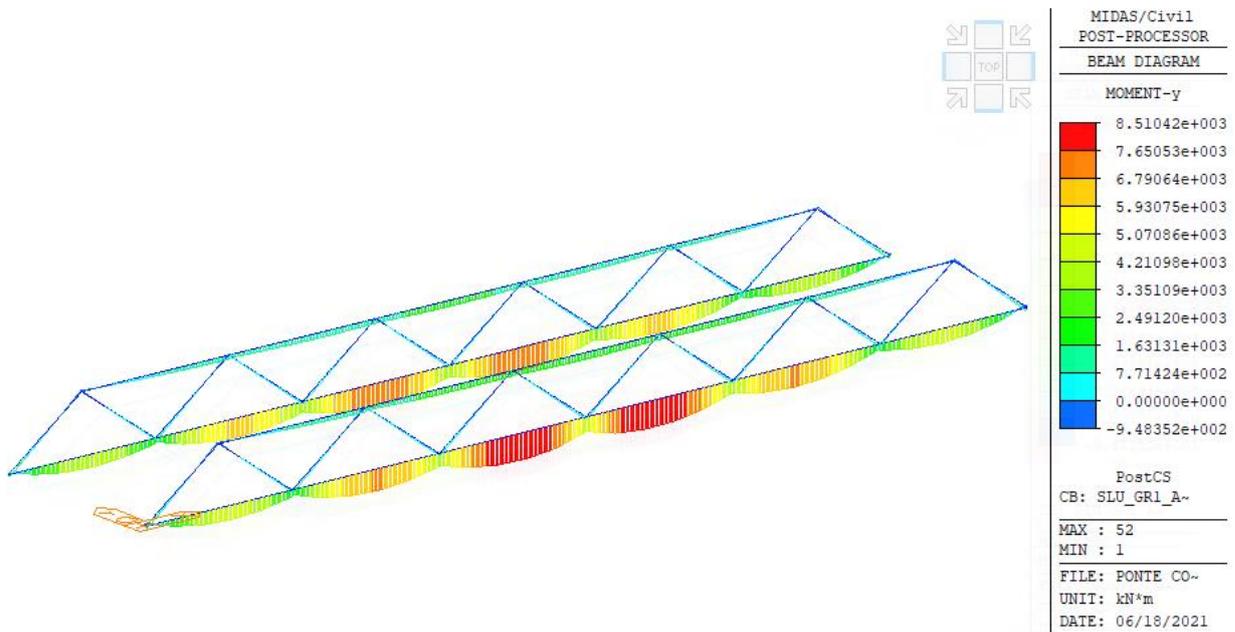


Figure 12 – SLU STR GRI,1 – Travi reticolari: Momento Flettente My (kNm)

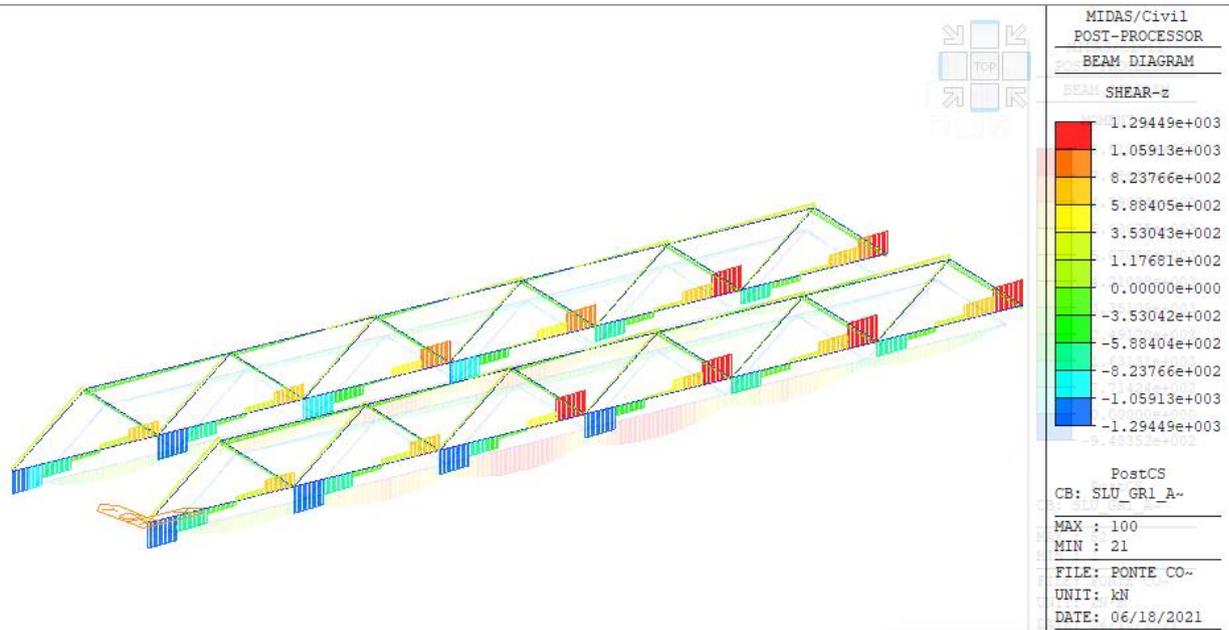


Figure 13 – SLU STR GRI,1 – Travi reticolari: Taglio Fz (KN)

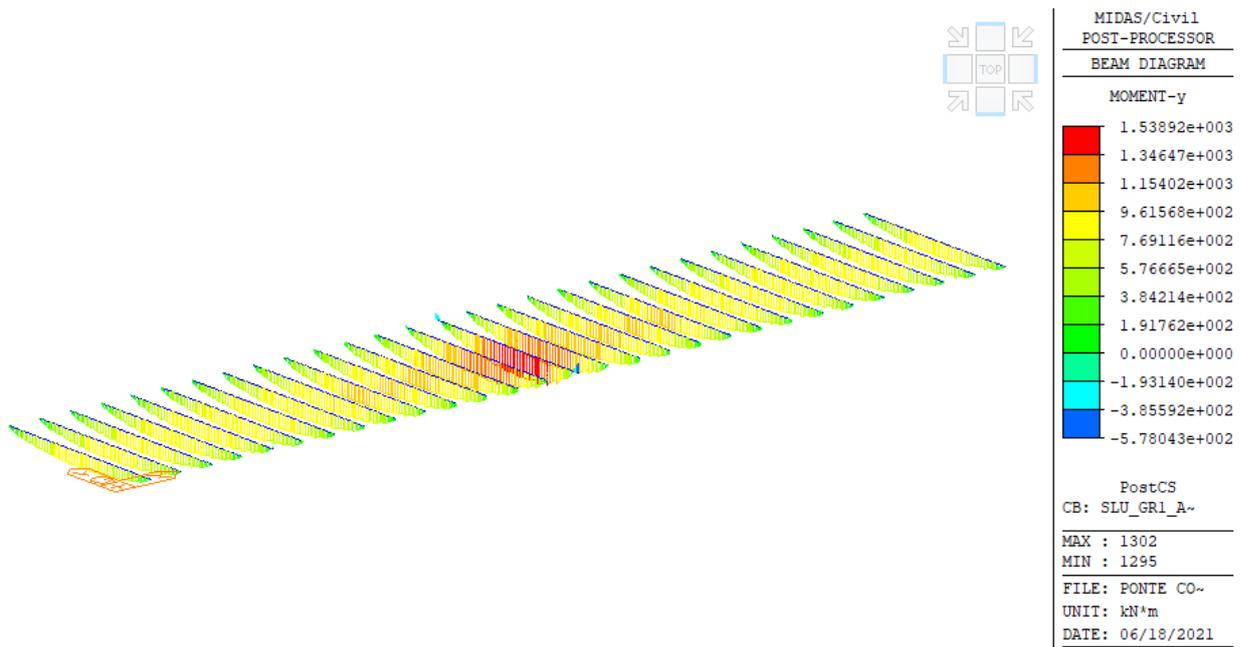


Figure 14 – SLU STR GRI,1 – Traversi: Momento My (KNm)

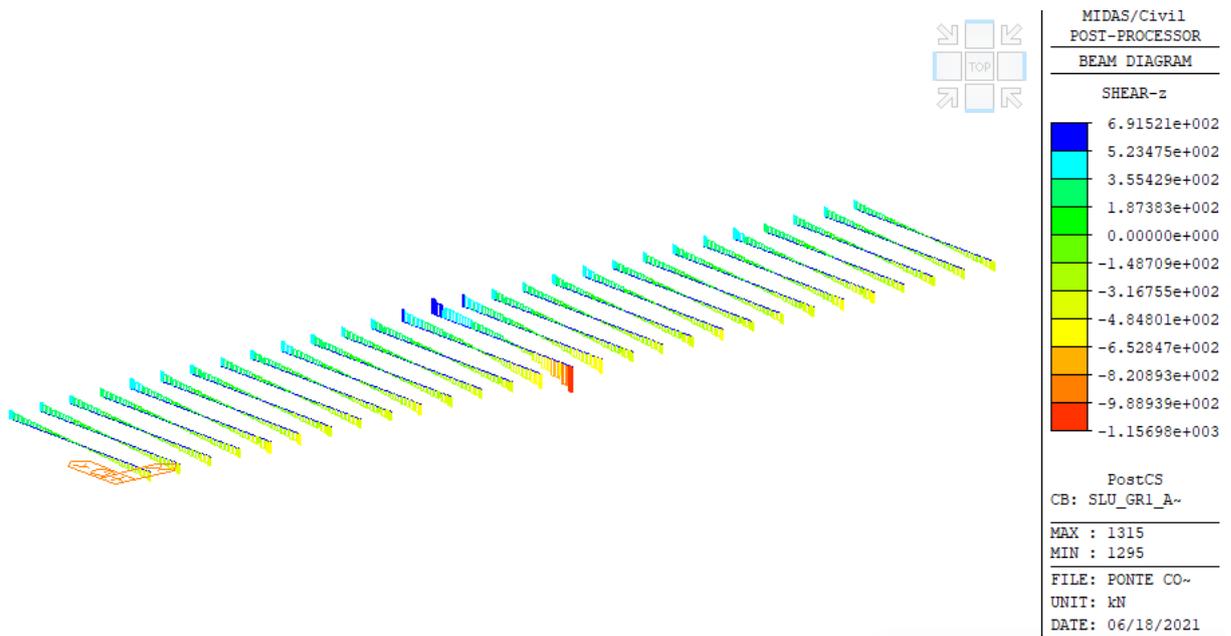


Figure 15– SLU STR GRI,1 – Traversi: Taglio Fz (KN)

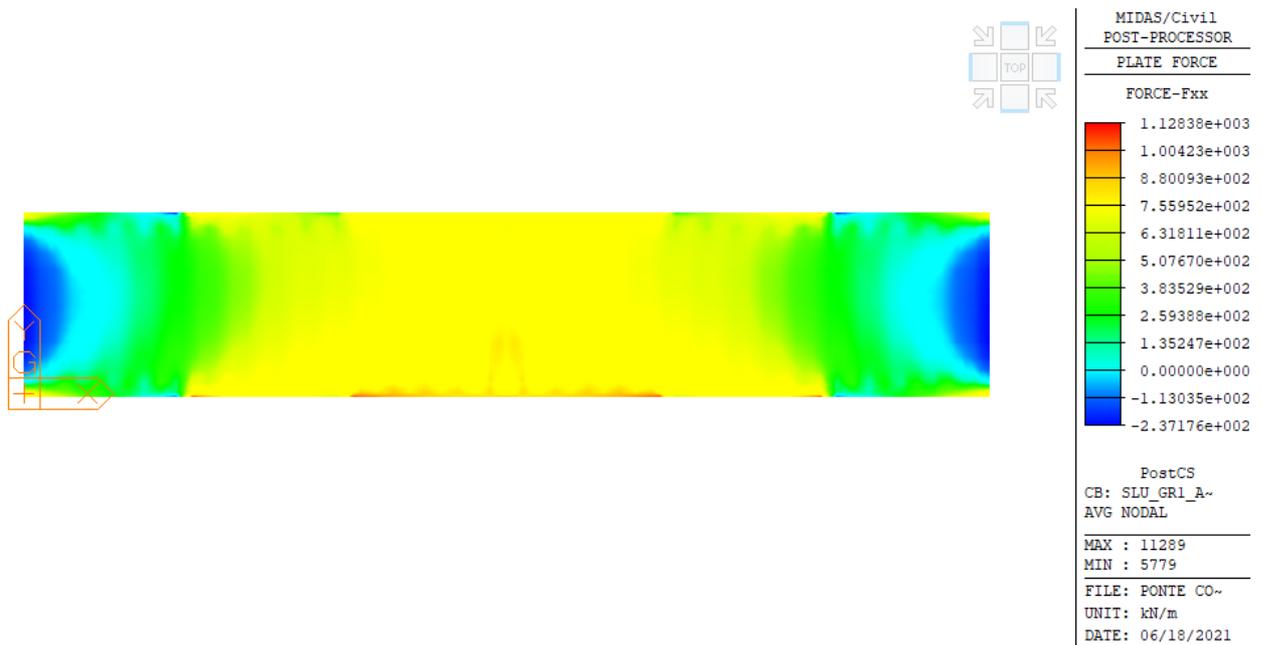


Figure 16 – SLU STR Gr1,1 Predalles: Sforzi assiali in direzione longitudinale Fxx (KN/m)

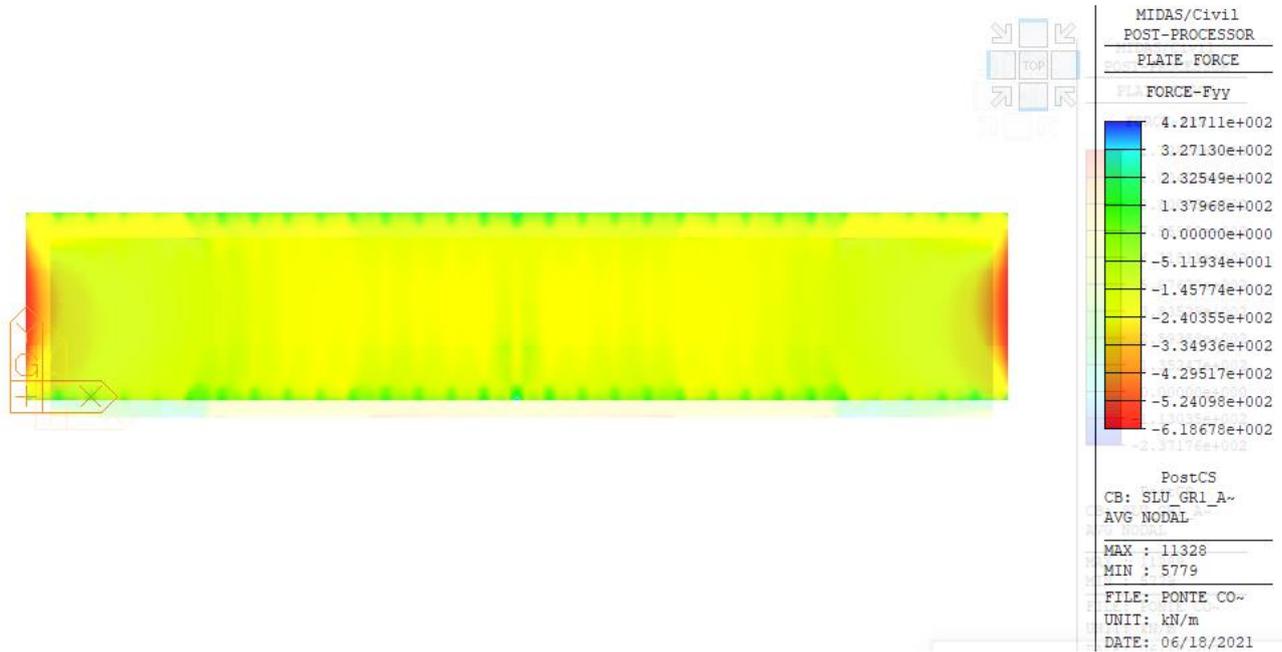


Figure 17 – SLU STR Gr1,1 Predalles: Sforzi assiali in direzione trasversale Fyy (KN/m)

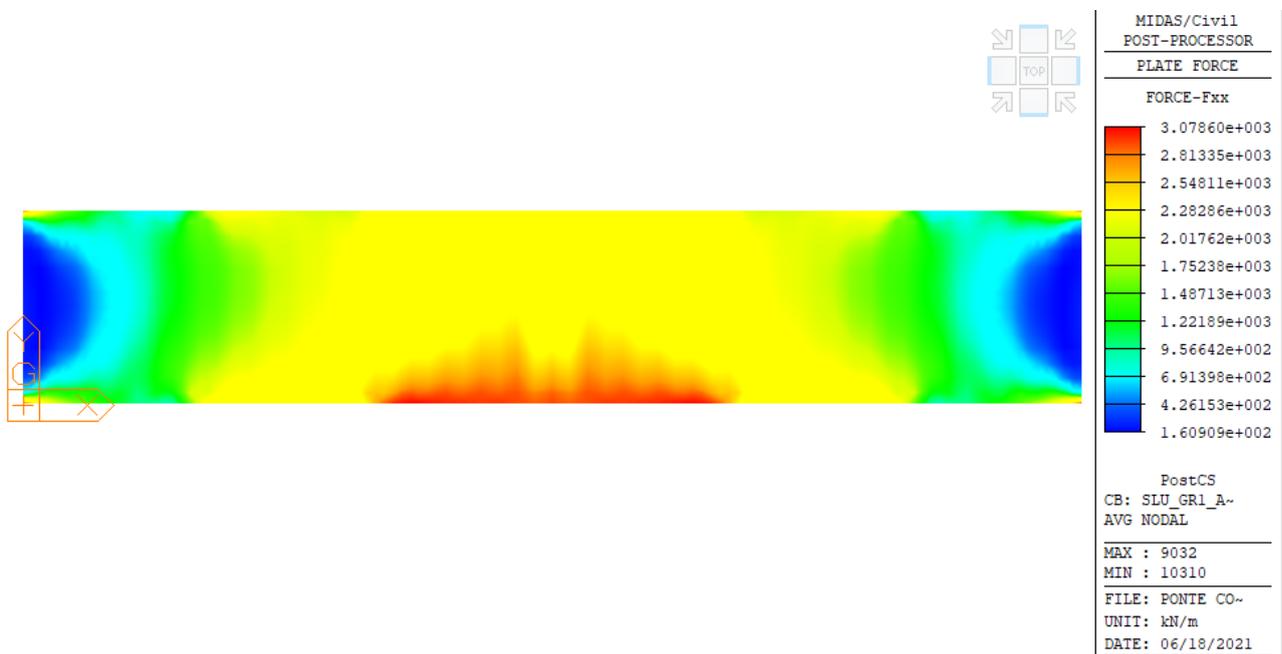


Figure 18 – SLU STR Gr1,1 Soletta: Sforzi assiali in direzione longitudinale Fxx (KN/m)

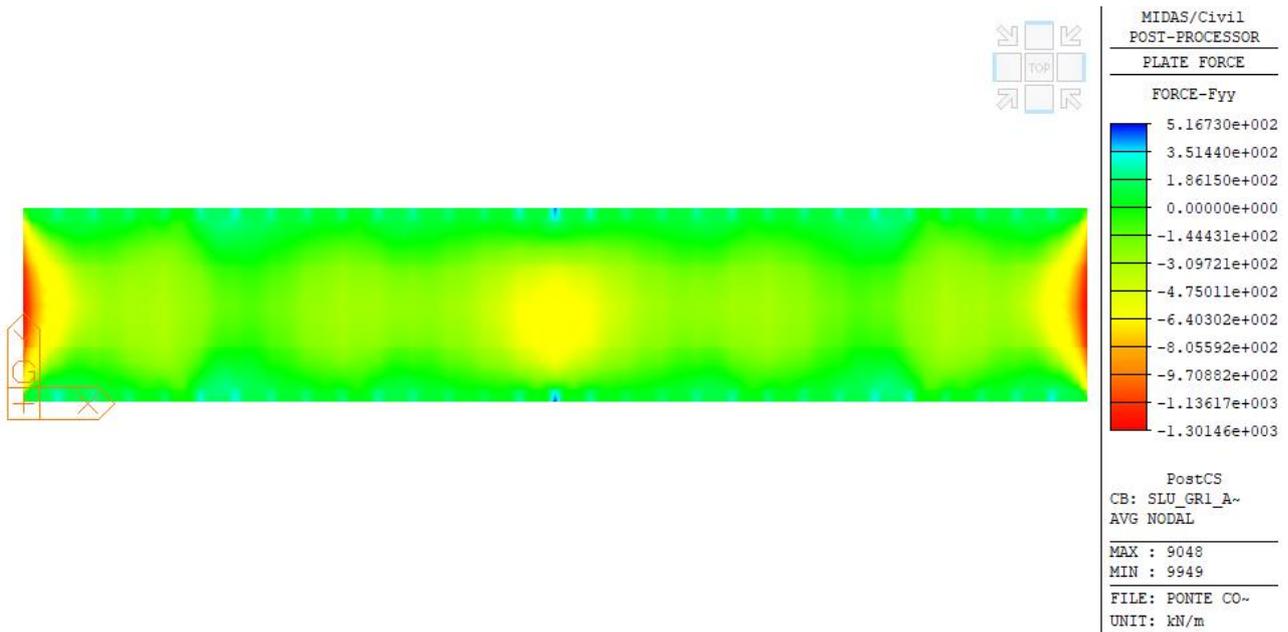


Figure 19 – SLU STR Gr1,1 Soletta: Sforzi assiali in direzione Trasversale Fyy (KN/m)

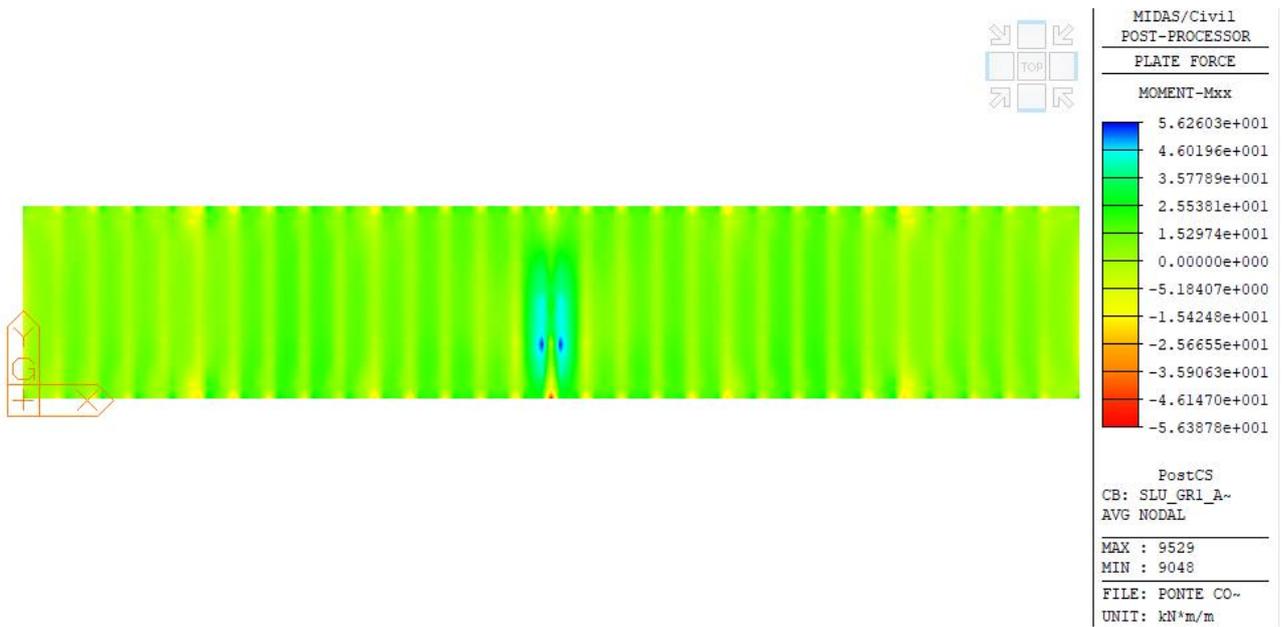


Figure 20 – SLU STR Gr1,1 Soletta: Momenti flettenti in direzione longitudinale Mxx (KNm/m)

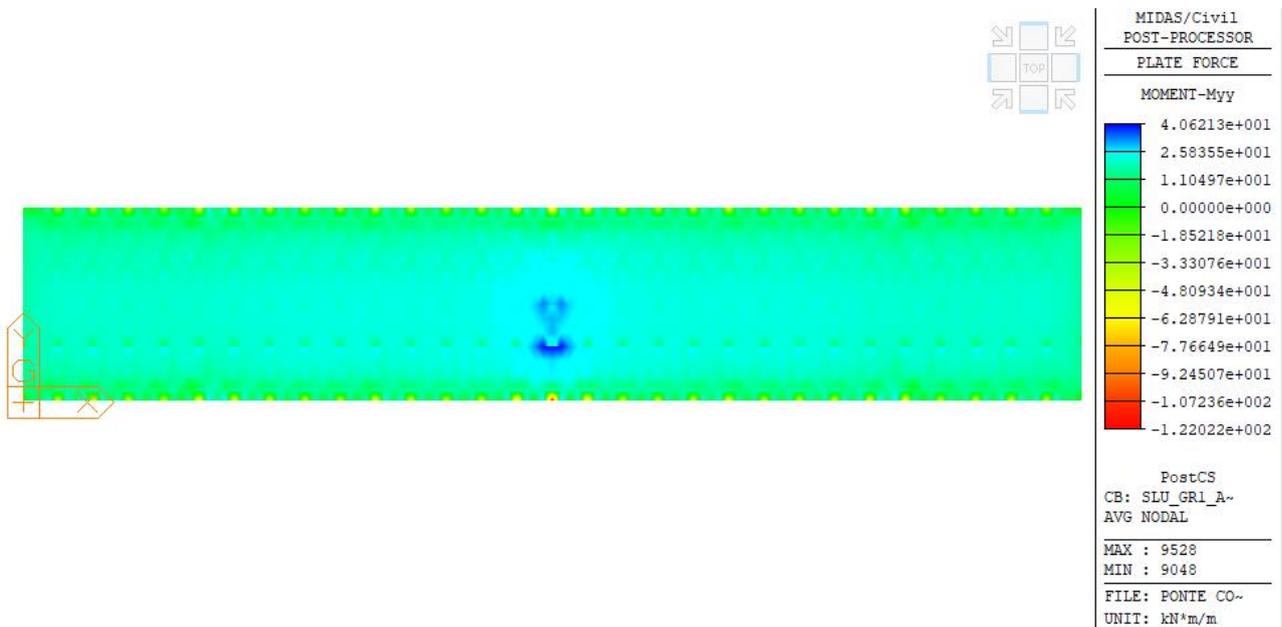


Figure 21 – SLU STR Gr1,1 Soletta: Momenti flettenti in direzione trasversale Myy (KNm/m)

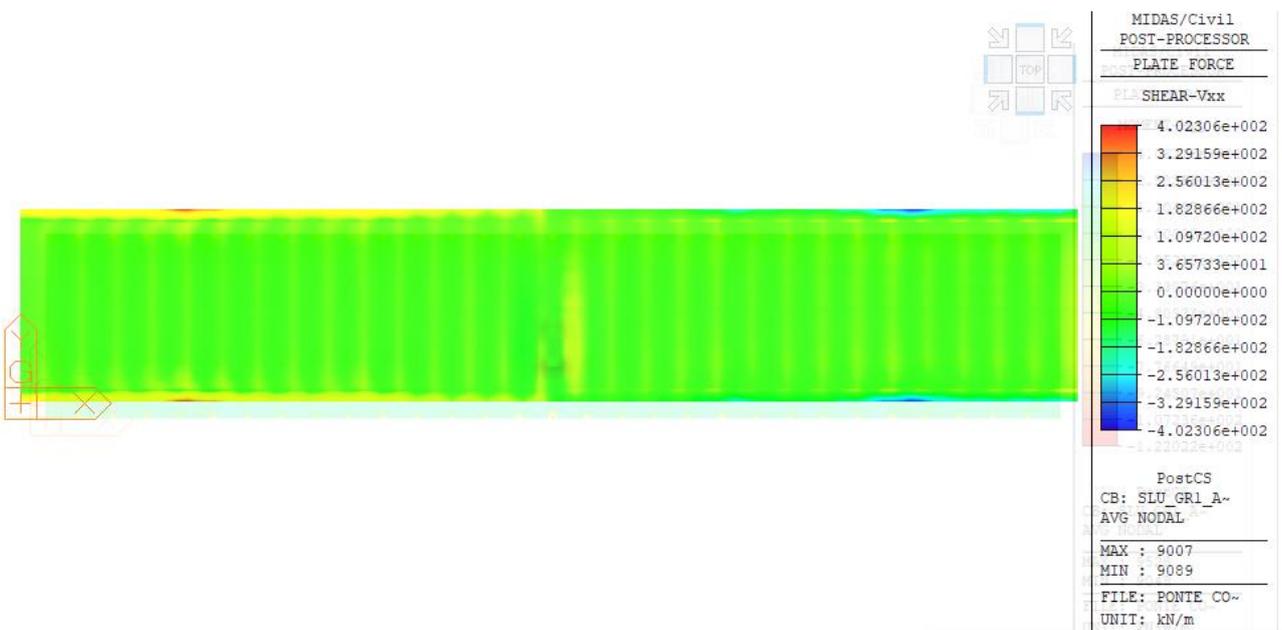


Figure 22 – SLU STR Gr1,1 Soletta: Tagli in direzione longitudinale Vxx (KN/m)

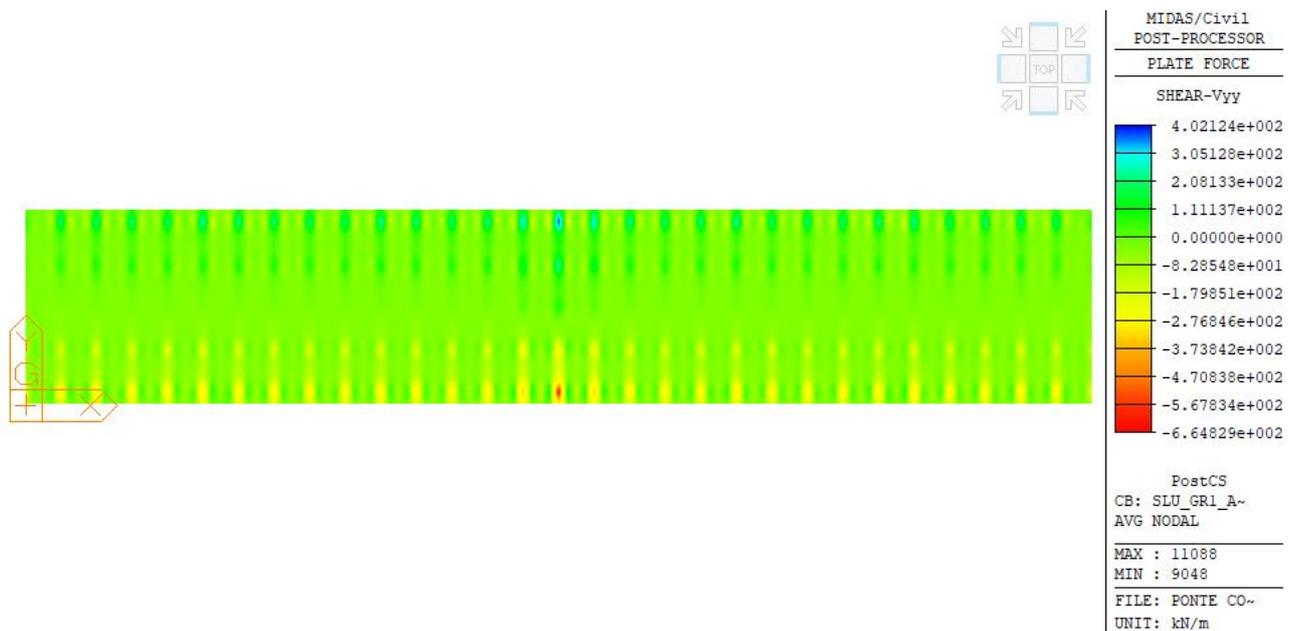


Figure 23 – SLU STR Gr1,1 Soletta: Tagli in direzione trasversale Vyy (KN/m)

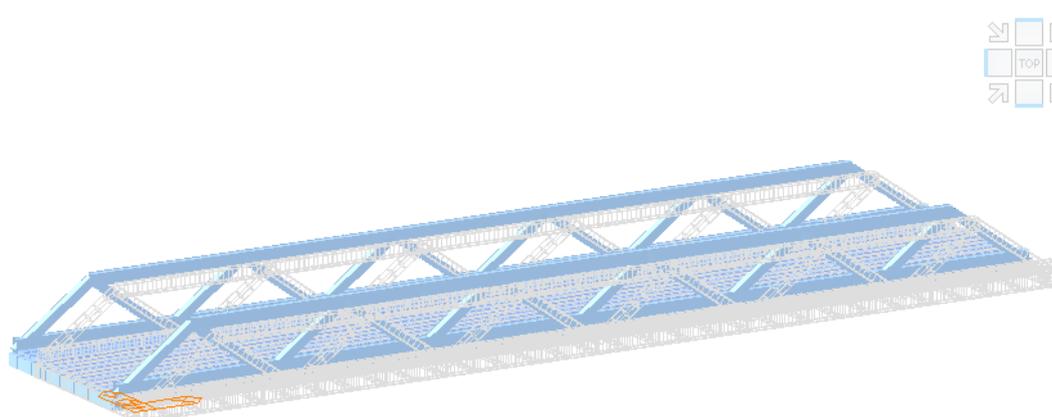
Risultati per Azioni Sismiche (SLV)

Si riportano a seguire i periodi e le masse partecipanti, in forma tabellare, per i primi 20 modi di vibrare della struttura e, anche in grafico, per i 3 modi traslazionali significativi.

Tabella 11 – Modi e Periodi Propri di Vibrazione

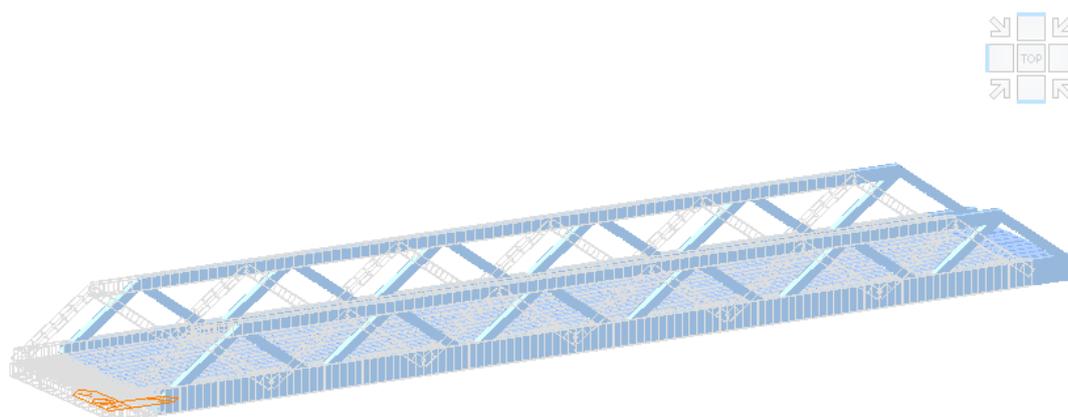
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0.00	0.00	99.97	99.97	0.00	0.00
2	100.00	100.00	0.00	99.97	0.00	0.00
3	0.00	100.00	0.00	99.97	0.00	0.00
4	0.00	100.00	0.00	99.97	81.71	81.71
5	0.00	100.00	0.03	100.00	0.00	81.71
6	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	81.71
7	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	81.71
8	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	81.71
9	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	81.71
10	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	81.71
11	0.00	100.00	0.00	100.00	8.43	90.14
12	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	90.14
13	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	90.14
14	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	90.14
15	0.00	100.00	0.00	100.00	0.52	90.66
16	0.00	100.00	0.00	100.00	3.79	94.45

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
17	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	94.45
18	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	94.45
19	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	94.45
20	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	94.45



MIDAS/Civil POST-PROCESSOR VIBRATION MODE	
FREQUENCY (CYCLE/SEC)	0.484799
NATURAL PERIOD (SEC)	2.062709
MPM (%)	
DX=	0.000000
DY=	99.971533
DZ=	0.000000
RX=	1.627308
RY=	0.000000
RZ=	0.000000
PostCS	
MODE 1	
MAX :	14233
MIN :	20122
FILE:	PONTE COM-
UNIT:	N,mm
DATE:	06/15/2021

Figura 49 – Modo 1: traslazionale lungo Y (massa 99.97%)



MIDAS/Civil POST-PROCESSOR VIBRATION MODE	
FREQUENCY (CYCLE/SEC)	0.488084
NATURAL PERIOD (SEC)	2.048827
MPM (%)	
DX=	99.999928
DY=	0.000000
DZ=	0.000000
RX=	0.000000
RY=	3.219838
RZ=	0.000000
PostCS	
MODE 2	
MAX :	20182
MIN :	20242
FILE:	PONTE COM-
UNIT:	N,mm
DATE:	06/15/2021

Figura 50 - Modo 2: traslazionale lungo X (massa 99.99%)

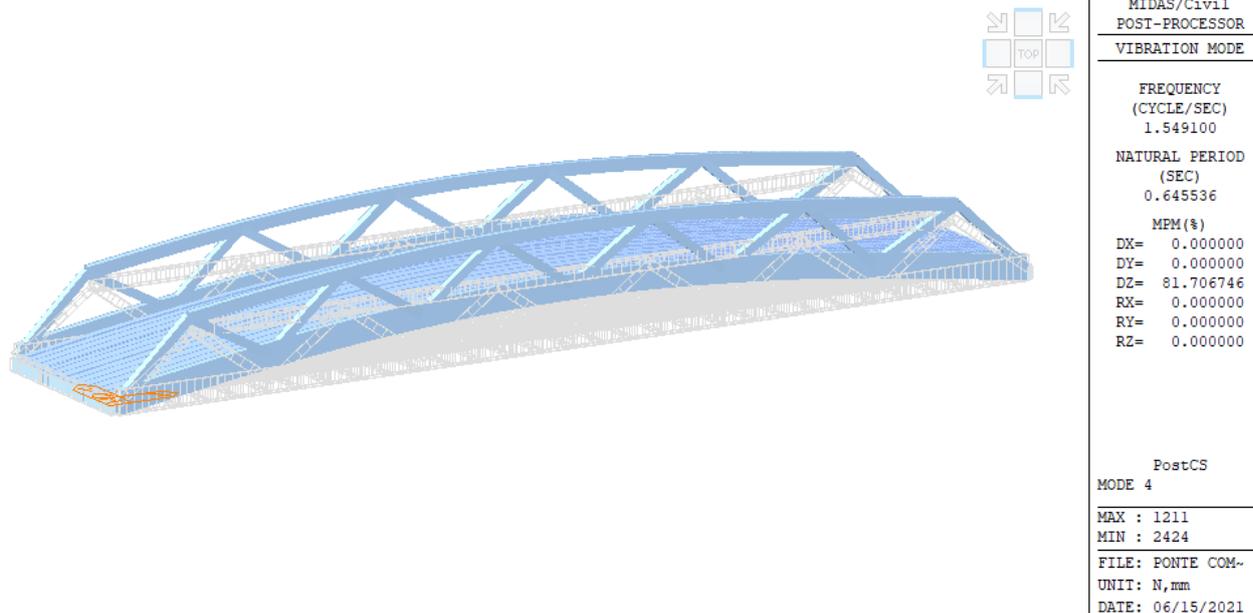


Figura 51 - Modo 2: traslazionale lungo Z (massa 81.70%)

Nelle immagini a seguire si riportano gli spostamenti e le sollecitazioni nelle combinazioni agli SLV con componenti dominanti X ed Y rispettivamente.

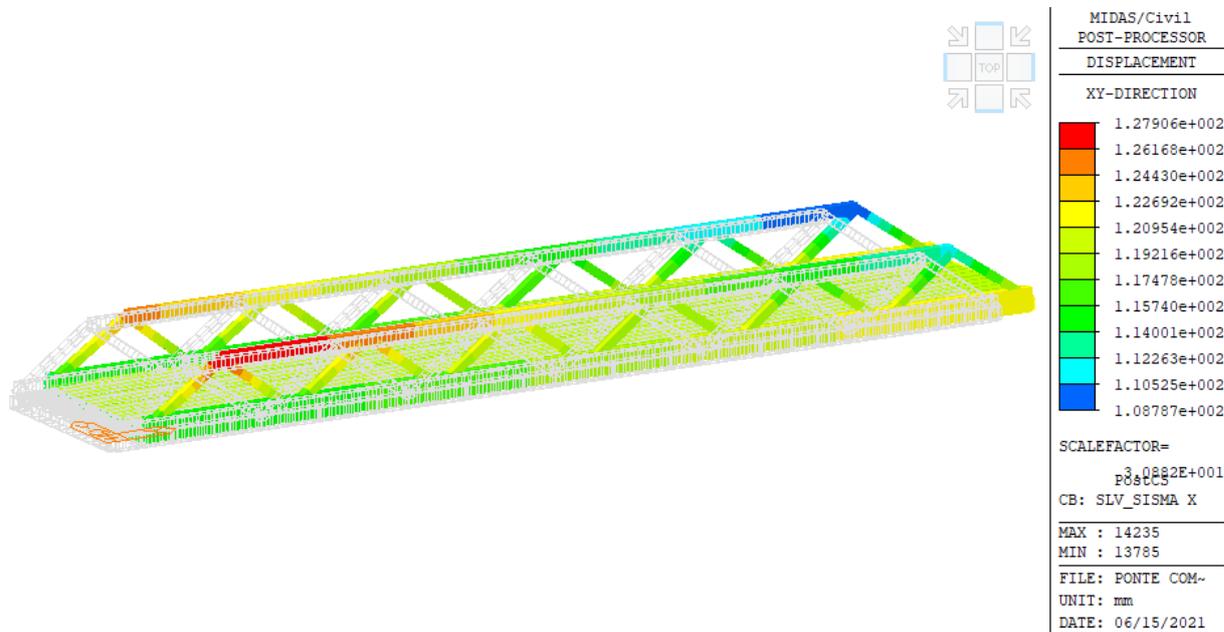


Figure 24 – SLV Simsa X: spostamenti nel piano XY (mm)

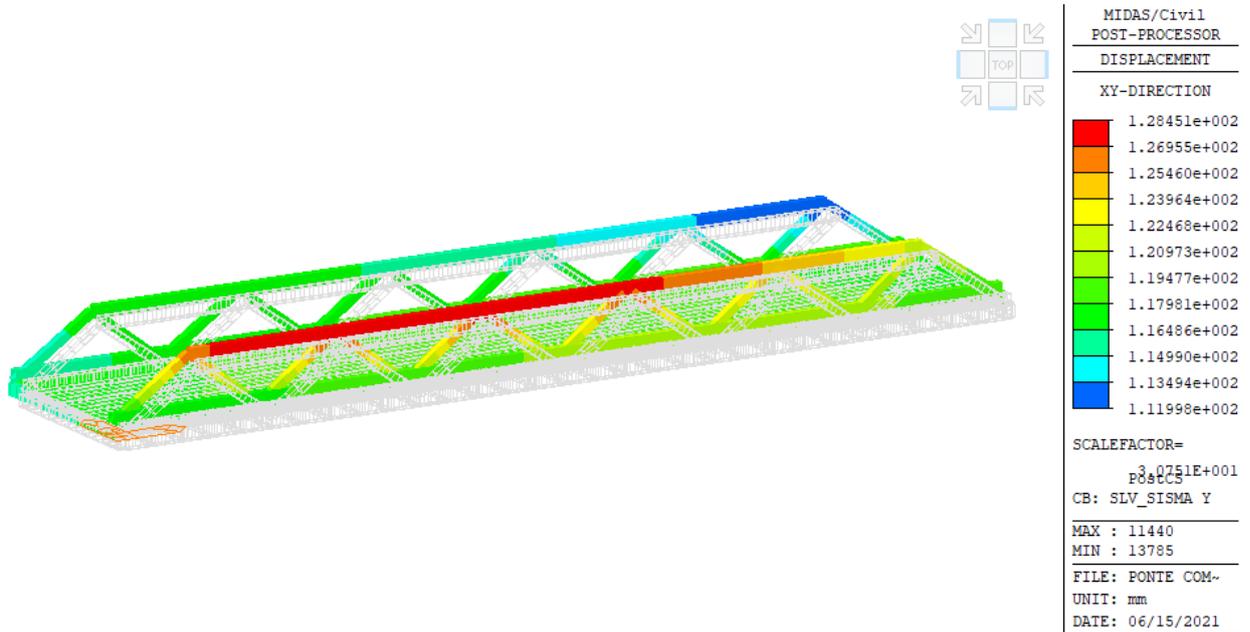


Figure 25 – SLV Sisma Y: spostamenti nel piano XY (mm)

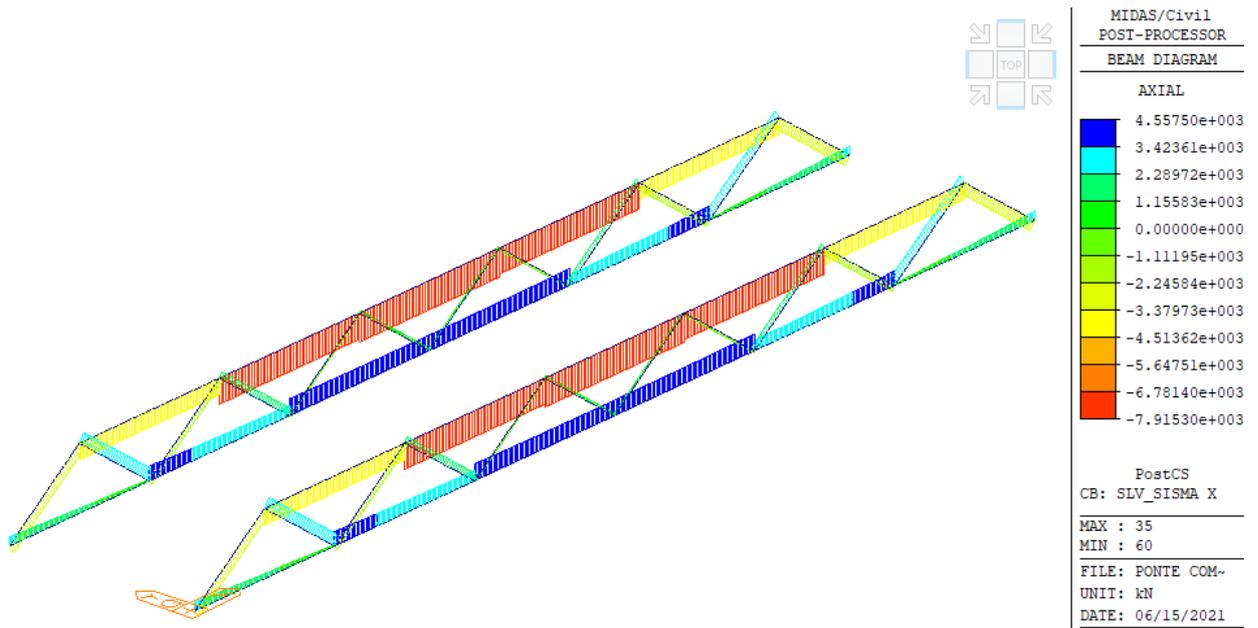


Figure 26 – SLV Sisma X: Sforzi assiali (KN)

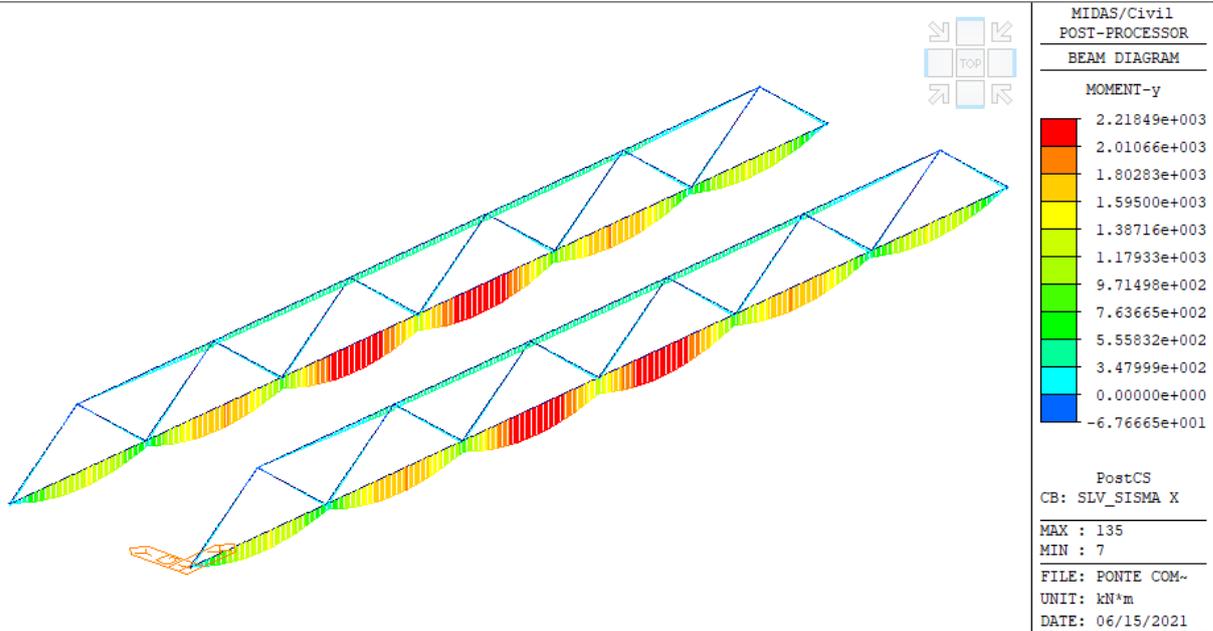


Figure 27 – SLV Sisma X: Momenti flettenti My (KNm)

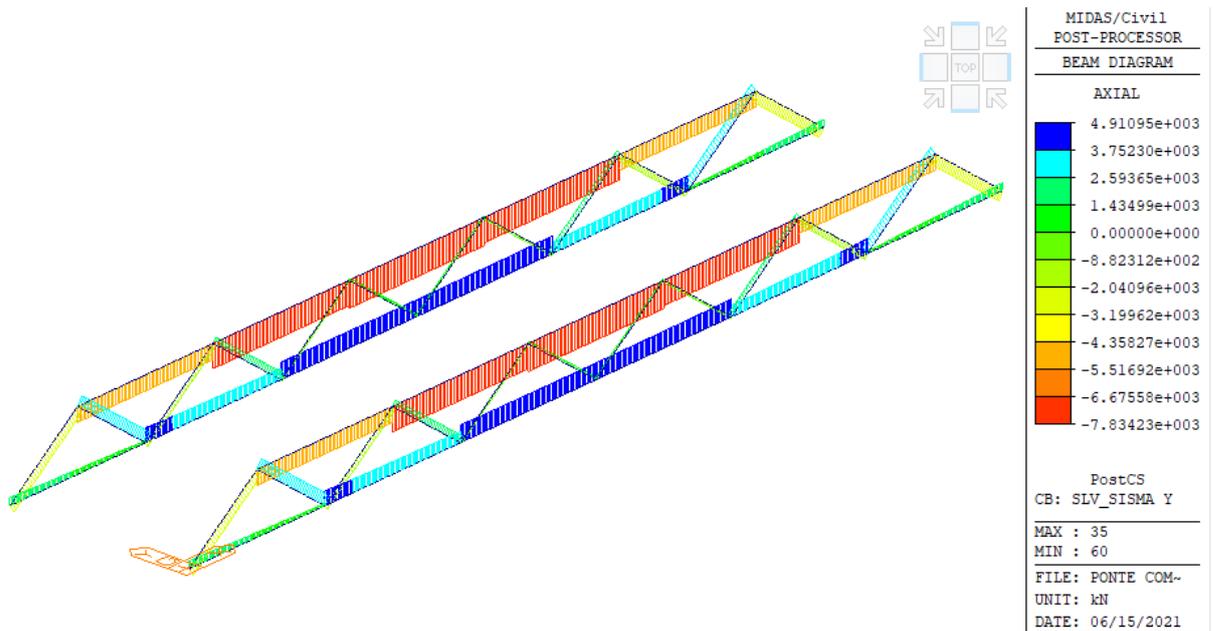


Figure 28 – SLV Sisma Y: Sforzi assiali (KN)

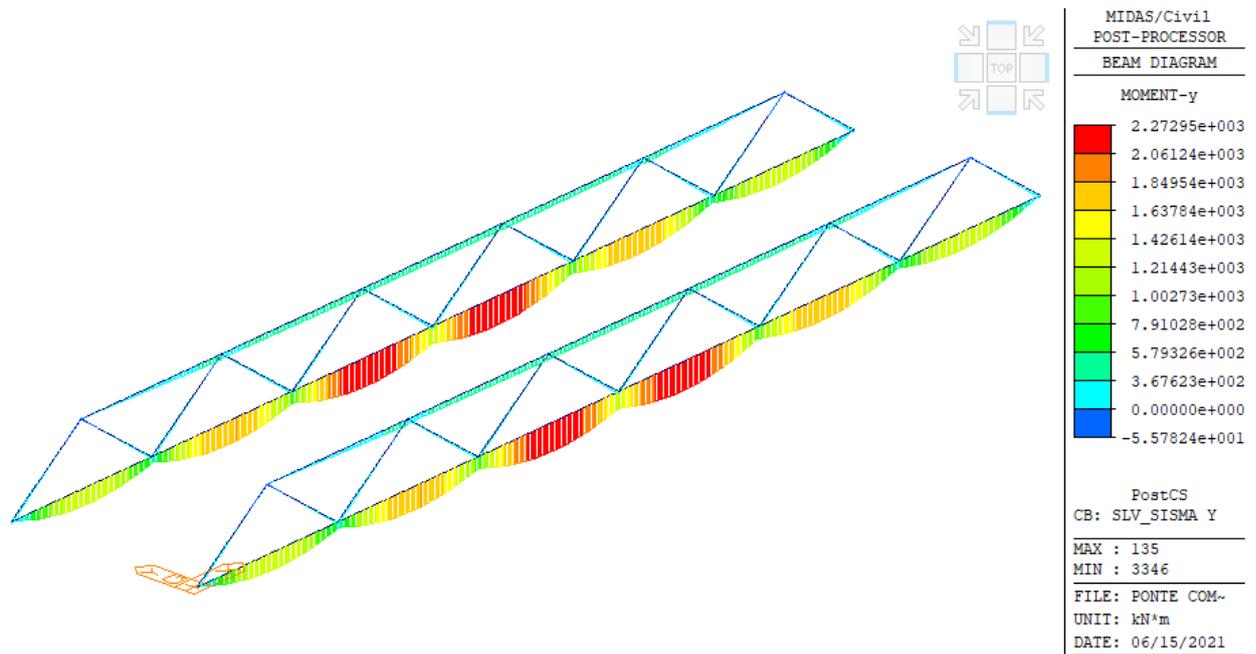


Figure 29 – SLV Sisma Y: Momenti flettenti My (KNm)

Stato limite d’esercizio (SLE)

Sollecitazioni nella soletta

Nelle figure a seguire si riportano le sollecitazioni nelle combinazioni caratteristiche (rare, frequenti e quasi permanenti) agli SLE negli elementi in cls (soletta).

Combinazione Rara

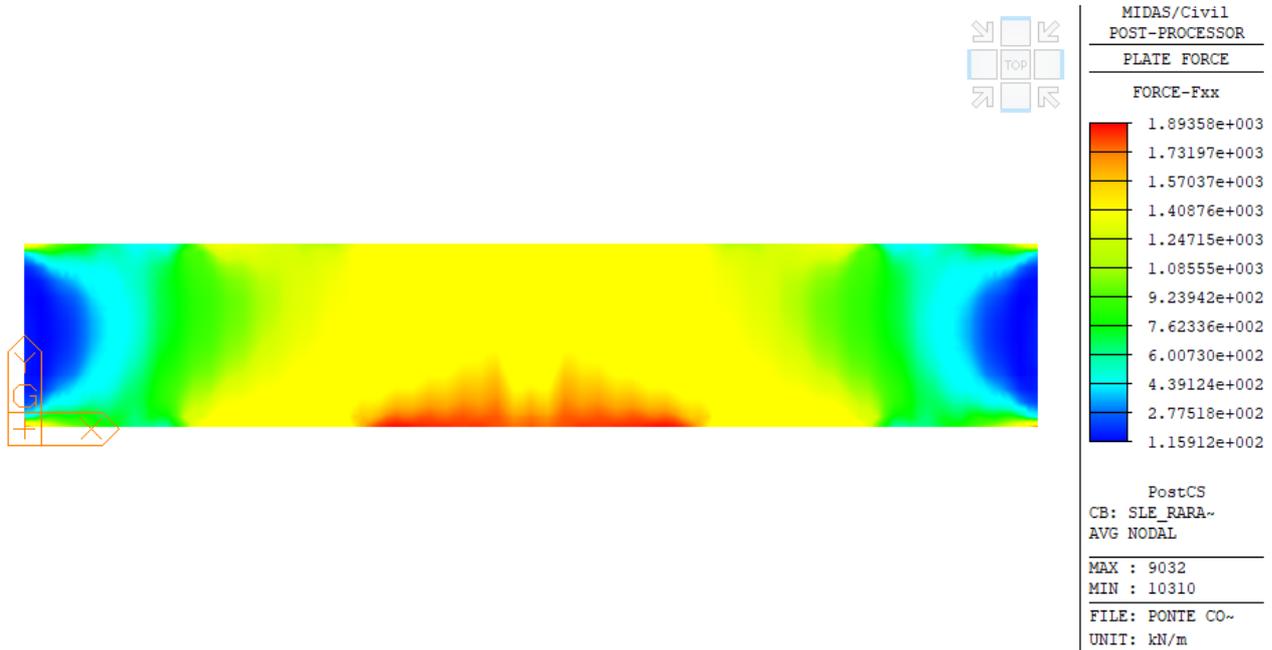


Figure 30 – SLE Rara - Soletta: Sforzi assiali Fxx (KN/m)

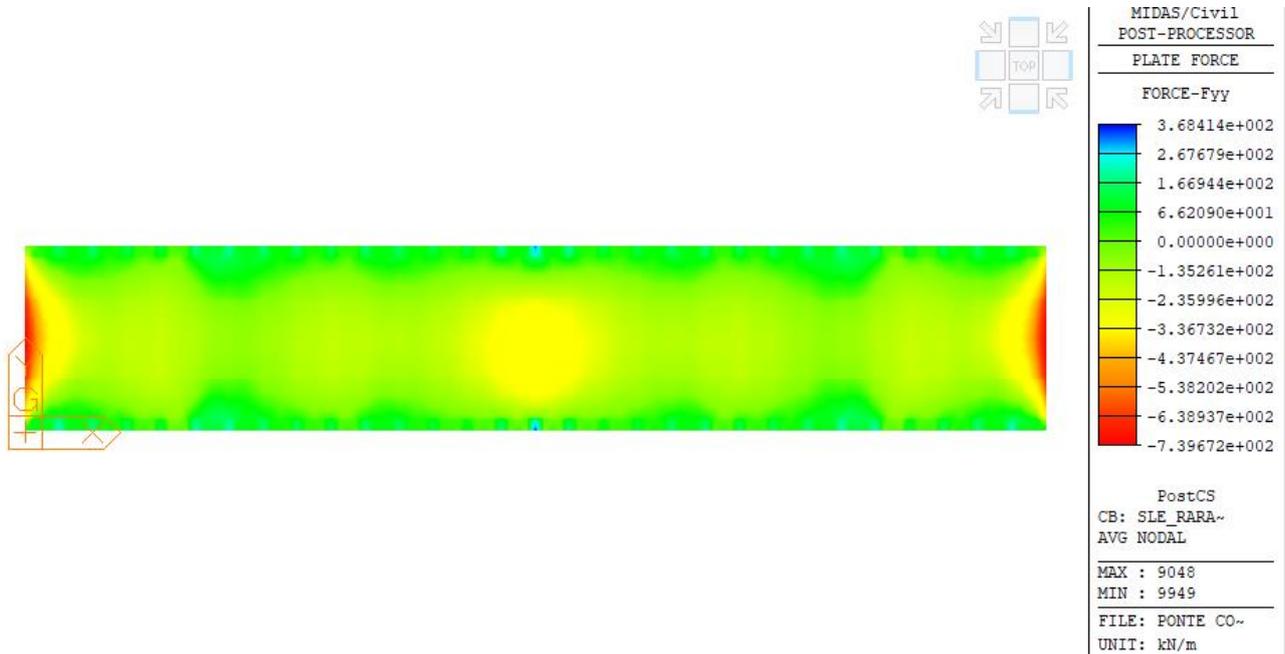


Figure 31 – SLE Rara - Soletta: Sforzi assiali Fyy (KN/m)

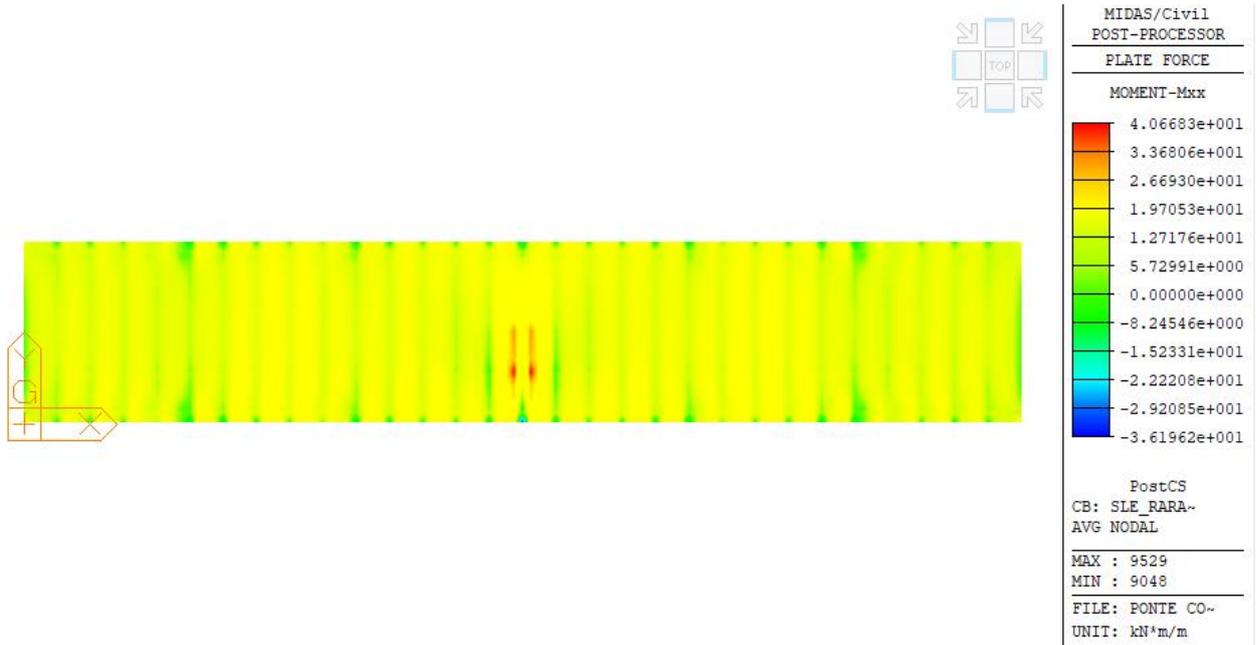


Figure 32 – SLE Rara - Soletta: Momenti flettenti Mxx (KNm/m)

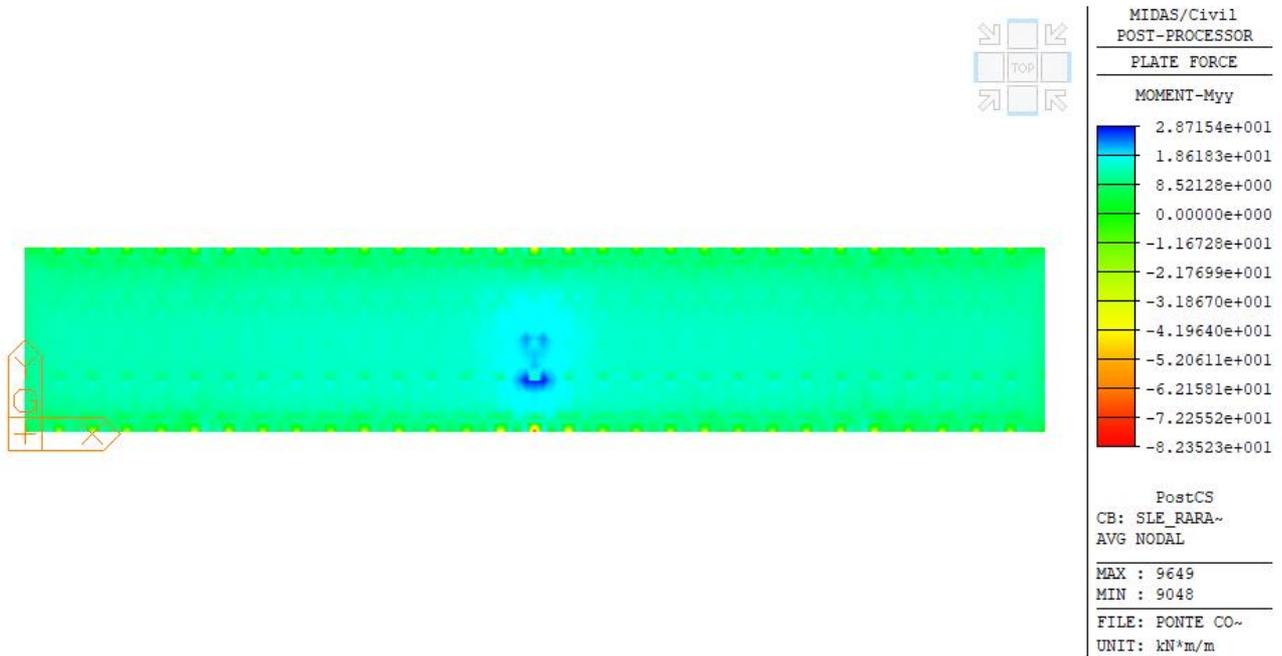


Figure 33 – SLE Rara - Soletta: Momenti flettenti Myy (KNm/m)

Combinazione Frequente

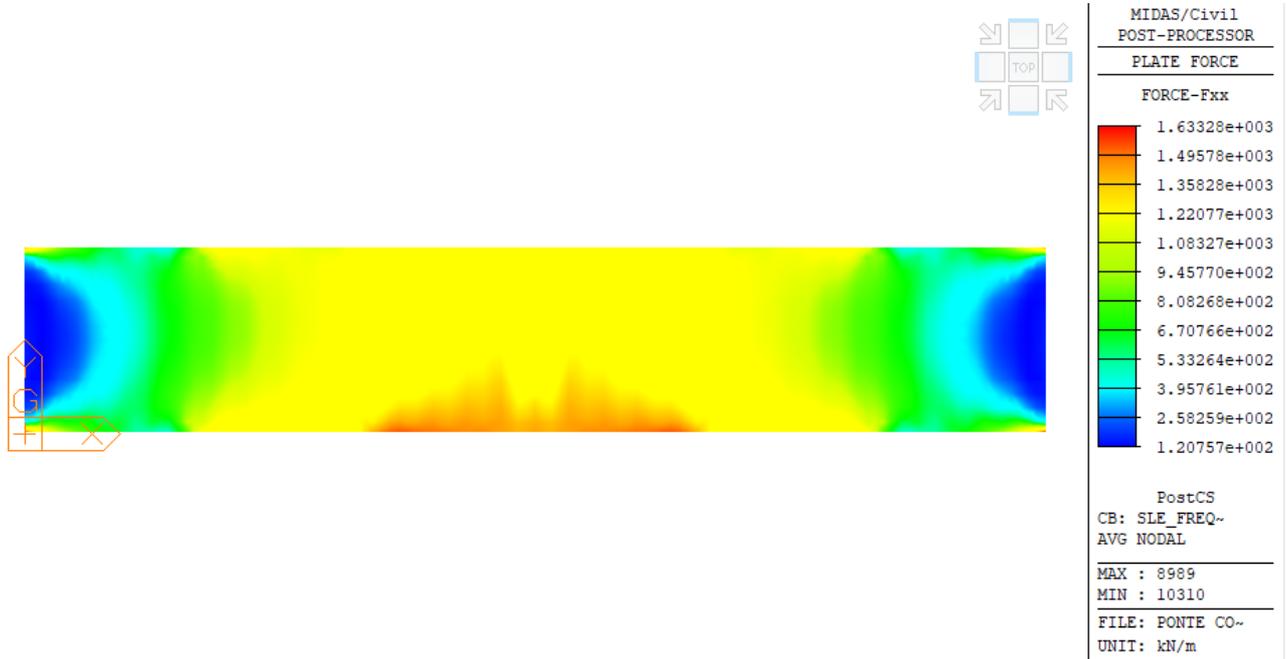


Figure 34 – SLE Frequente - Soletta: Sforzi assiali Fxx (KN/m)

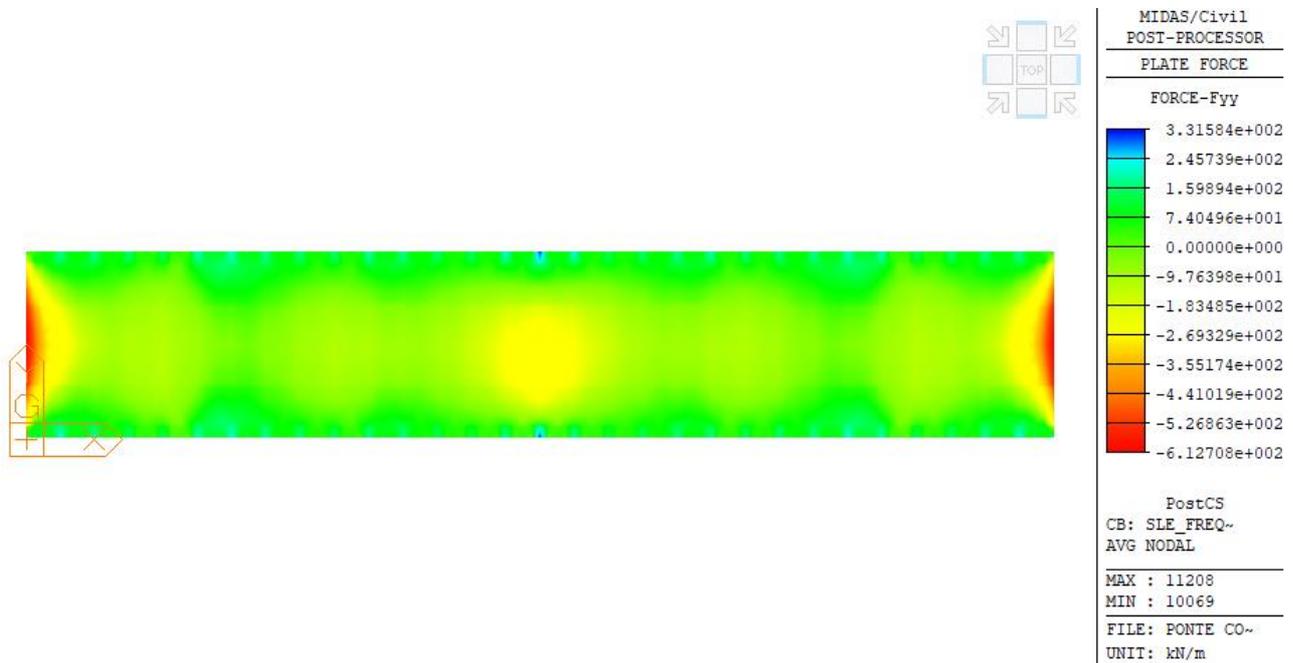


Figure 35 – SLE Frequente - Soletta: Sforzi assiali Fyy (KN/m)

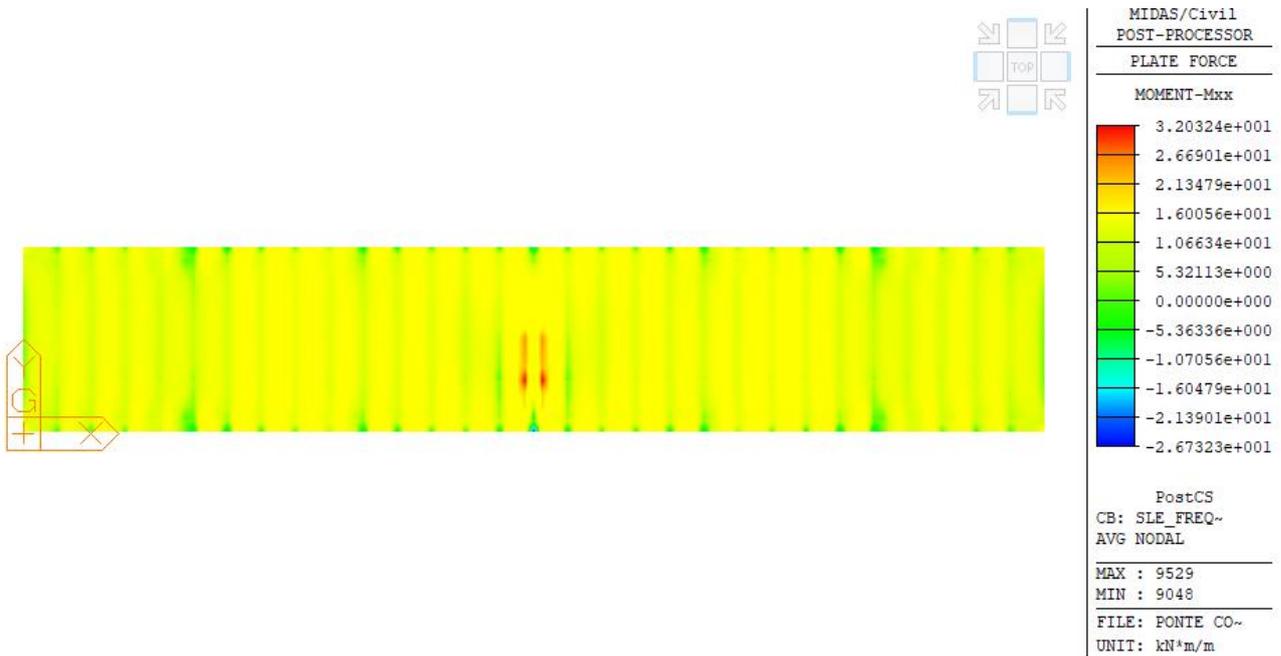


Figure 36 – SLE Frequente - Soletta: Momenti flettenti Mxx (KNm/m)

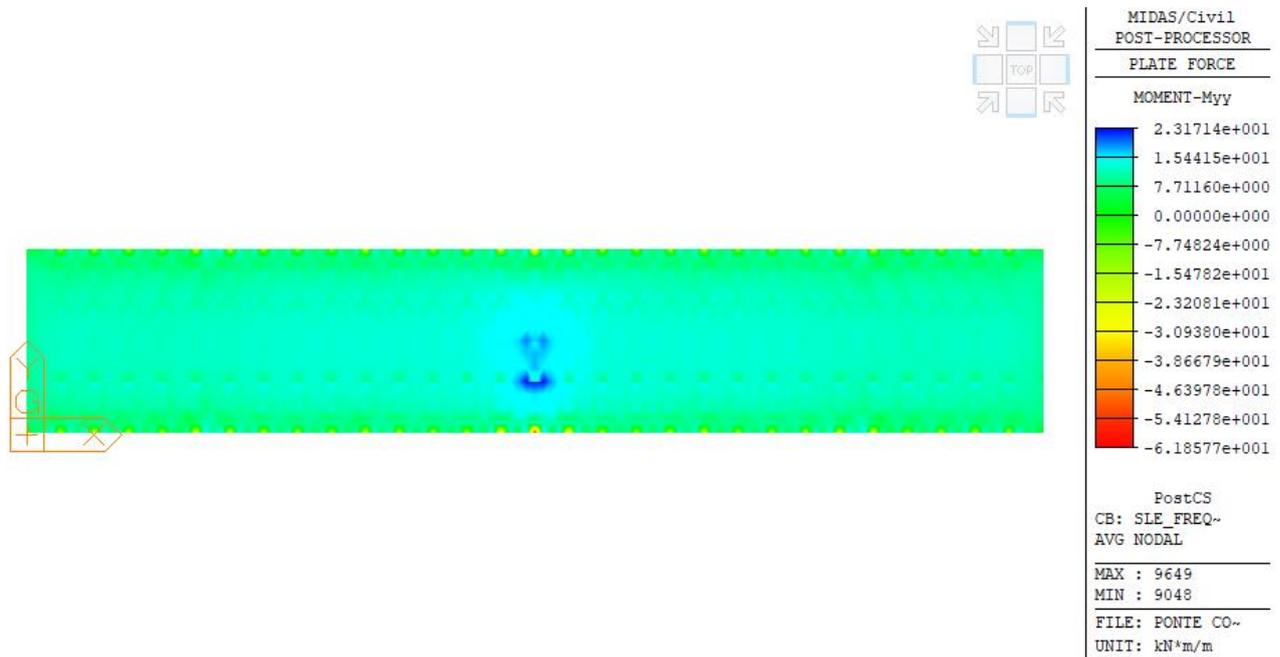


Figure 37 – SLE Frequente - Soletta: Momenti flettenti Myy (KNm/m)

Combinazione Quasi Permanente

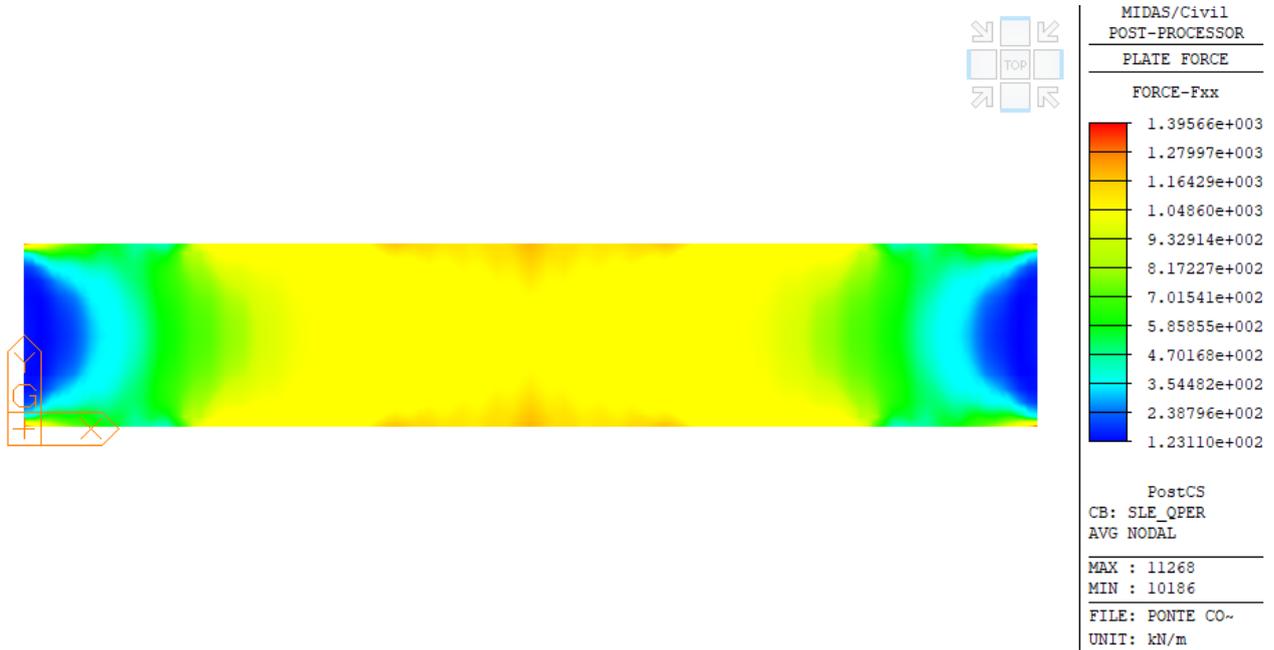


Figure 38 – SLE Quasi Permanente - Soletta: Sforzi assiali Fxx (KN/m)

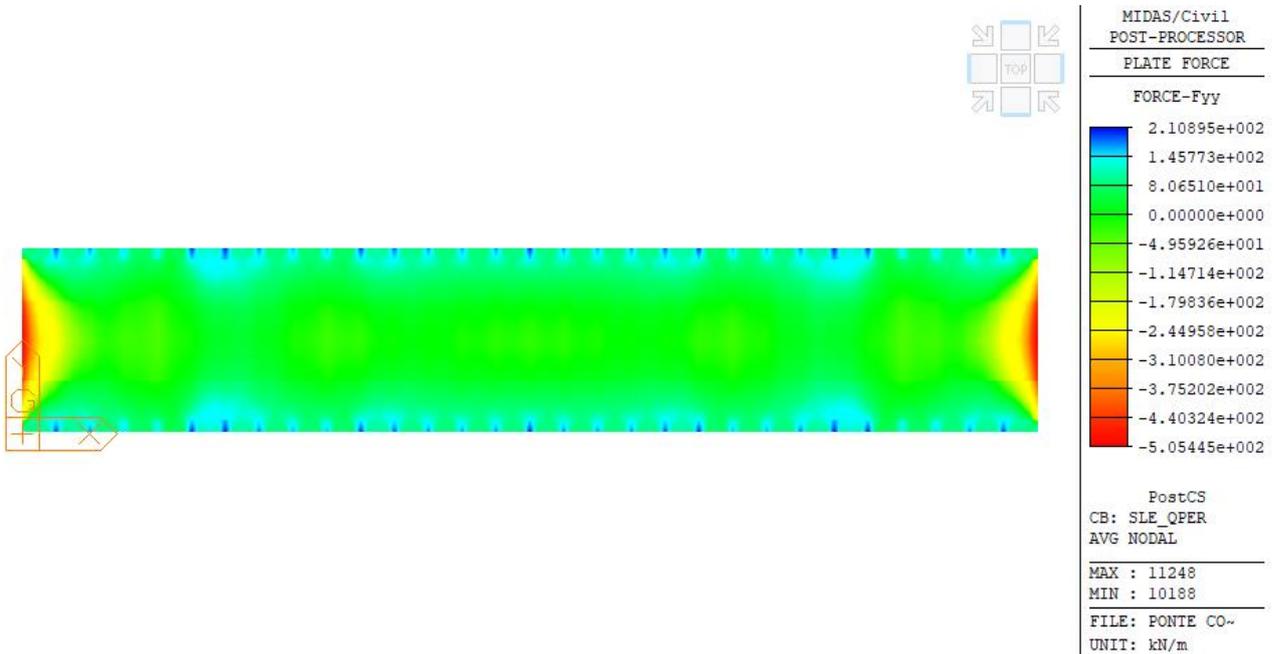


Figure 39 – SLE Quasi Permanente – Soletta: Sforzi assiali Fyy (KN/m)

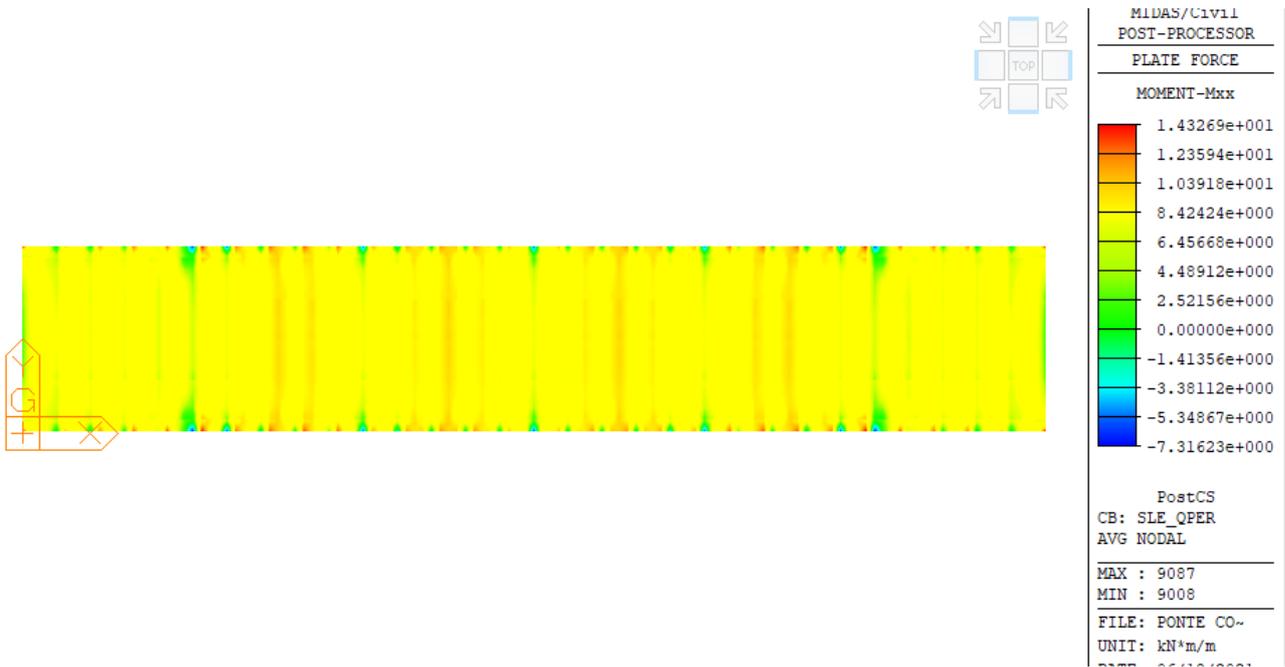


Figure 40 – SLE Quasi Permanente – Soletta: Momenti flettenti Mxx (KNm/m)

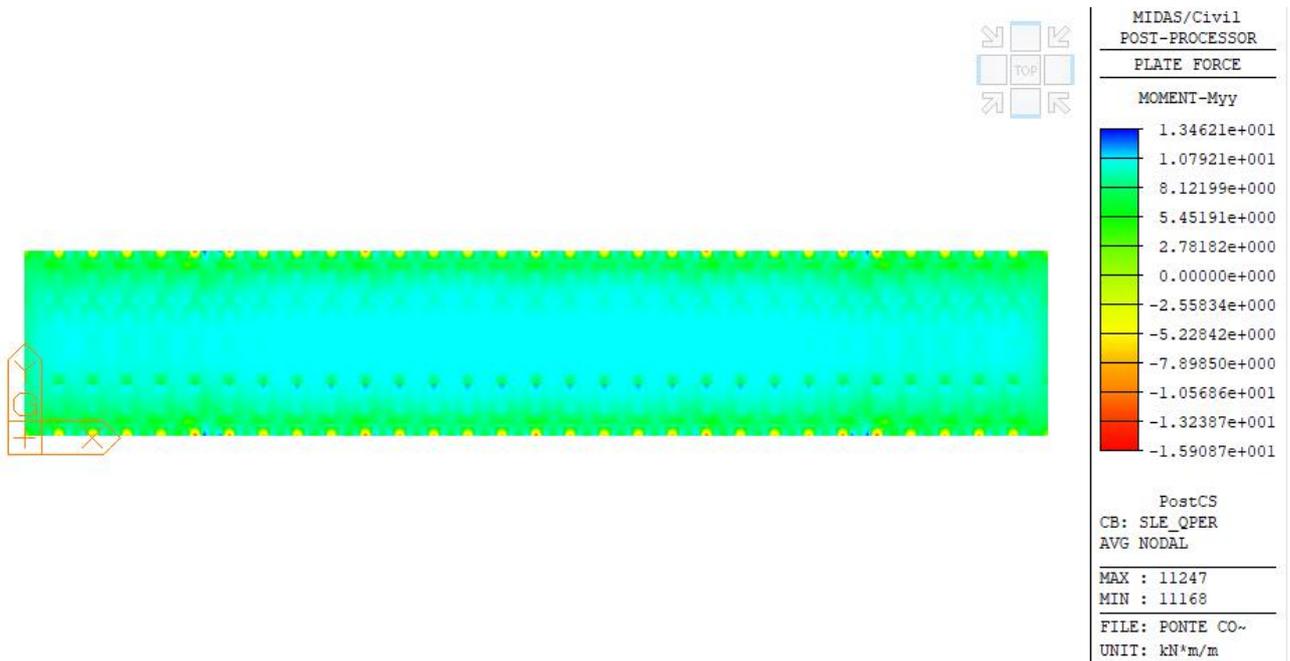


Figure 41 – SLE Quasi Permanente – Soletta: Momenti flettenti Myy (KNm/m)

Spostamenti per effetto dei carichi di esercizio

Si riportano nel seguito gli spostamenti verticali della struttura per effetto dei carichi di esercizio.

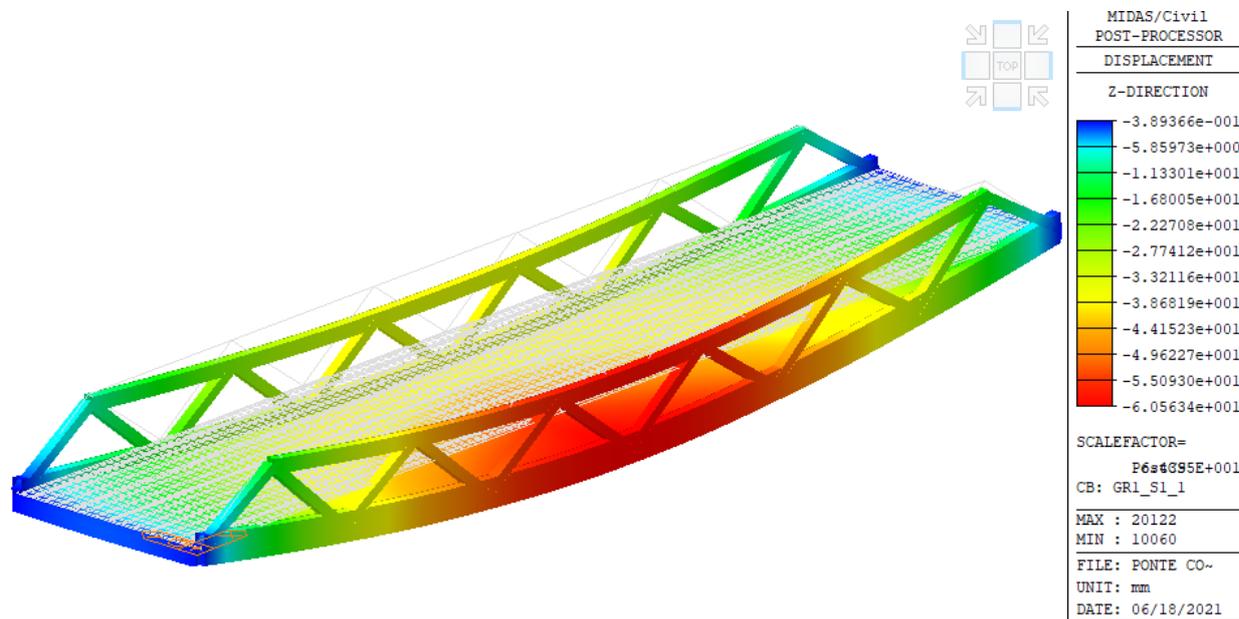


Figure 42 – Carichi accidentali da traffico: Spostamento verticale max = 60 mm ($L/500 = 156$ mm) (da modello 1 beam + plate)

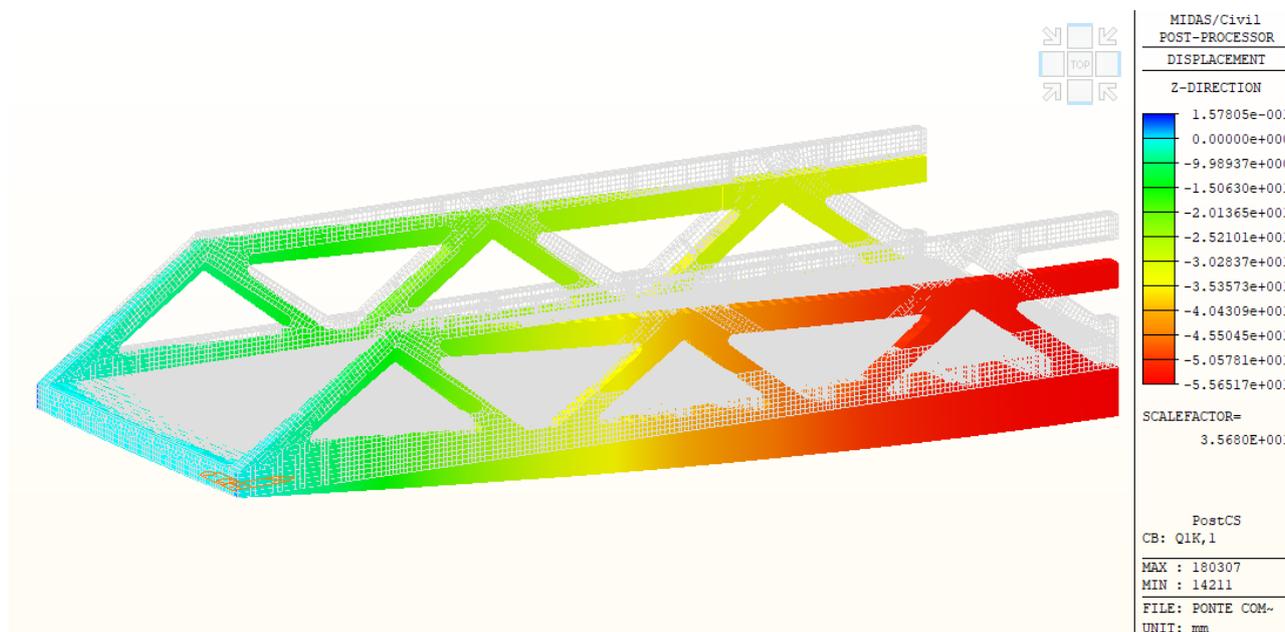


Figure 52 - - Carichi accidentali da traffico: Spostamento verticale max = 60 mm ($L/500 = 156$ mm) (da modello 2 plate)

9 VERIFICHE DELLA CARPENTERIA IN ACCIAIO

Nella seguente sezione vengono mostrate le verifiche di resistenza, fatica e deformabilità eseguite secondo i criteri esposti al capitolo 7.

9.1 Verifiche delle Travature Reticolari

9.1.1 Verifiche di Resistenza allo SLU

Le tensioni nei singoli elementi sono ottenute considerando:

- i valori di tensione normale ottenuti direttamente dal programma di calcolo
- le tensioni tangenziali da taglio e da torsione calcolate in funzione dei risultati in termini di sollecitazioni, precedentemente esposti.

Le tensioni tangenziali τ sono costituite da una componente dovuta al taglio, τ_v , e una componente dovuta alla torsione, τ_{Mt} . La componente dovuta al taglio viene valutata in ciascun punto come valore medio nelle anime, mentre la tensione tangenziale a torsione τ_{Mt} viene valutata alla Bredt:

$$\tau_v = \frac{V_{Ed}}{2 \cdot t_w \cdot h_w}$$
$$\tau_{Mt} = \frac{M_{t,Ed}}{2 \cdot A_{sw} \cdot t_w}$$

dove:

- V_{Ed} e $M_{t,Ed}$ sono rispettivamente le sollecitazioni di taglio e momento torcente;
- t_w e h_w sono rispettivamente lo spessore e l'altezza dei piatti;
- A_{sw} è l'area racchiusa dalla linea media della sezione sottile

Si riportano, nei diagrammi a seguire, le tensioni normali, le tensioni tangenziali e le tensioni ideali nei punti di verifica da P1 a P8 (cfr. par. 0) allo stato limite ultimo negli elementi della trave reticolare più sollecitata.

La combinazione di verifica è la più gravosa, ovvero la combinazione A1 STR _ Gr1_1 (con disposizione dei carichi concentrate in mezzeria).

Gli elementi che compongono i correnti inferiori sono numerati da 1 a 120;

Gli elementi che compongono i correnti superiori sono numerati da 121 a 200;

Gli elementi che compongono i diagonali sono numerati da 201 a 296;

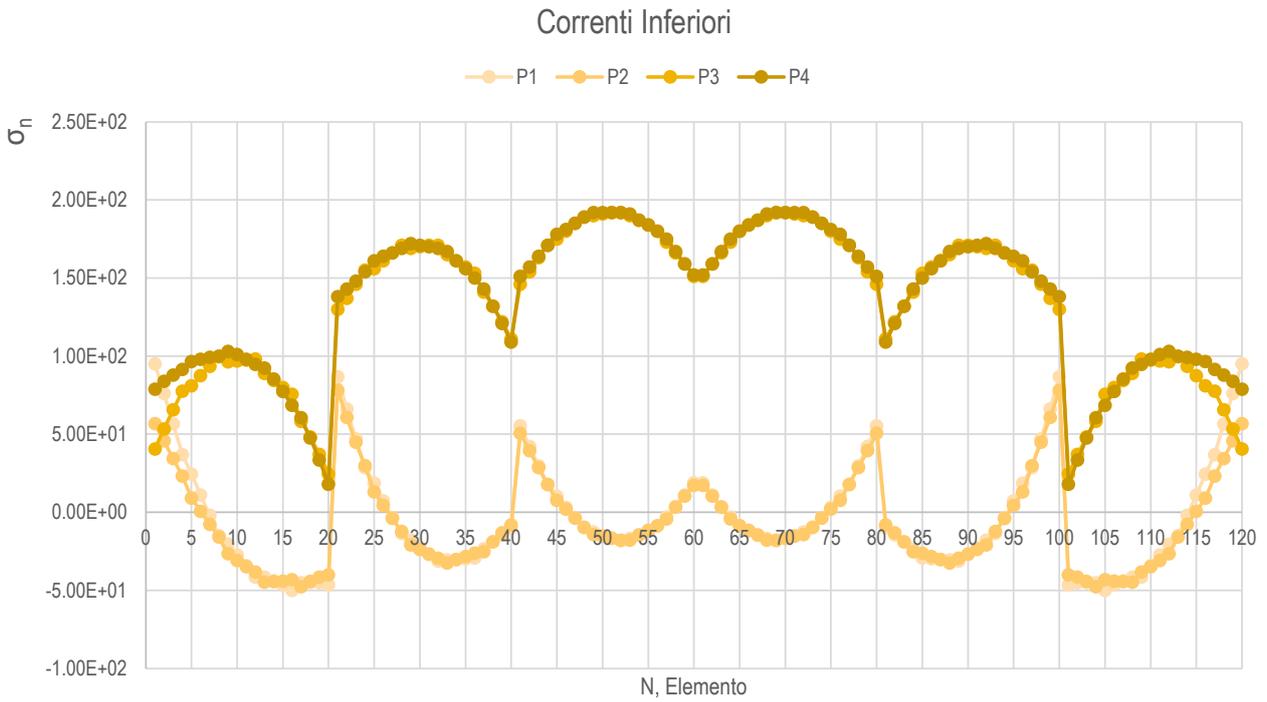


Figure 43 – Tensioni Normali nei Correnti Inferiori (punti da P1 a P4) [Mpa]

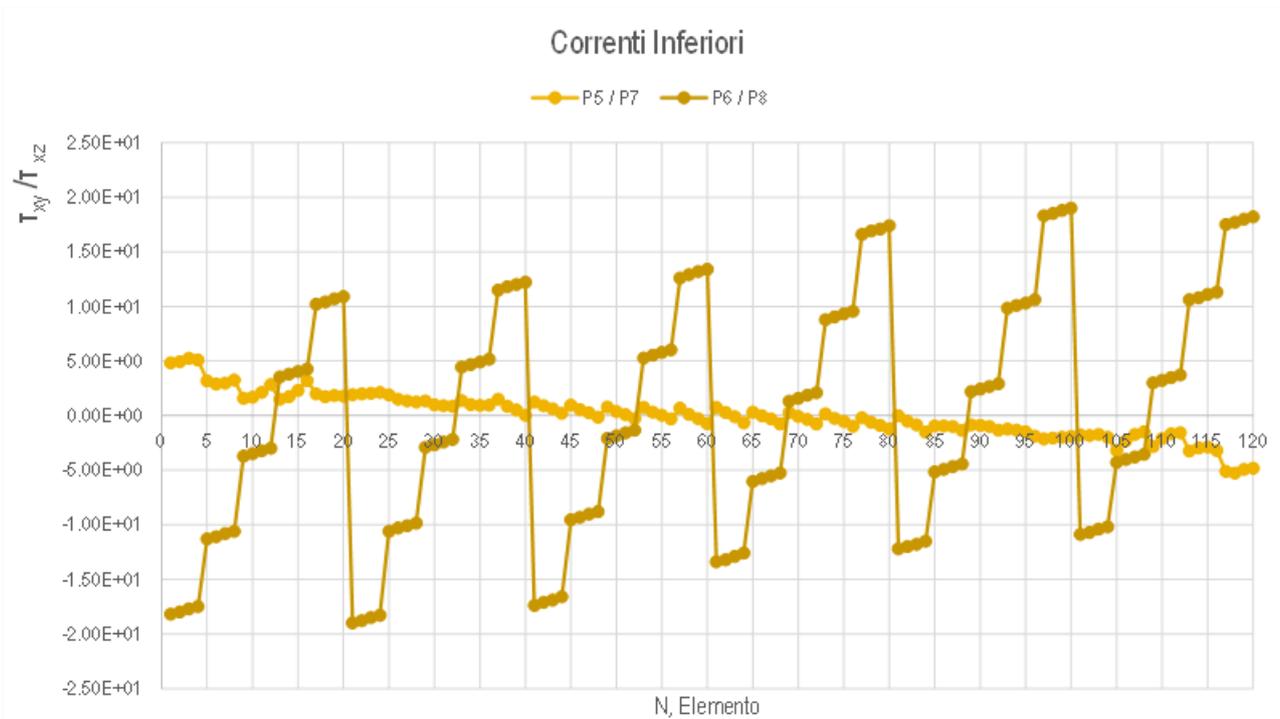


Figure 44 - Tensioni Tangenziali da Taglio e Torsione nei Correnti Inferiori (punti da P5 a P8) [Mpa]

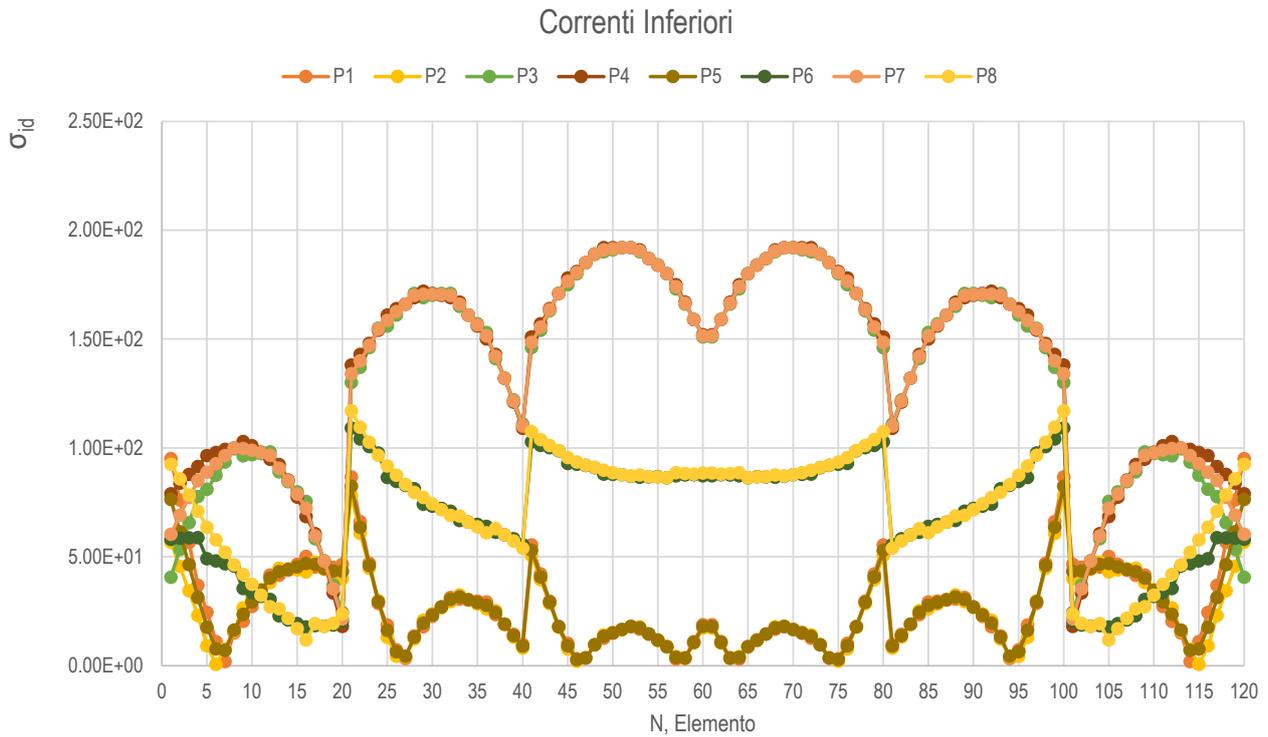


Figure 45 - Tensioni Ideali nei Correnti Inferiori (punti da P1 a P8) [Mpa]

Come si evince dal grafico le tensioni ideali, nei diversi punti di verifica, sono inferiori alla resistenza di progetto f_{yd} dell'acciaio utilizzato, per cui le verifiche sono soddisfatte.

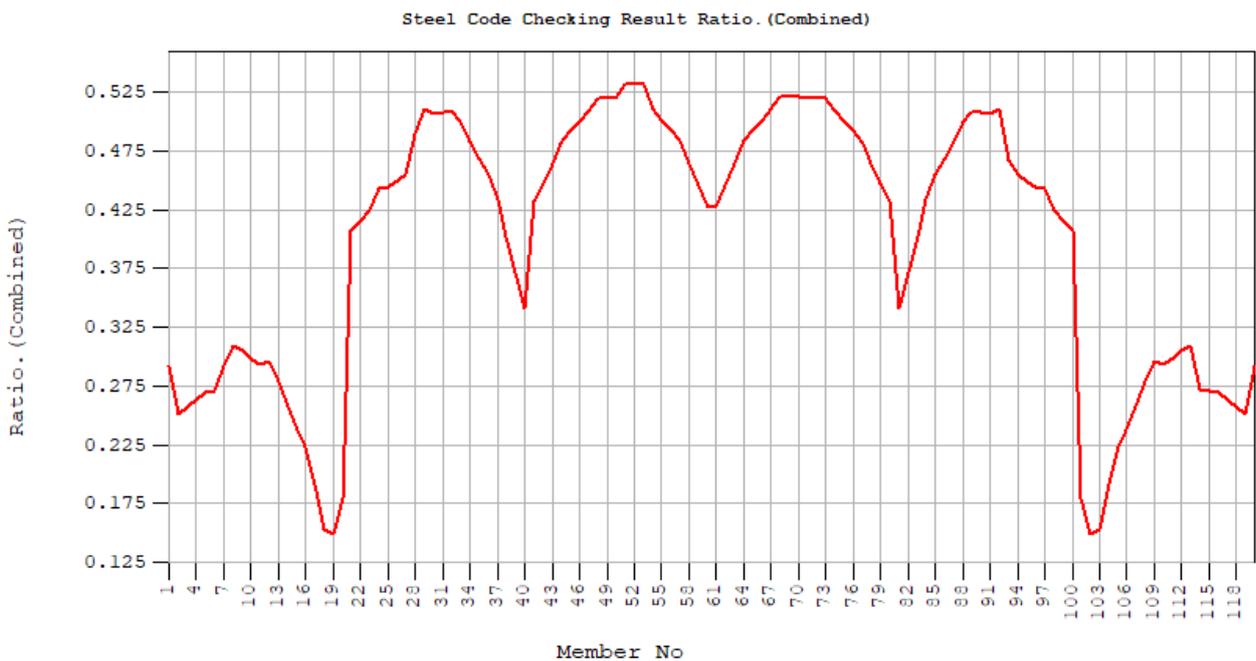


Figure 46 – Correnti Inferiori Verifiche a Presso/TensoFlessione BiAssiale: rapporto tra sollecitazioni di progetto e sollecitazioni resistenti

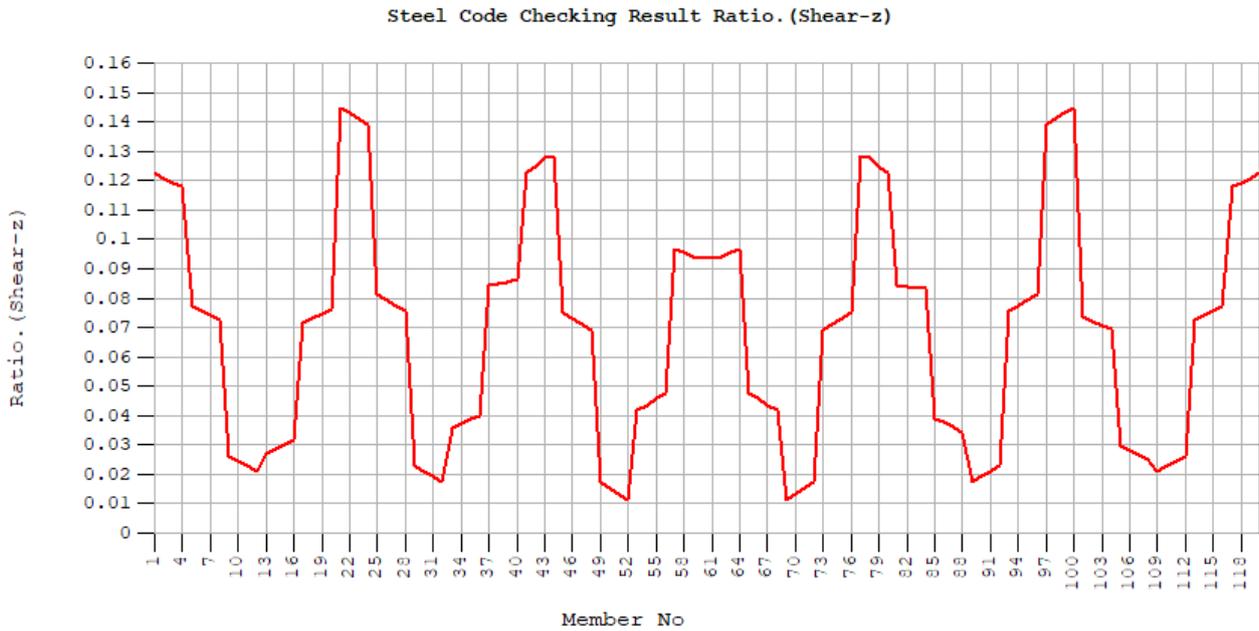


Figure 47 – Correnti Inferiori Verifiche a Taglio Vz: rapporto tra sollecitazioni di progetto e sollecitazioni resistenti

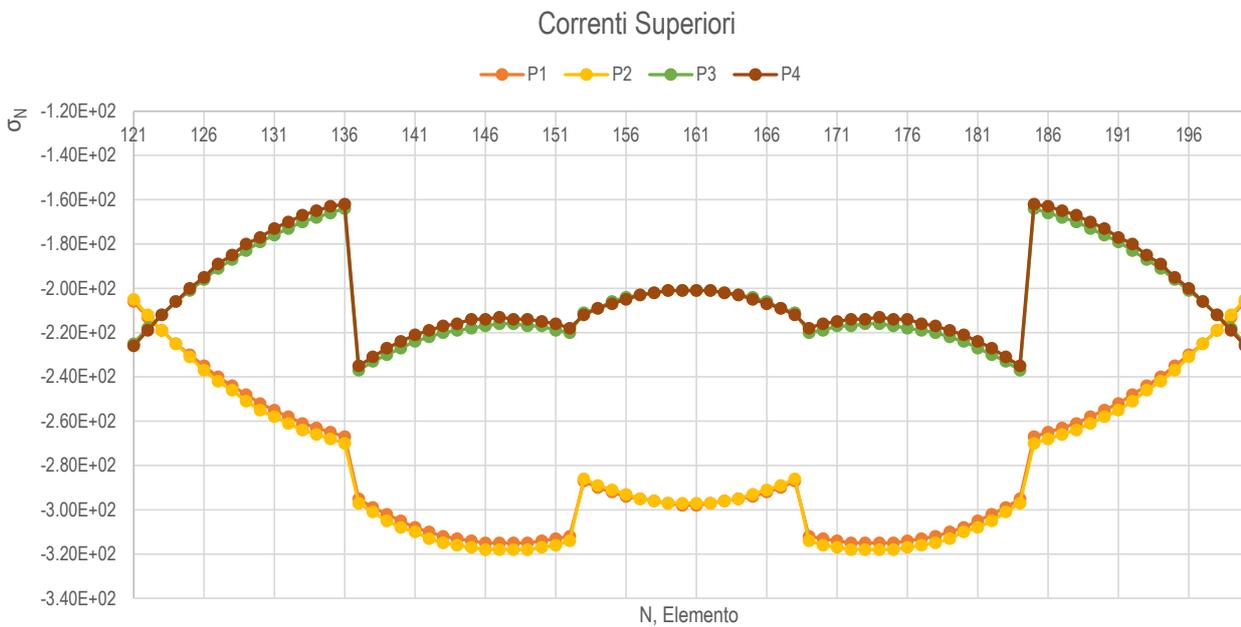


Figure 48 – Tensioni Normali nei Correnti Superiori (punti da P1 a P4) [Mpa]

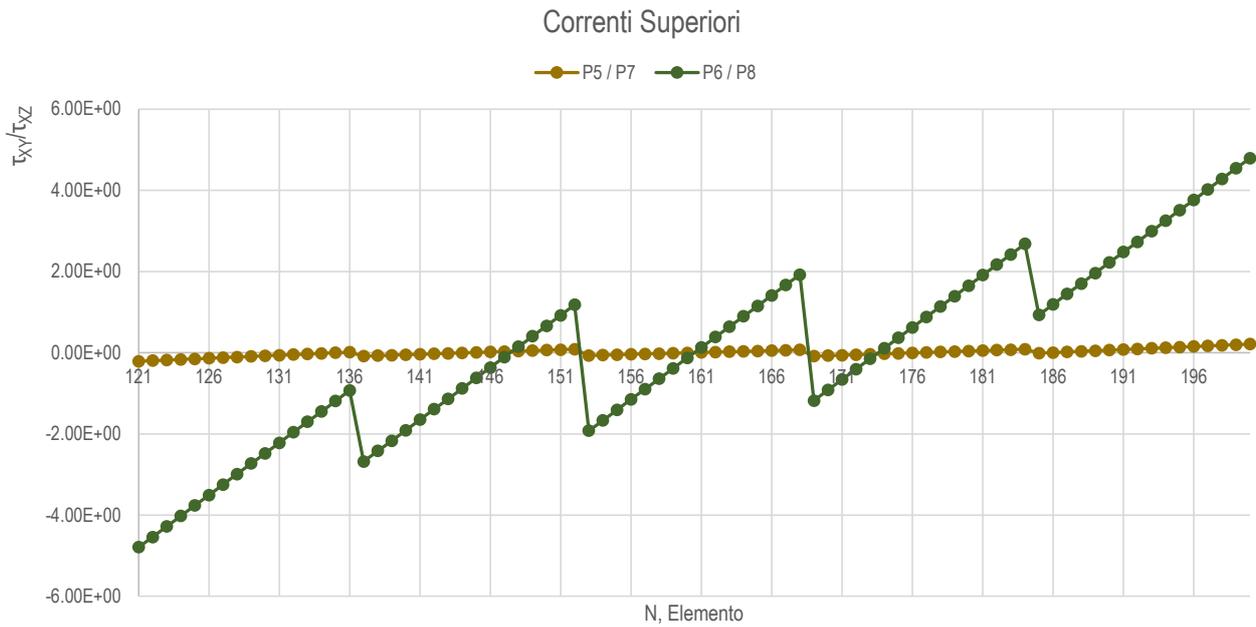


Figure 49 – Tensioni Tangenziali da Taglio e Torsione nei Correnti Superiori (punti da P5 a P8) [Mpa]

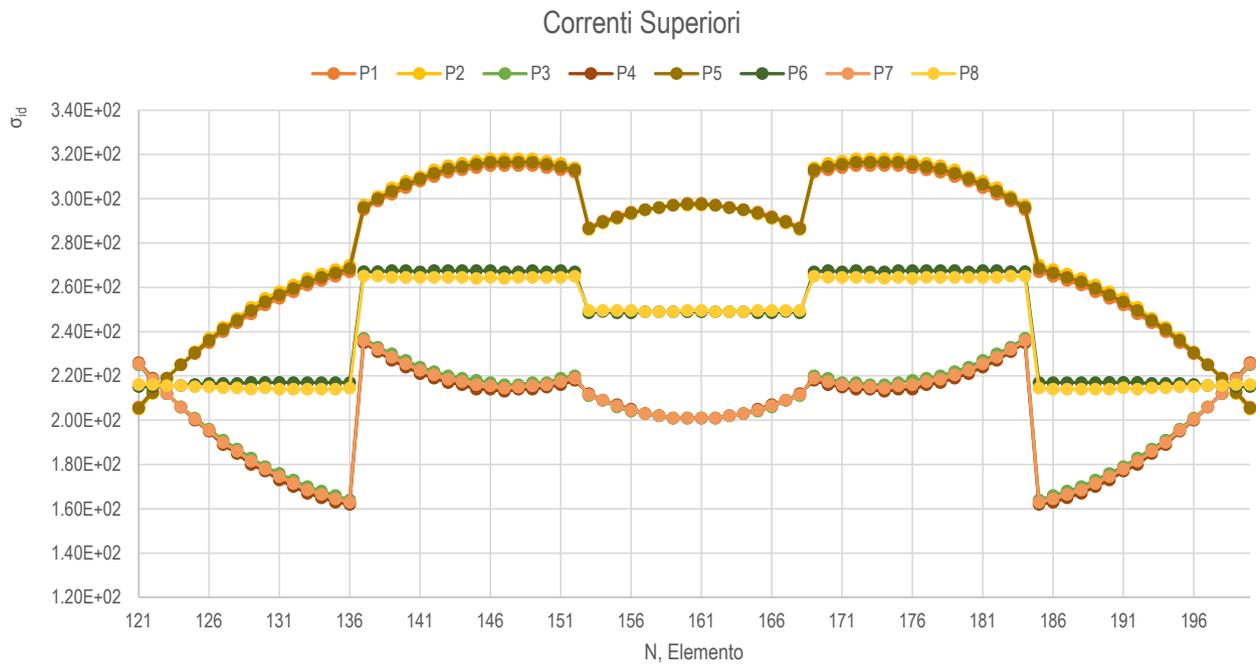


Figure 50 - Tensioni ideali nei Correnti Superiori (punti da P1 a P8) [Mpa]

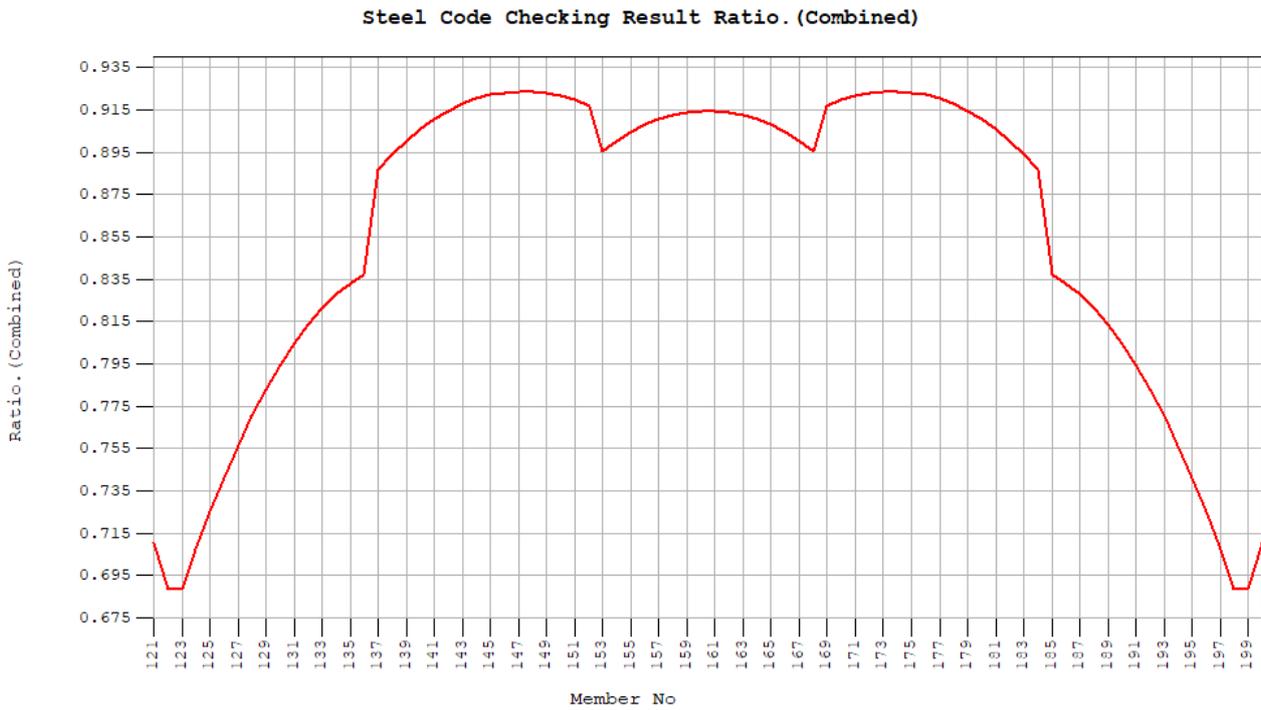


Figure 51 – Correnti Superiori Verifiche a Presso/TensoFlessione BiAssiale: rapporto tra sollecitazioni di progetto e sollecitazioni resistenti

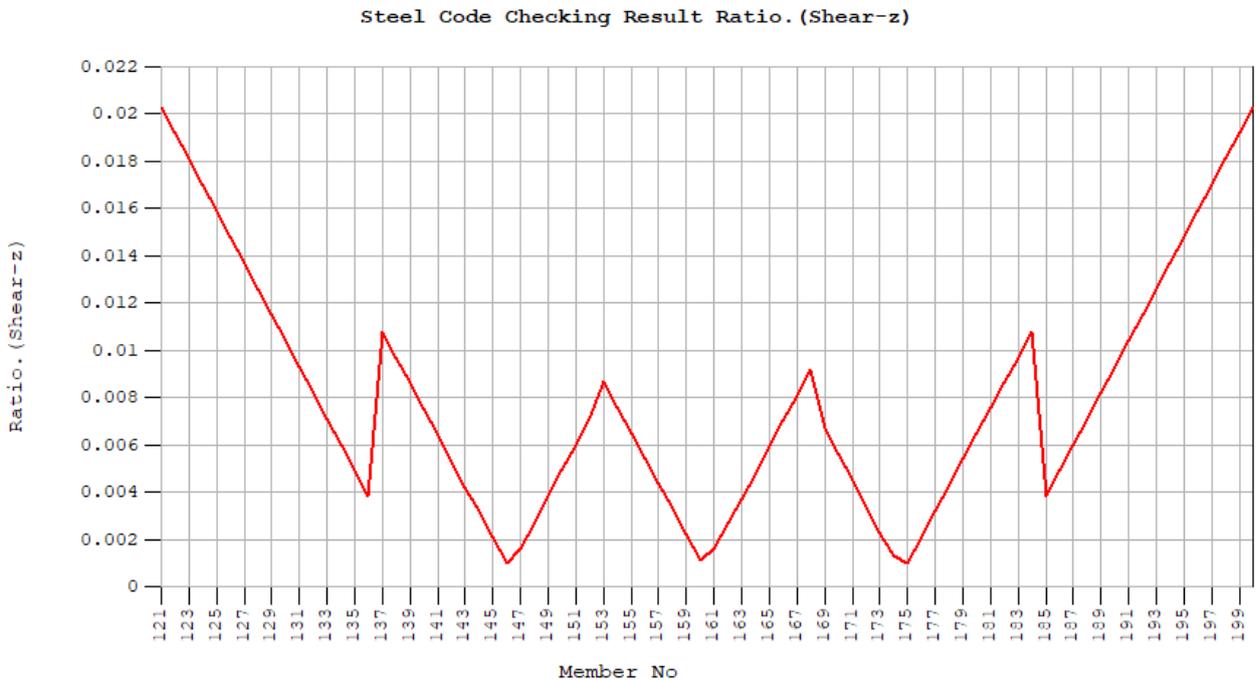


Figure 52 - Correnti Superiori Verifiche a Taglio Vz: rapporto tra sollecitazioni di progetto e sollecitazioni resistenti

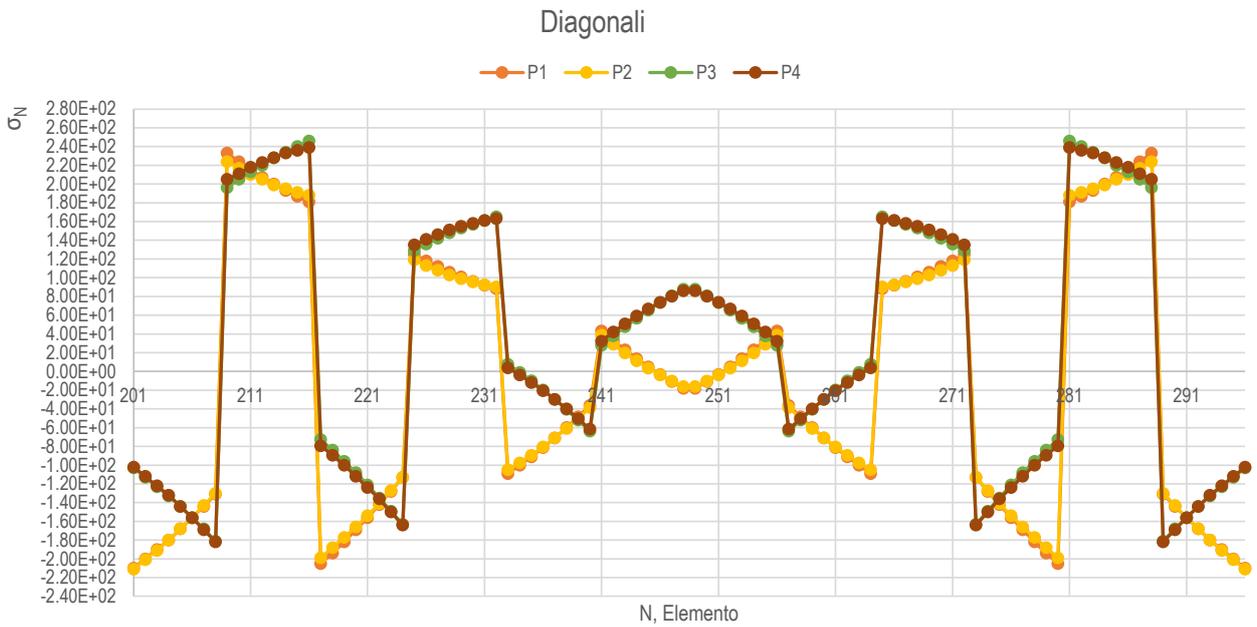


Figure 53 – Tensioni Normali nei Diagonali (punti da P1 a P4) [Mpa]

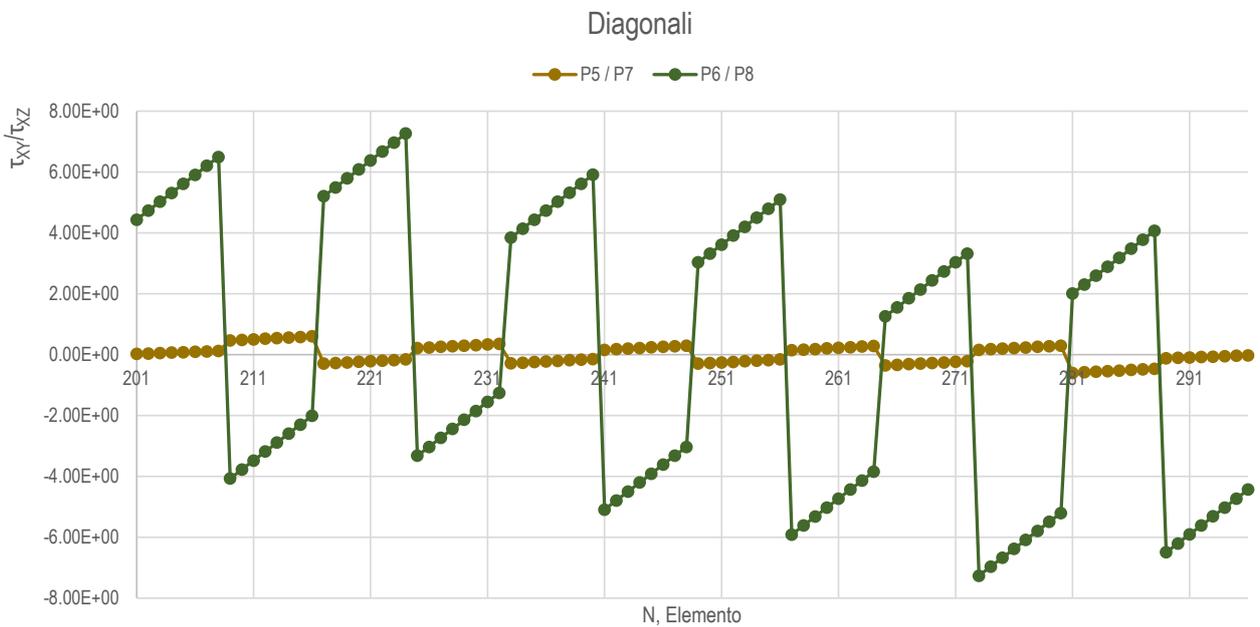


Figure 54 – Tensioni tangenziali nei diagonali (Punti da P5 a P8) [MPa]

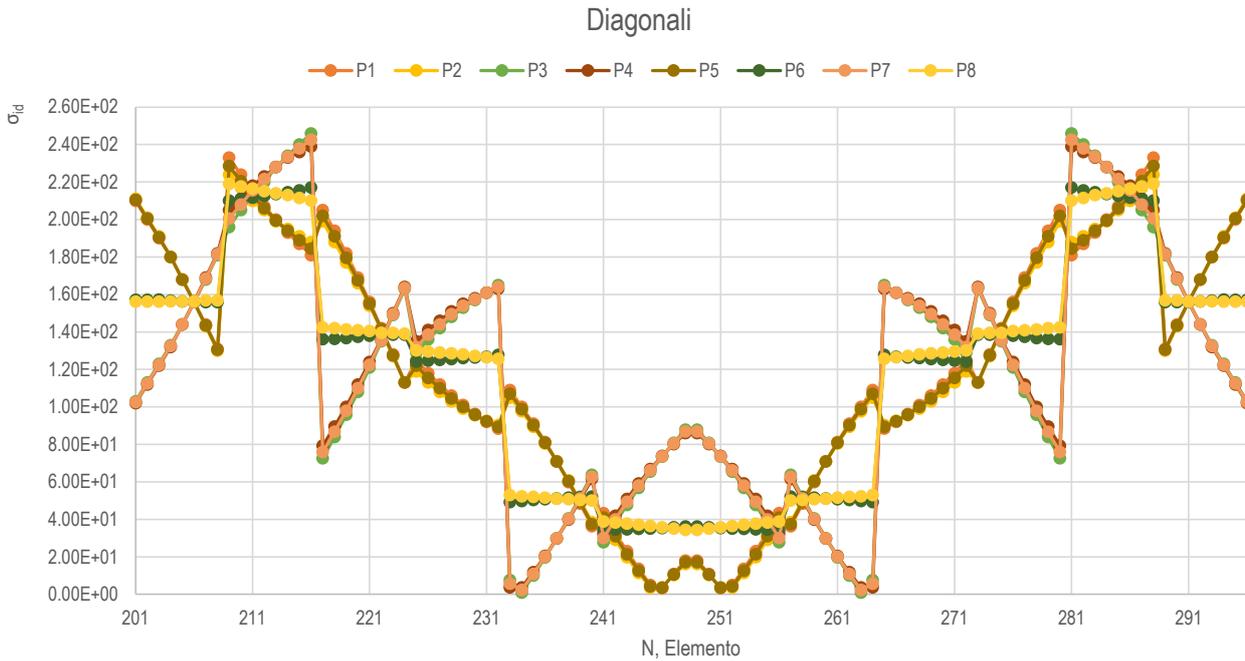


Figure 55 – Tensioni ideali nei diagonali (Punti da P1 a P8) [MPa]

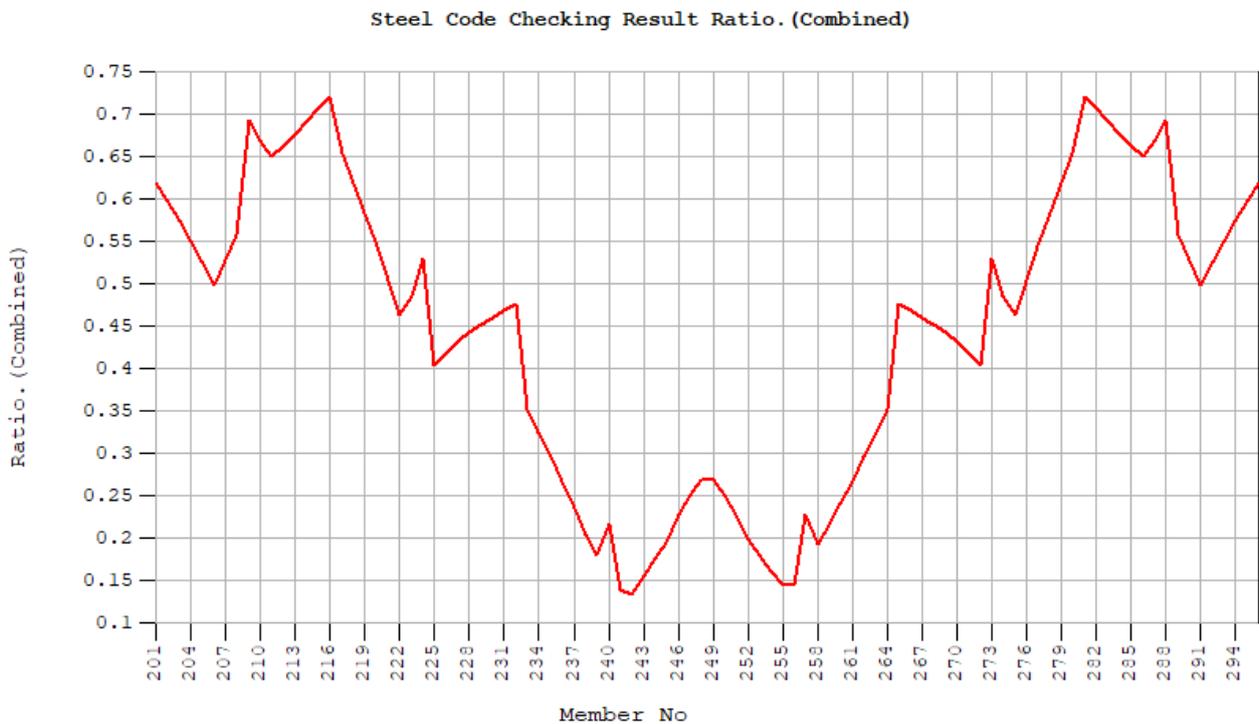


Figure 56 – Diagonali Verifiche a Presso/TensoFlessione BiAssiale: rapporto tra sollecitazioni di progetto e sollecitazioni resistenti

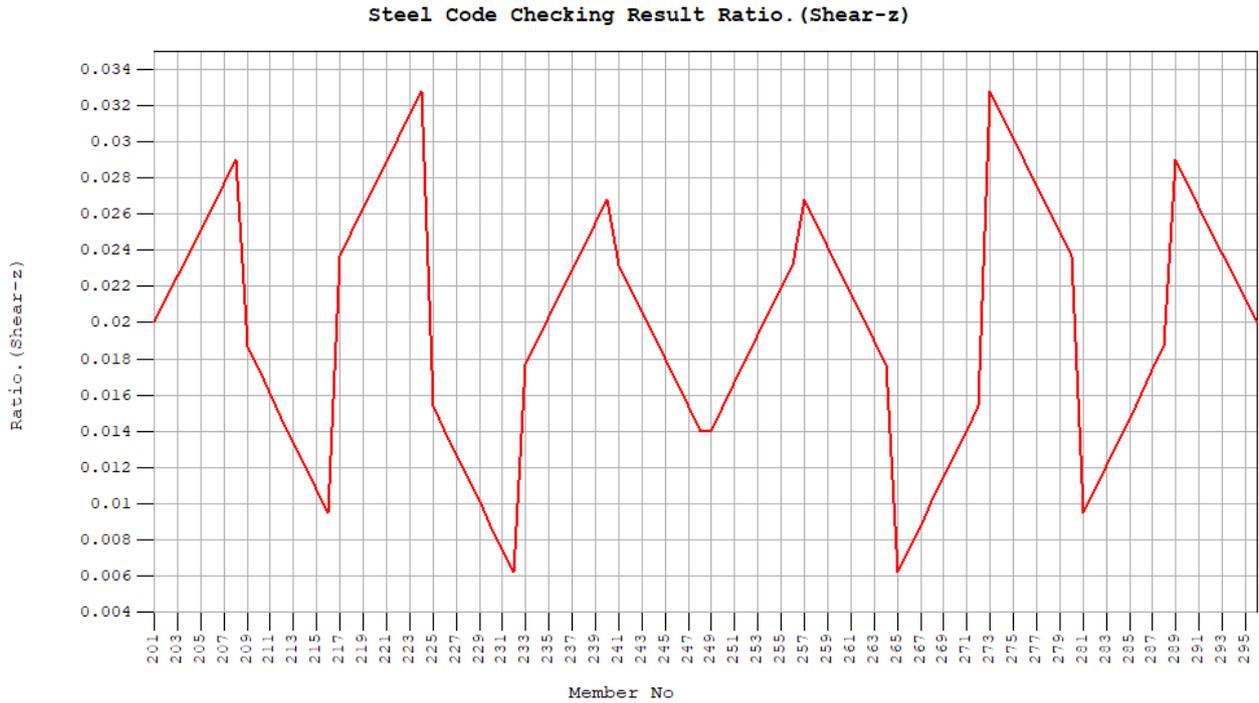
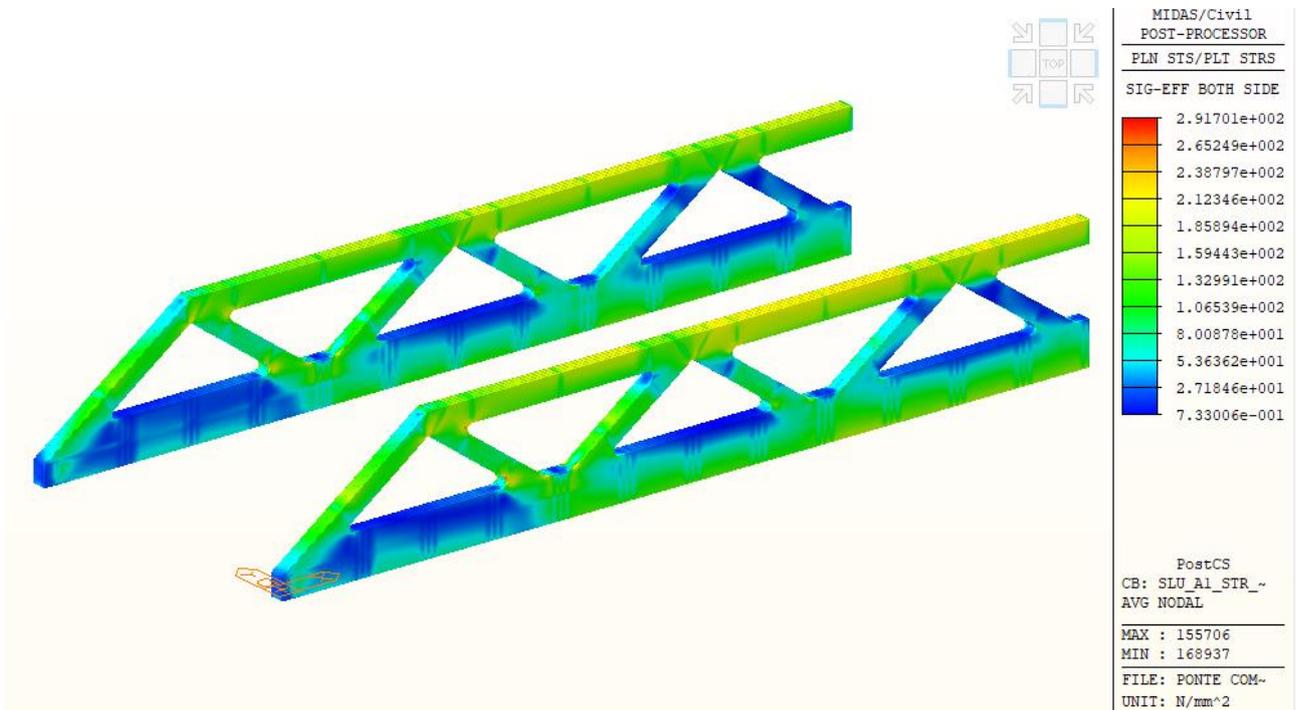
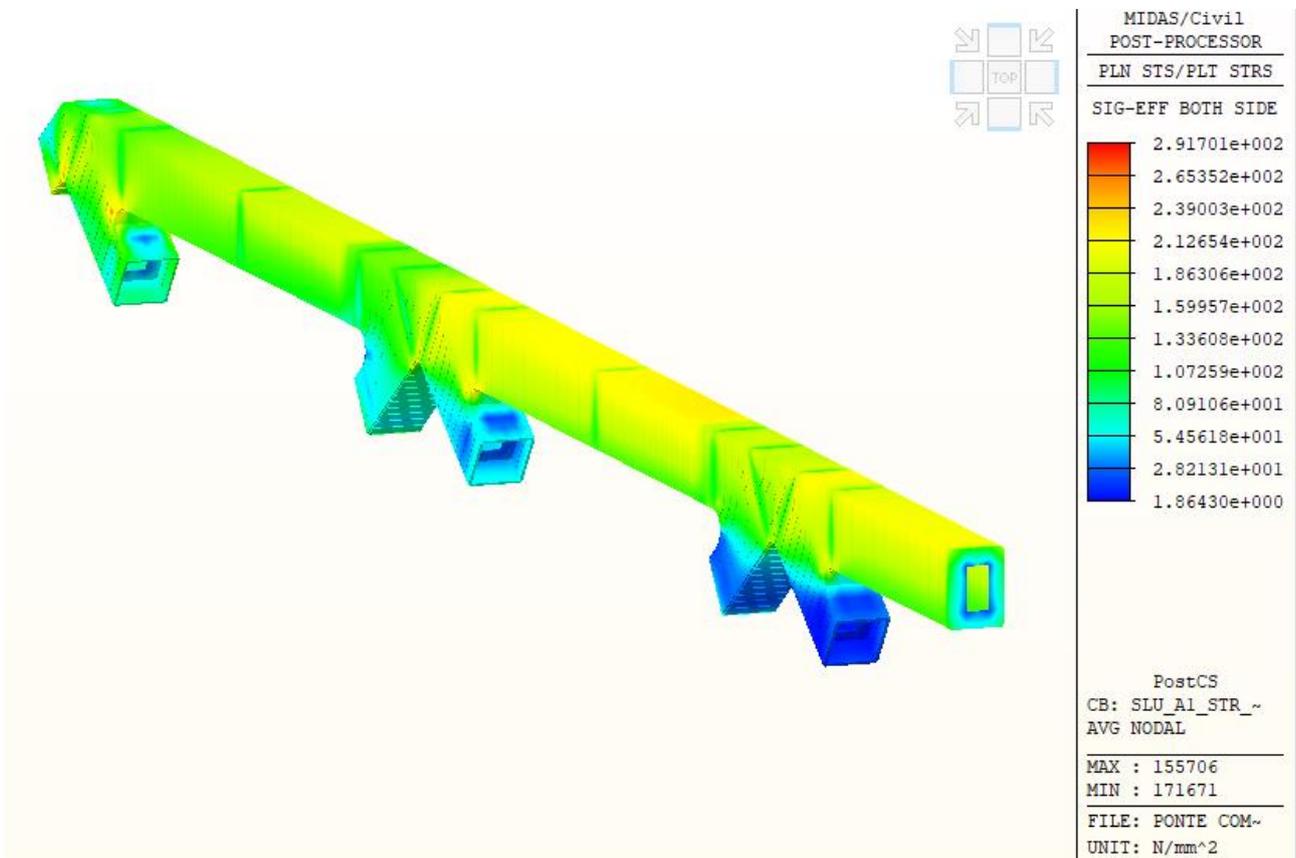
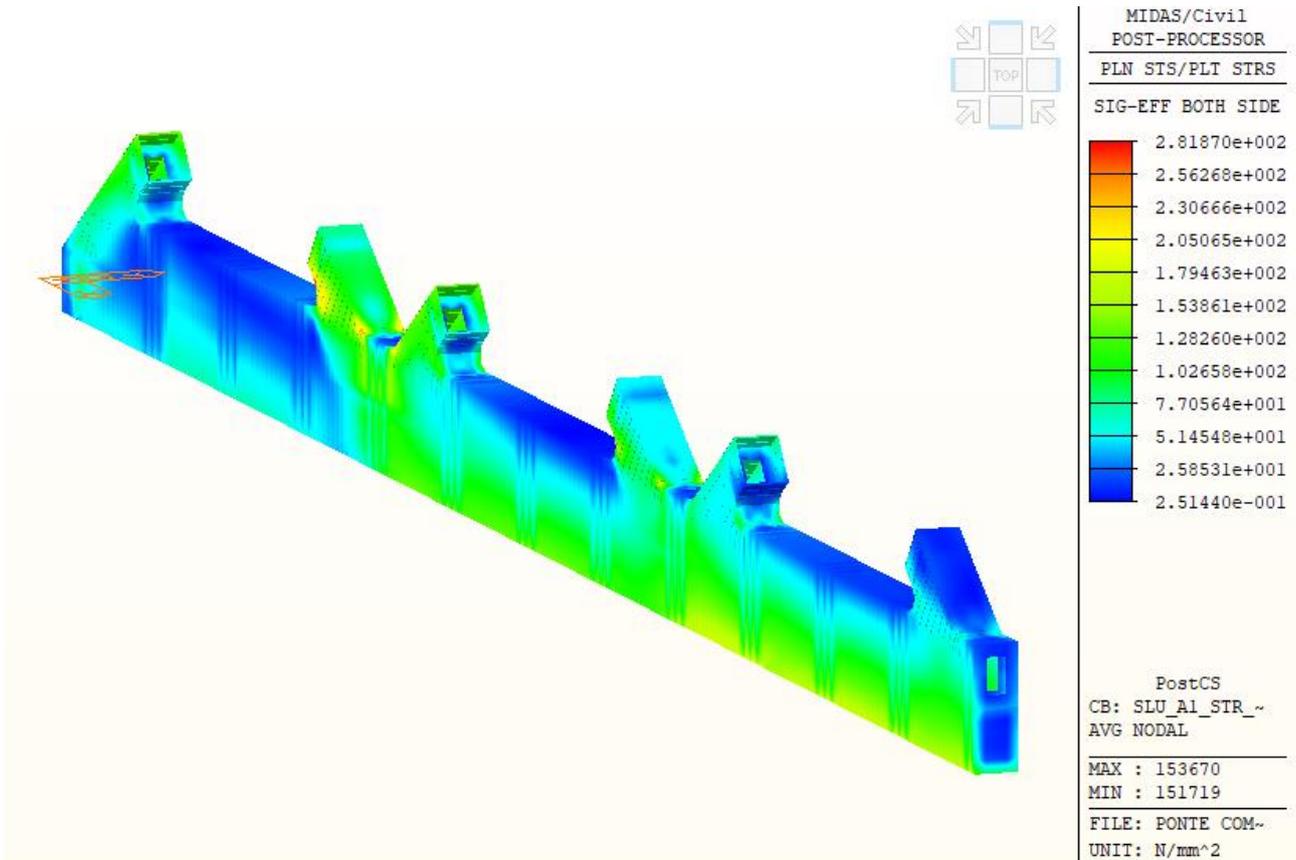
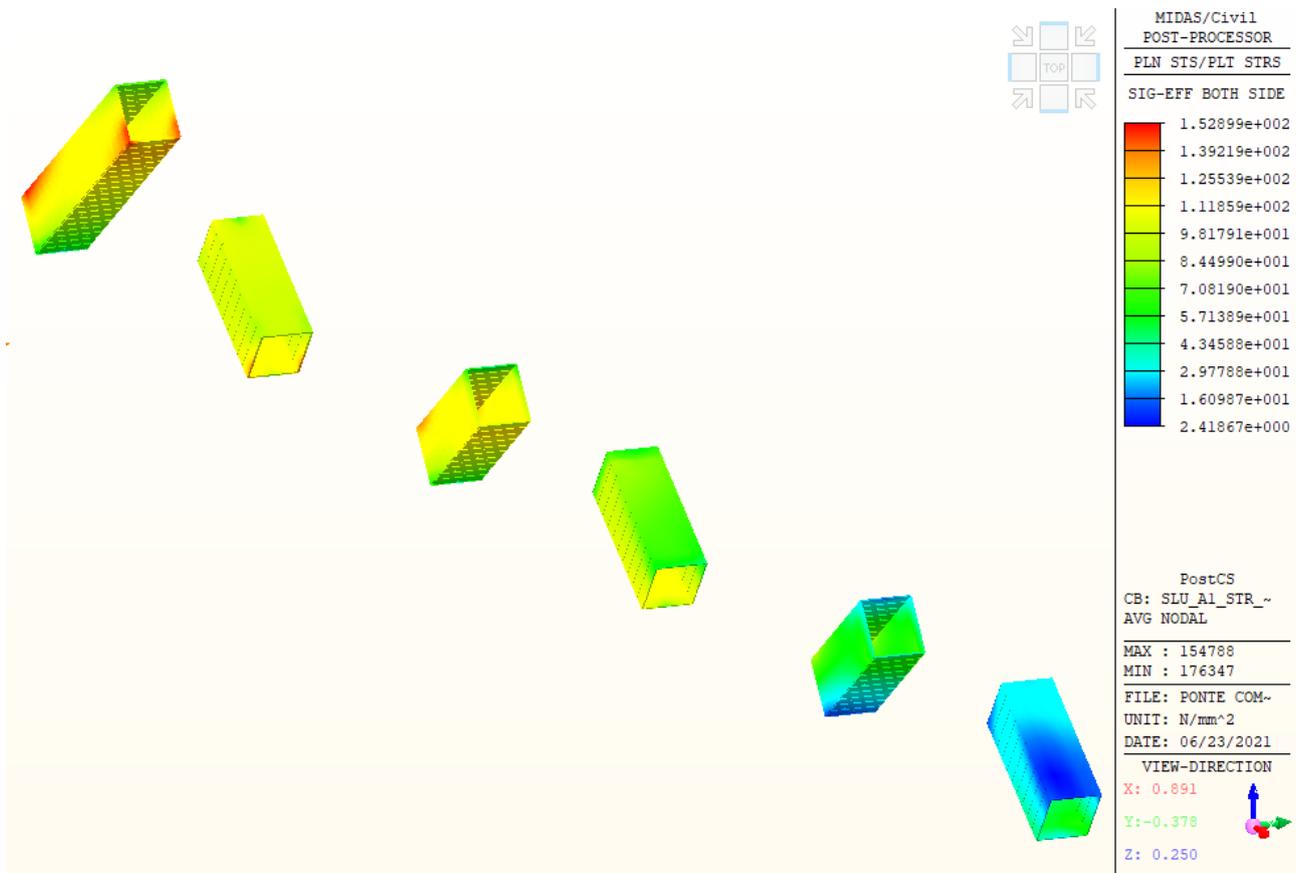


Figure 57 - Diagonali Verifiche a Taglio Vz: rapporto tra sollecitazioni di progetto e sollecitazioni resistenti







9.1.2 Verifica dell'Instabilità per Imbozzamento dei pannelli d'anima

A seguire si riportano le verifiche ad imbozzamento per gli elementi maggiormente sollecitati.

Tabella 12 – Verifica dei Correnti Inferiori – Concio I

VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO SECONDO NORMA UNI - 10011			
Concio Inferiore 1			
Acciaio :	S	355	
s_{amm} =		322.7	Mpa
t_{amm} =		186.3	Mpa
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE PANNELLO			
H (cm) =		200	
a (cm) =		265	
h (cm) =		100	
s(mm) =		20	(spessore)
a =		2.650	
DETERMINAZIONE COEFFICIENTI DI IMBOZZAMENTO			
s^1_{sup} (MPa)=		-100.00	COMPRESSIONE +
s^1_{inf} (MPa) =		-80.00	TRAZIONE -
y_1 =		1.3	
Condizione di carico di riferimento per tensioni normali (I - II -III)			II
K_s =		8.8	
K_t =		5.9	

VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO SECONDO NORMA UNI - 10011			
Concio Inferiore 1			
TENSIONI IDEALI DI IMBOZZAMENTO			
$s_{cr,0}$ (Mpa)=	74.5		
s_{cr} (Mpa)=	655.09		
t_{cr} (Mpa)=	440.15		
TENSIONI DI RIFERIMENTO PER VERIFICA			
s_1 (Mpa)=	-100.00	s_N (Mpa)=	0.00
		s_M (Mpa)=	-100.00
T(KN)=	1200		
At(mm ²)=	40000		
t(Mpa)=	30.0		
$s_{crit, id}$ (Mpa)=	11790.2		
$s_{cr, red}$ (Mpa)=	354.97		
$\sigma_{r, id} / (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{1/2}$	=		3.15
b=	1.0		
n=	1		
bn=	1.00		
VERIFICATO			

Tabella 13 – Verifica dei Correnti Superiori – Concio 1

VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO SECONDO NORMA UNI - 10011			
Concio Superiore 1			
Acciaio : S	355		
s_{amm} =	322.7	Mpa	
t_{amm} =	186.3	Mpa	
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE PANNELLO			
H (cm) =	100		
a (cm) =	435		
h (cm) =	100		
s(mm) =	30	(spessore)	
a =	4.350		
DETERMINAZIONE COEFFICIENTI DI IMBOZZAMENTO			
s^1_{sup} (MPa)=	180.00	COMPRESSIONE	+
s^1_{inf} (MPa) =	211.00	TRAZIONE	-
y_1 =	0.9		
Condizione di carico di riferimento per tensioni normali (I - II -III)			I
K_s =	7.6		
K_t =	5.6		
TENSIONI IDEALI DI IMBOZZAMENTO			
$s_{cr,0}$ (Mpa)=	167.6		
s_{cr} (Mpa)=	1279.70		

VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO SECONDO NORMA UNI - 10011

Concio Superiore 3

$s_1(\text{Mpa})=$	280.00	$s_N(\text{Mpa})=$	0.00
		$s_M(\text{Mpa})=$	280.00
T(KN)=	170		
At(mm ²)=	80000		
t (Mpa)=	2.1		
$s_{crit, id}(\text{Mpa})=$	2920.2		
$s_{cr, red}(\text{Mpa})=$	354.47		
$\alpha_{r, id} / (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{1/2}$	=		1.27
b=	1.0		
n=	1		
bn=	1.00		

VERIFICATO

Tabella 15 – Verifica dei Diagonali Superiori – Concio 3

VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO SECONDO NORMA UNI - 10011

Diagonale Laterale

Acciaio : S	355		
$s_{amm} =$	322.7	Mpa	
$t_{amm} =$	186.3	Mpa	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE PANNELLO

H (cm) =	70		
a (cm) =	281		
h (cm) =	70		
s(mm) =	30	(spessore)	
a =	4.014		

DETERMINAZIONE COEFFICIENTI DI IMBOZZAMENTO

$s^1_{sup}(\text{MPa})=$	55.00	COMPRESSIONE	+
$s^1_{inf}(\text{MPa}) =$	190.00	TRAZIONE	-
$y_1 =$	0.3		

Condizione di carico di riferimento per tensioni normali (I - II -III) **I**

Ks =	7.6
Kt =	5.6

TENSIONI IDEALI DI IMBOZZAMENTO

$s_{cr, 0}(\text{Mpa})=$	342.0
$s_{cr}(\text{Mpa})=$	2611.64
$t_{cr}(\text{Mpa})=$	1911.17

TENSIONI DI RIFERIMENTO PER VERIFICA

$s_1(\text{Mpa})=$	55.00	$s_N(\text{Mpa})=$	0.00
		$s_M(\text{Mpa})=$	55.00
T(KN)=	240		

VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO SECONDO NORMA UNI - 10011

Diagonale Laterale

At(mm²)=	42000		
t(Mpa)=	5.7		
s _{crit,ld} (Mpa)=	2615.1		
s _{cr,red} (Mpa)=	354.35		
$\bar{\alpha}_{r,ld} / (\alpha^2 + 3 \tau^2)^{1/2}$	=		6.34
b=	1.0		
n=	1		
bn=	1.00		

VERIFICATO

9.1.3 Verifiche per Instabilità Globale

Come anticipato, è stata effettuata un'analisi di buckling per la determinazione del moltiplicatore critico dei.

Caso 1: Carichi Permanenti Costanti e Carichi Accidentali Variabili

I carichi permanenti sono applicati come costanti, mentre i carichi accidentali: da traffico e da vento sono applicati come variabili, con coefficienti base pari rispettivamente ad 1.0 e a 0.6.

Nell'immagine seguente è rappresentato il primo modo di buckling globale con relativo moltiplicatore critico dei carichi accidentali.

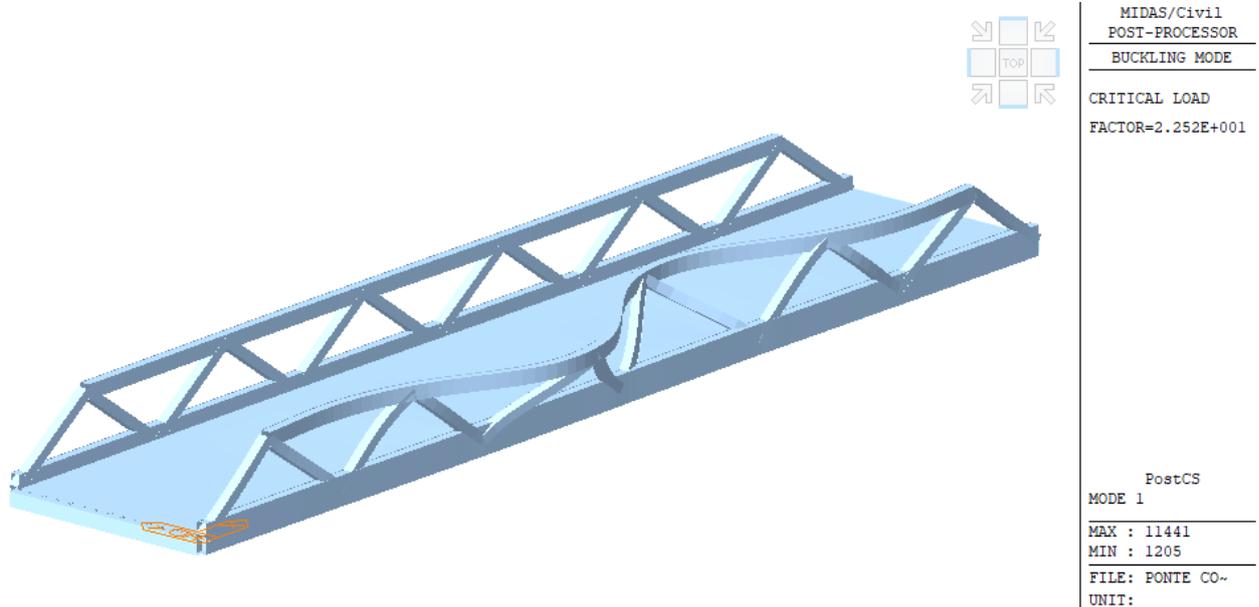


Figure 58 – 1° Modo di Buckling

Il moltiplicatore critico è pari a 22.5, e pertanto l'instabilizzazione globale dell'impalcato insorge oltre il limite elastico, quando l'acciaio è già in fase di snervamento.

Caso 2: Carichi Permanenti Variabili e Carichi Accidentali Variabili

I carichi permanenti e i carichi accidentali sono applicati come variabili con coefficienti base pari rispettivamente ad 1.0, 1.0 e a 0.6.

Nell'immagine seguente è rappresentato il primo modo di buckling globale con relativo moltiplicatore critico dei carichi totali.

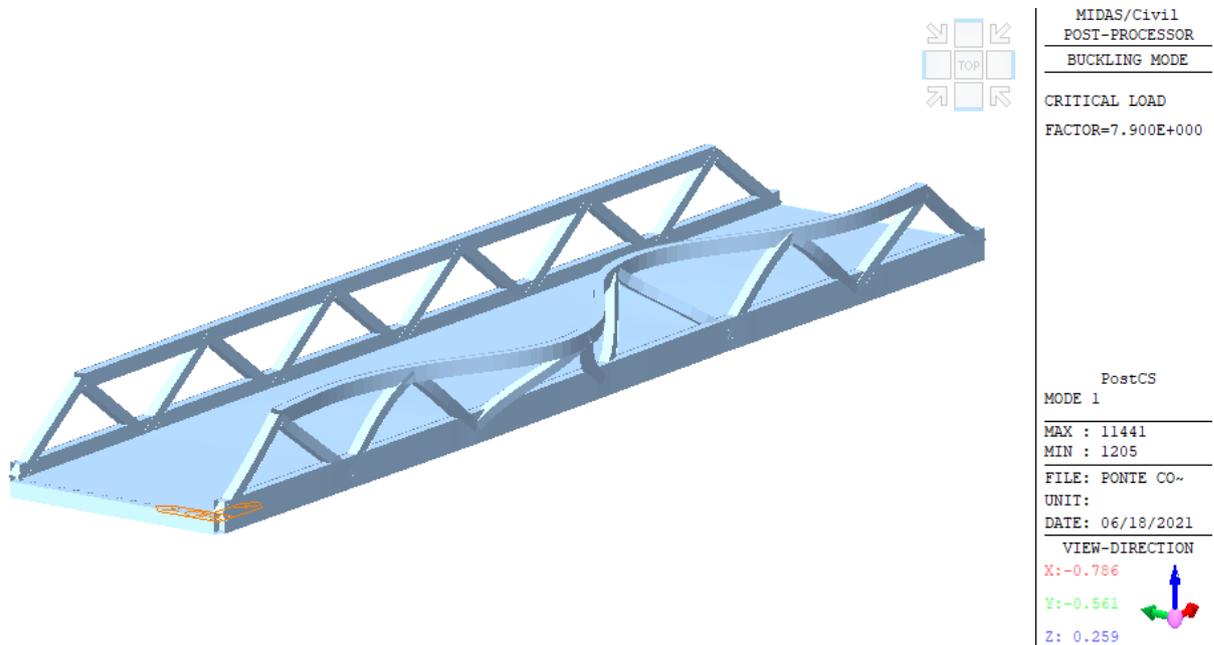


Figure 59 – Caso 2: 1° Modo di Buckling

Il moltiplicatore critico è pari a 35, e pertanto l'instabilizzazione globale dell'impalcato insorge oltre il limite elastico, quando l'acciaio è già in fase di snervamento.

9.1.4 Verifiche allo Stato Limite Ultimo di Fatica

Si riportano di seguito i risultati dell'analisi ottenuti utilizzando il modello di carico 1 previsto dalla normativa per le verifiche a fatica.

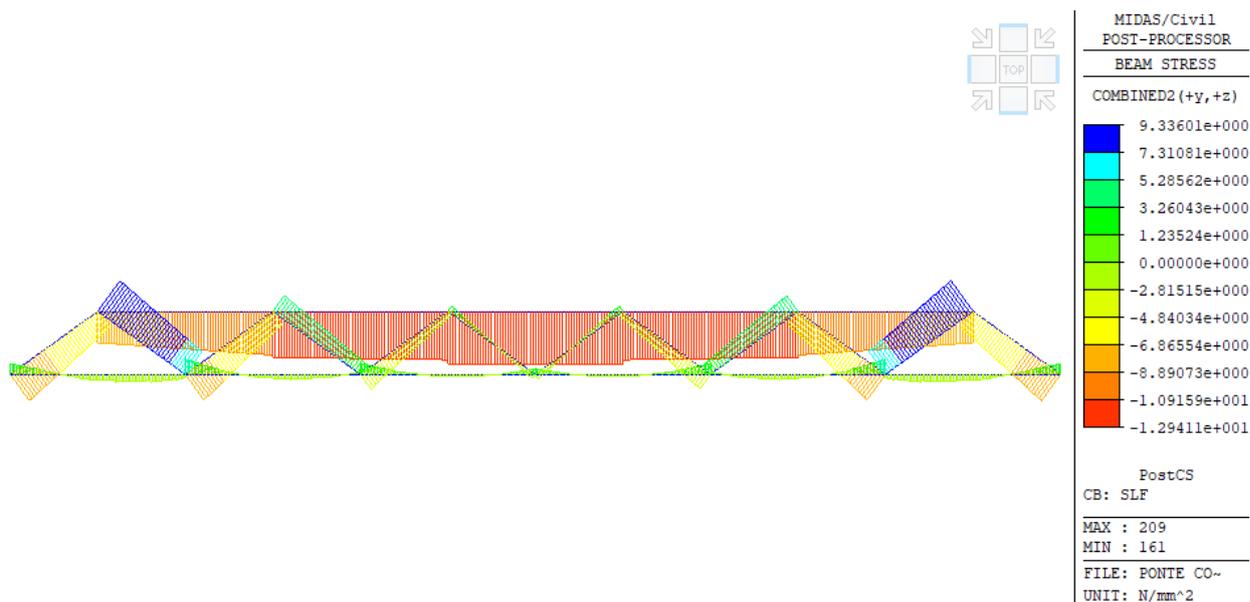


Figure 60 – Tensioni normali sulla piattabanda superiore (Modello di carico a fatica 1)

- ✓ piattabande superiori / pannelli d'anima saldature longitudinali a completa penetrazione di composizione:

il valore limite è:

$$\Delta\sigma_{D,R} = 0.737 \times \Delta\sigma_C = 73.7 \text{ MPa}$$

la variazione massima lungo le piattabande superiori è:

$$\Delta\sigma_{D,SLF} = 12 \text{ MPa} < \Delta\sigma_{D,R} / \gamma_{Mf} = 54.59$$

- ✓ piattabande superiori: giunto trasversale saldato

il valore limite è:

$$\Delta\sigma_{D,R} = 0.737 \times \Delta\sigma_C = 47.6 \text{ MPa}$$

la variazione massima lungo le piattabande superiori è:

$$\Delta\sigma_{D,SLF} = 12 \text{ MPa} < \Delta\sigma_{D,R} / \gamma_{Mf} = 35.2 \text{ MPa per } t = 40 \text{ mm};$$

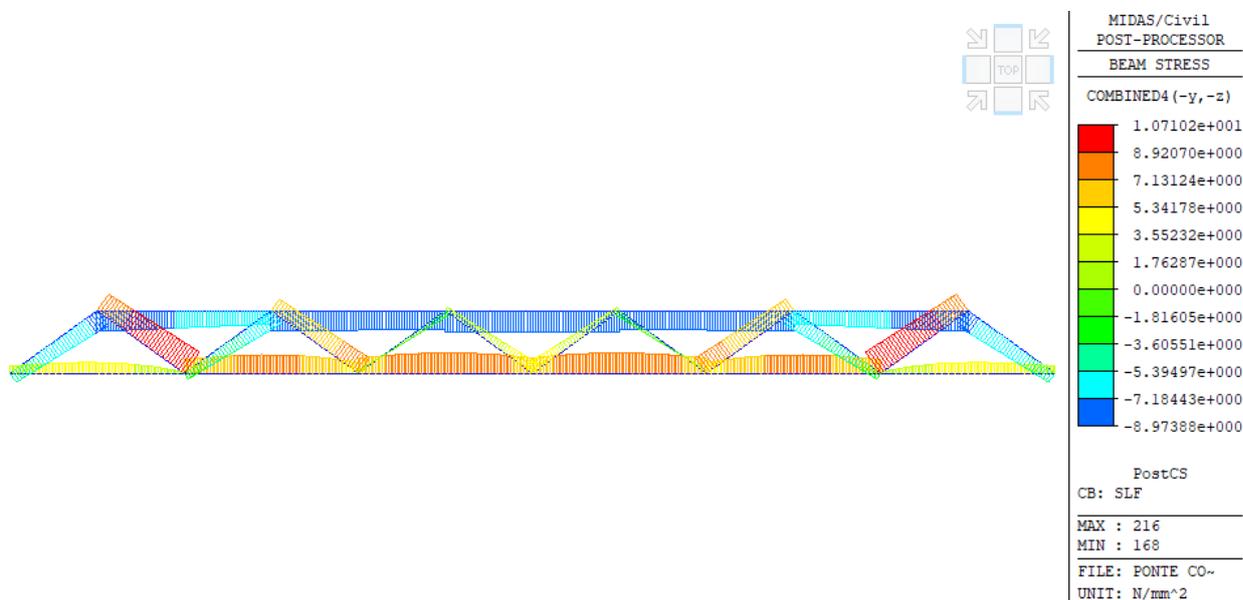


Figure 61 – Tensioni normali sulla piattabanda inferiore (Modello di carico a fatica 1)

- ✓ piattabande superiori / pannelli d'anima saldature longitudinali a completa penetrazione di composizione:

il valore limite è:

$$\Delta\sigma_{D,R} = 0.737 \times \Delta\sigma_C = 73.7 \text{ MPa}$$

la variazione massima lungo le piattabande superiori è:

$$\Delta\sigma_{D,SLF} = 10 \text{ MPa} < \Delta\sigma_{D,R} / \gamma_{Mf} = 54.59$$

- ✓ piattabande superiori: giunto trasversale saldato

il valore limite è:

$$\Delta\sigma_{D,R} = 0.737 \times \Delta\sigma_C = 47.6 \text{ MPa}$$

la variazione massima lungo le piattabande superiori è:

$$\Delta\sigma_{D,SLF} = 10 \text{ MPa} < \Delta\sigma_{D,R} / \gamma_{Mf} = 35.2 \text{ MPa per } t = 40 \text{ mm}.$$

9.2 Verifiche dei Traversi Inferiori

9.2.1 Verifiche di Resistenza allo SLU

Le tensioni nei singoli elementi sono ottenute considerando:

- i valori di tensione normale ottenuti direttamente dal programma di calcolo
- le tensioni tangenziali da taglio e da torsione calcolate in funzione dei risultati in termini di sollecitazioni, precedentemente esposti.

Le tensioni tangenziali τ sono costituite da una componente dovuta al taglio, τ_v , e una componente dovuta alla torsione, τ_{Mt} . La componente dovuta al taglio viene valutata in ciascun punto come valore medio nell'anima, mentre la tensione tangenziale a torsione τ_{Mt} viene valutata come:

$$\tau_v = \frac{V_{Ed}}{t_w \cdot h_w}$$

$$\tau_{Mt} = \frac{3 t_w M_{t,Ed}}{\sum_i a_i t_i^3}$$

dove:

V_{Ed} e $M_{t,Ed}$ sono rispettivamente le sollecitazioni di taglio e momento torcente;

t_w e h_w sono rispettivamente lo spessore e l'altezza dei piatti d'anima;

a_i e t_i sono gli sviluppi delle linee medie e gli spessori dei piatti che compongono la sezione.

Si riportano, nei diagrammi a seguire, le tensioni normali, le tensioni tangenziali e le tensioni ideali nei punti di verifica da P1 a P7 (cfr. par. 0) allo stato limite ultimo negli elementi della trave reticolare più sollecitata.

La combinazione di verifica è la più gravosa, ovvero la combinazione A1 STR _ Gr1_1 (con disposizione dei carichi concentrate in mezzzeria).

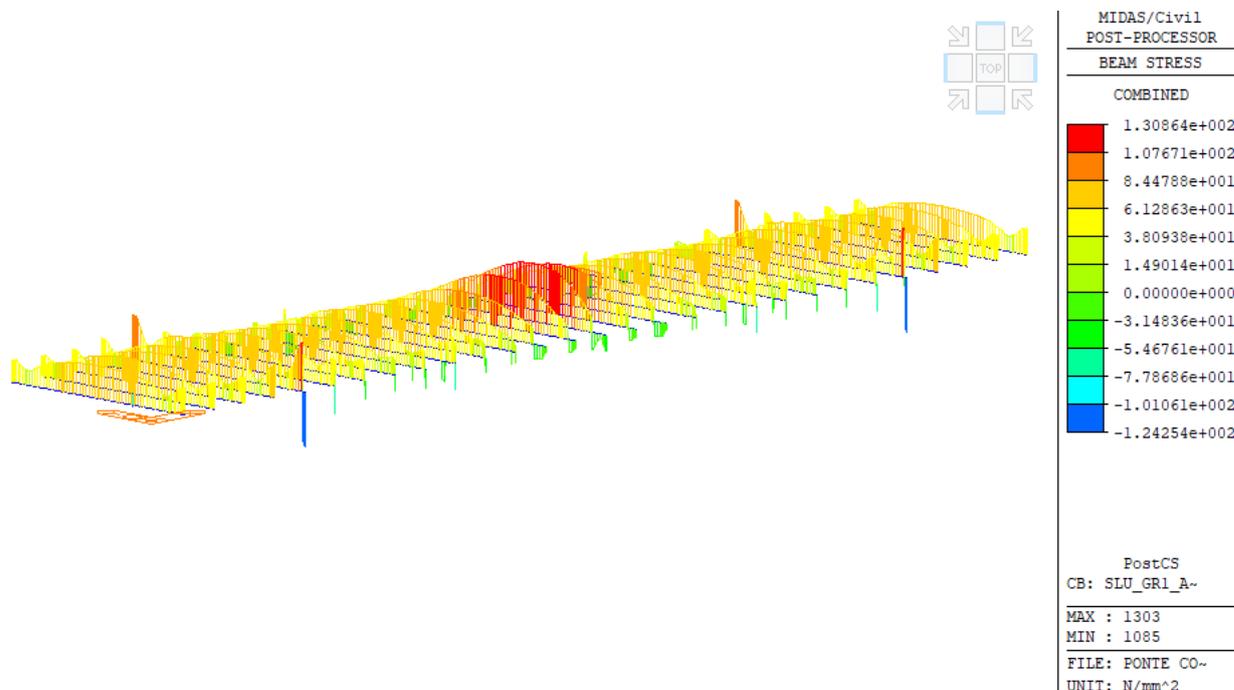


Figure 62 – Tensioni normali nei traversi (Mpa)

I traversi più sollecitati risultano essere quelli ad L/4 e ad L/2

- Gli elementi che compongono il traverso ad L/4 sono numerati da 1085 a 1105;
- Gli elementi che compongono il traverso ad L/2 sono numerati da 1295 a 1315;

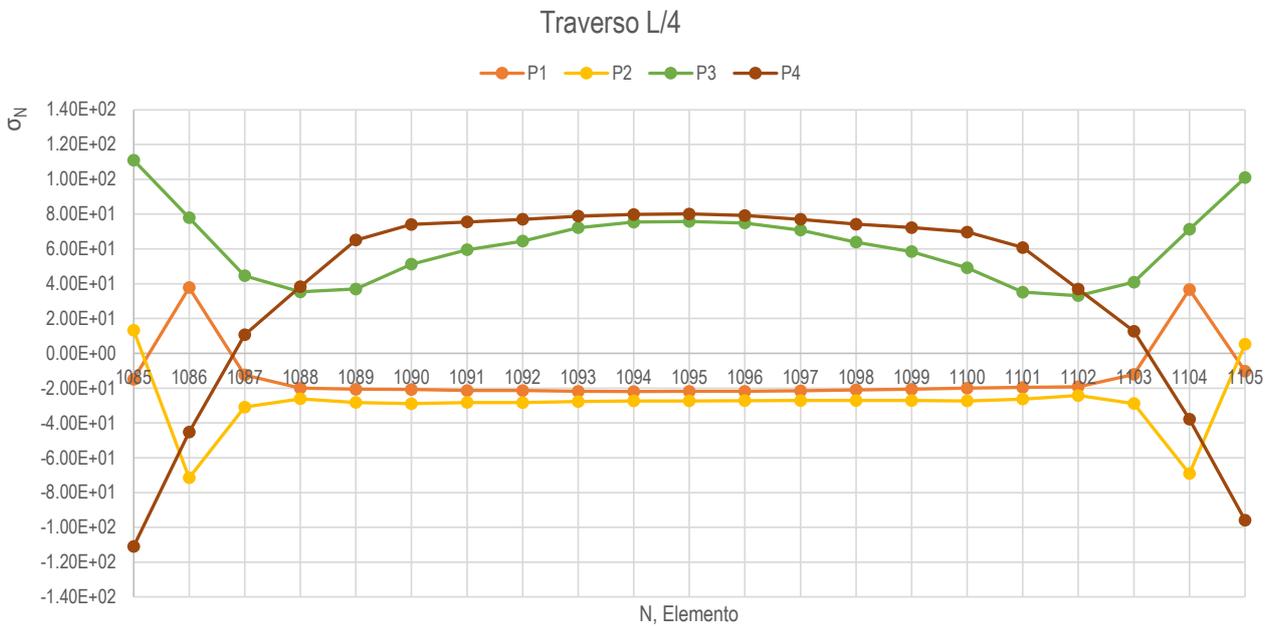


Figure 63 – Tensioni Normali nel Traverso ad L/4 (punti da P1 a P4) [Mpa]

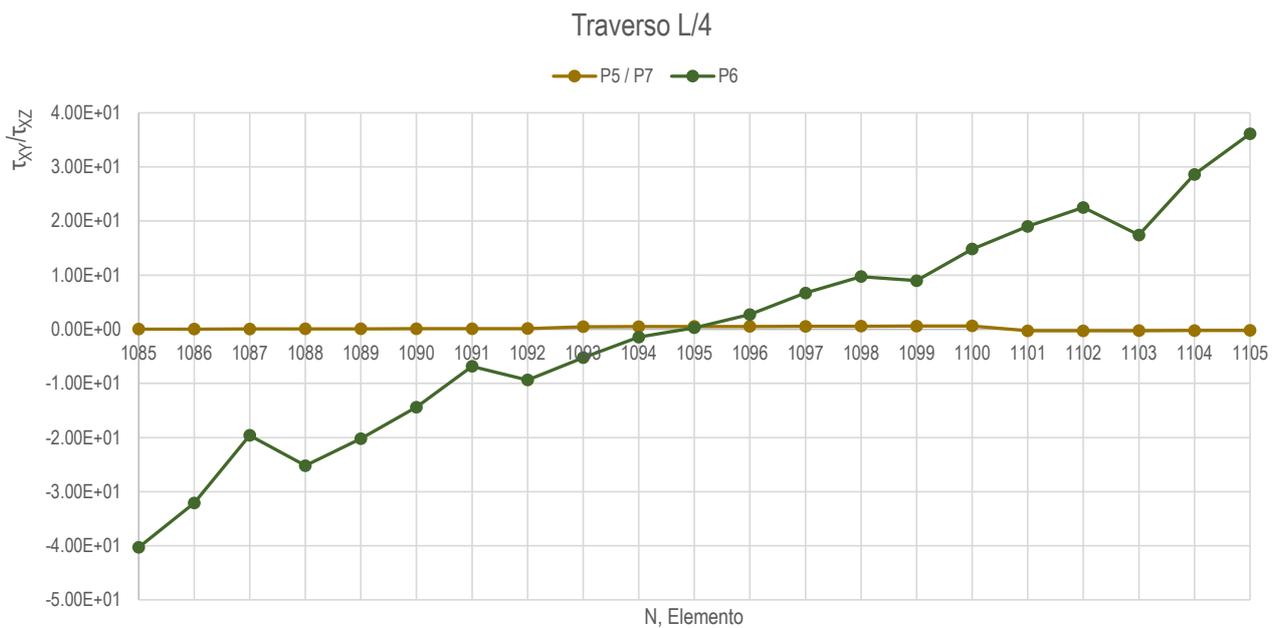


Figure 64 – Tensioni Tangenziali nel Traverso ad L/4 (punti da P5 a P7) [Mpa]

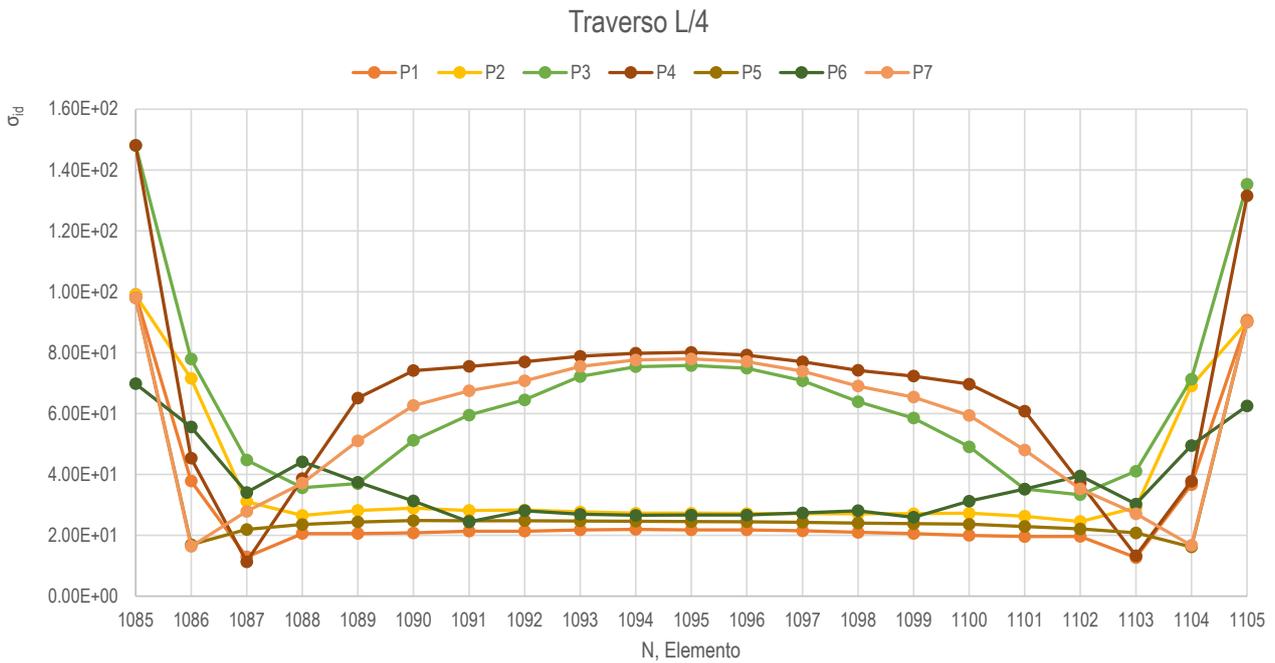


Figure 65 – Tensioni Ideali nel Traverso ad L/4 (punti da P1 a P7) [Mpa]

Come si evince dal grafico le tensioni ideali, nei diversi punti di verifica, sono inferiori alla resistenza di progetto f_{yd} dell'acciaio utilizzato, per cui le verifiche sono soddisfatte.

Steel Code Checking Result Ratio. (Combined)

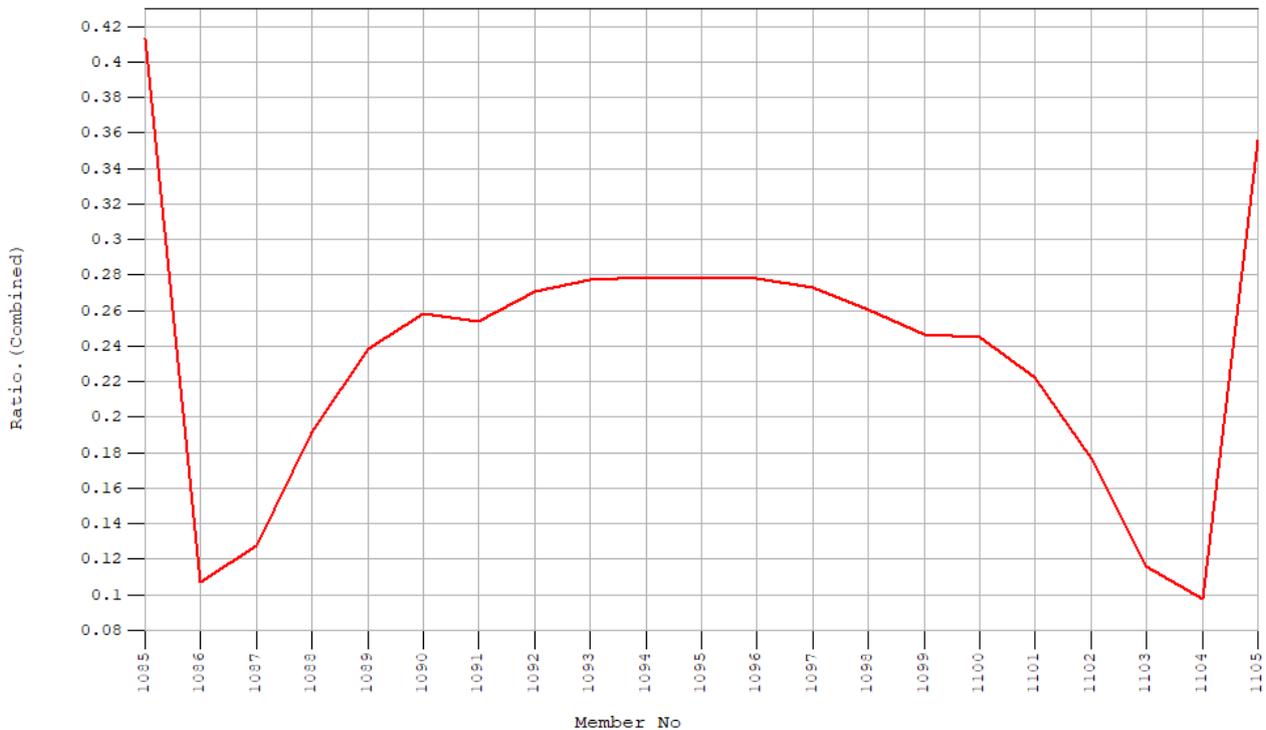


Figure 66 – Traversi Inferiori (L/4) Verifiche a Presso/TensoFlessione BiAssiale: rapporto tra sollecitazioni di progetto e sollecitazioni resistenti

Steel Code Checking Result Ratio. (Shear-z)

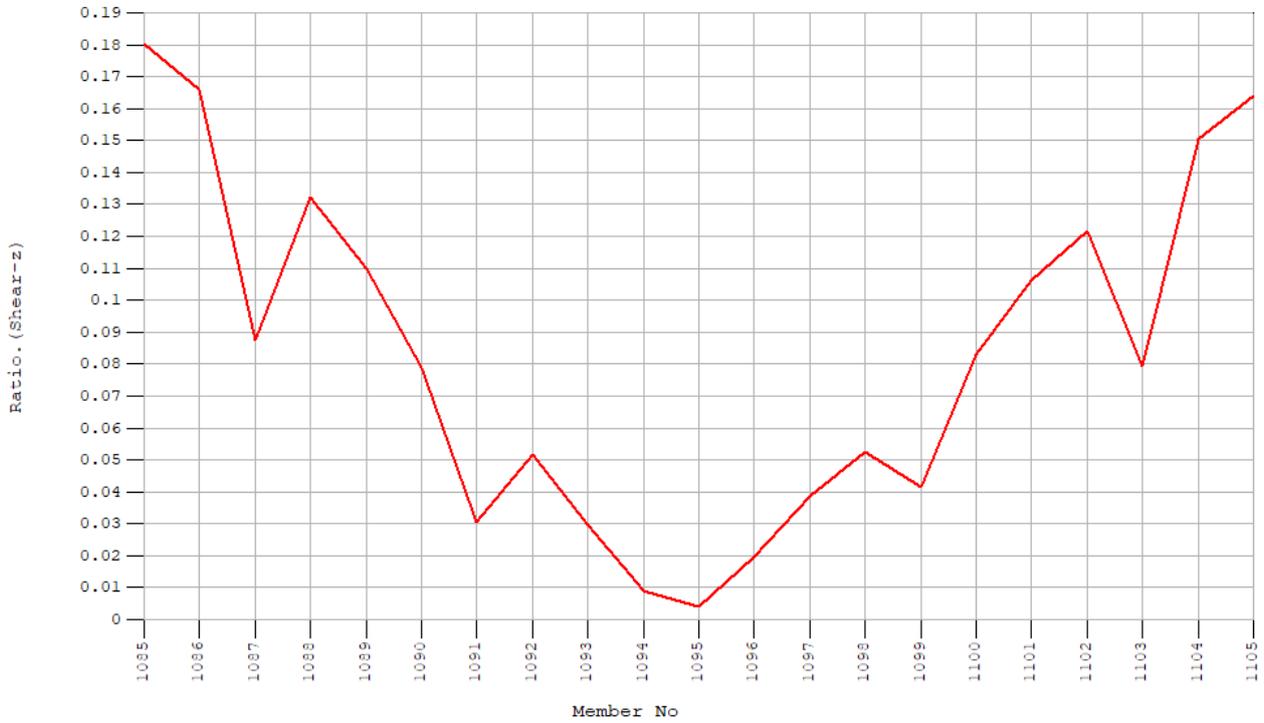


Figure 67 – Traversi Inferiori (L/4) Verifiche a Taglio Vz: rapporto tra sollecitazioni di progetto e sollecitazioni resistenti

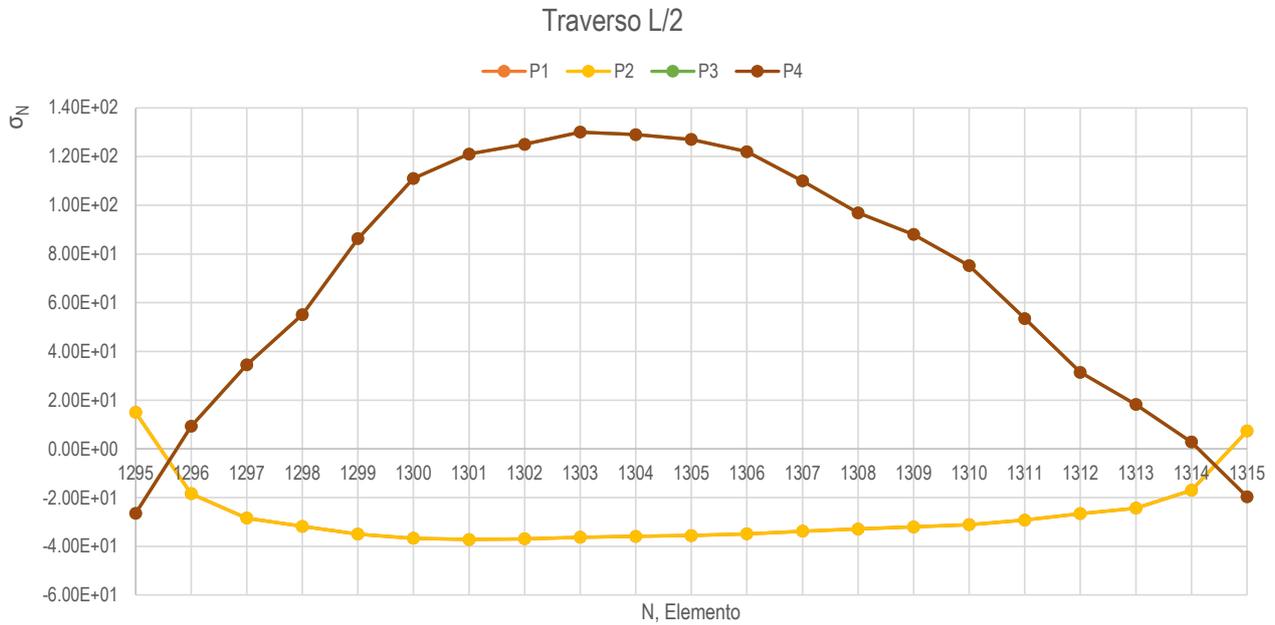


Figure 68 – Tensioni Normali nel Traverso ad L/2 (punti da P1 a P4) [Mpa]

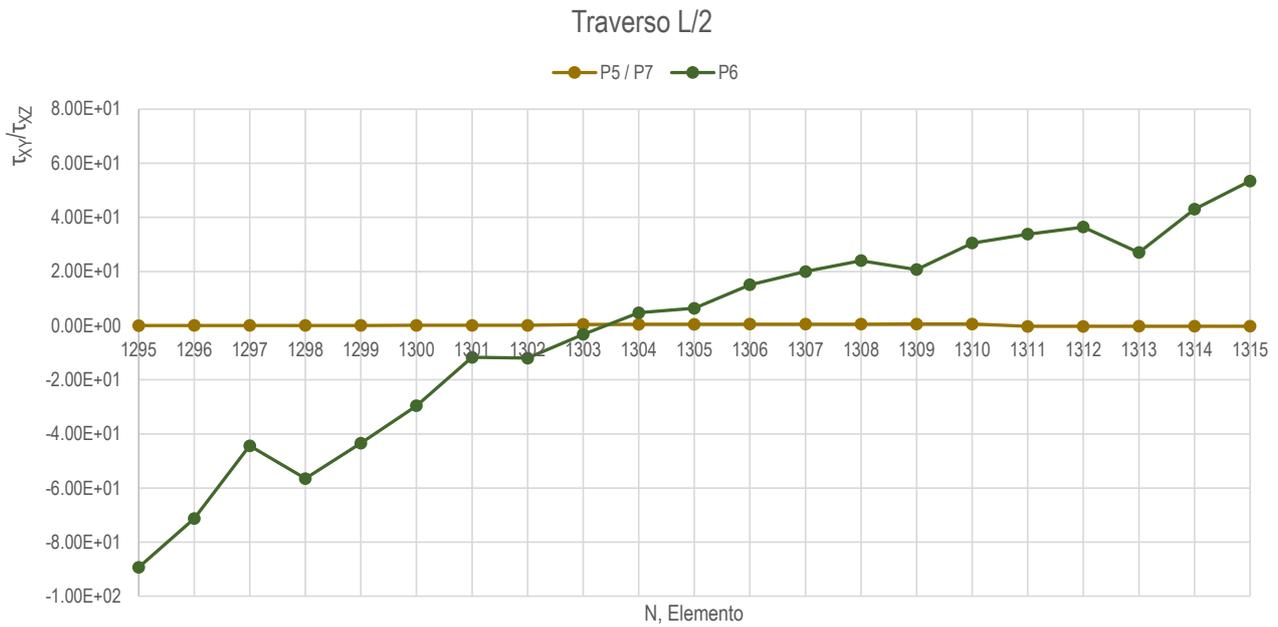


Figure 69 – Tensioni Tangenziali nel Traverso ad L/2 (punti da P5 a P7) [Mpa]

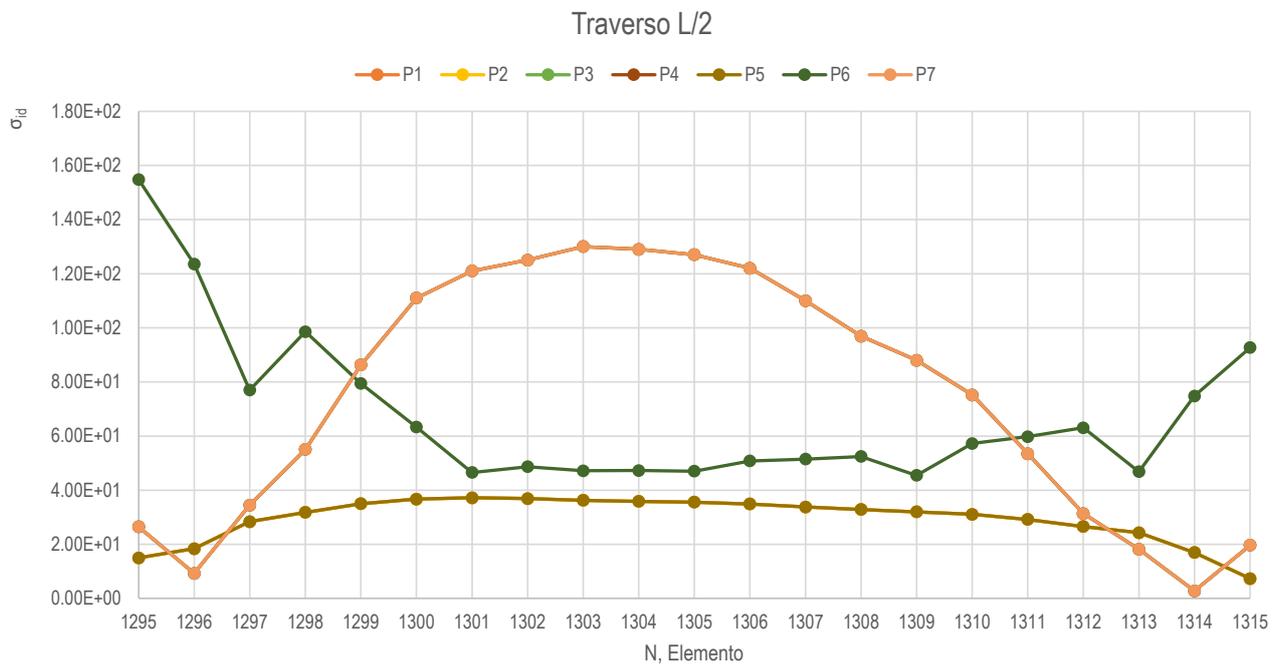


Figure 70 – Tensioni Ideali nel Traverso ad L/2 (punti da P1 a P7) [Mpa]

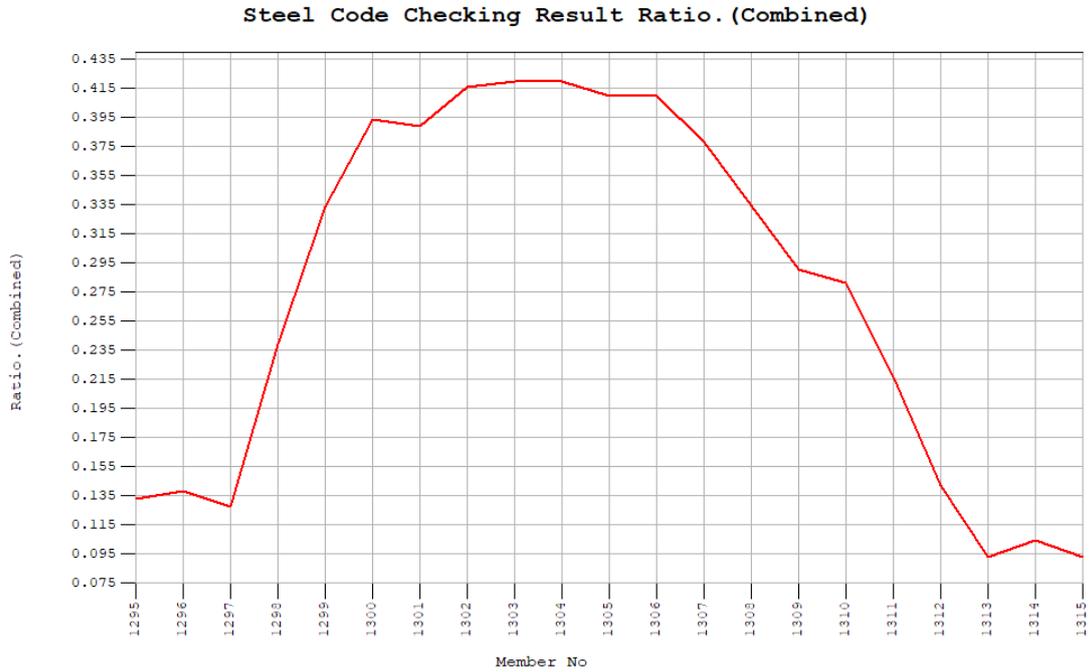


Figure 71 – Traversi Inferiori (L/2) Verifiche a Presso/TensoFlessione BiAssiale: rapporto tra sollecitazioni di progetto e sollecitazioni resistenti

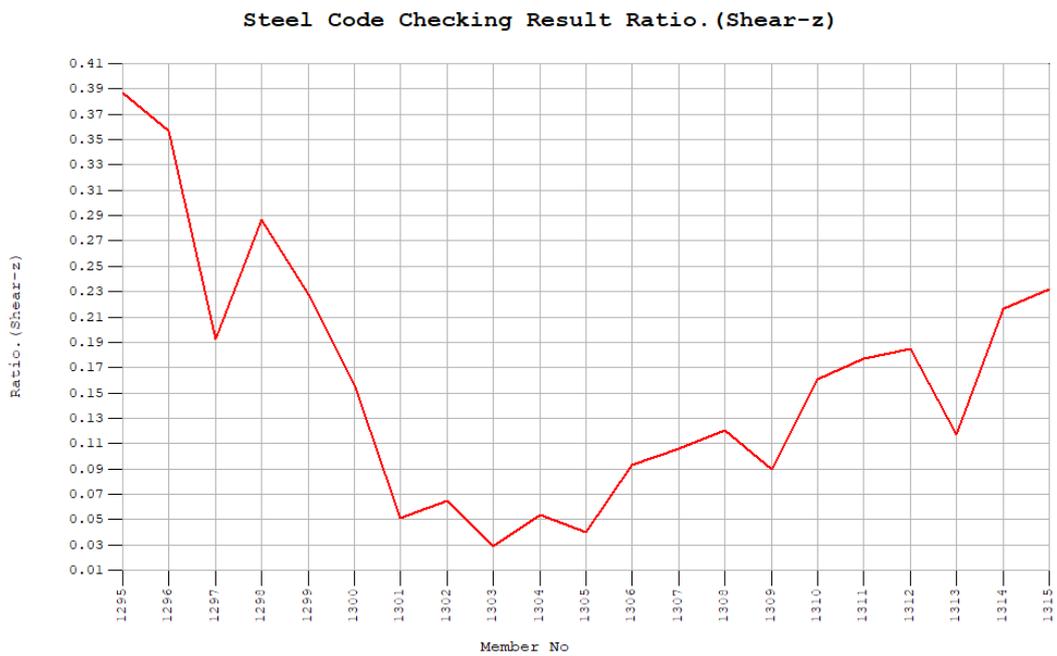
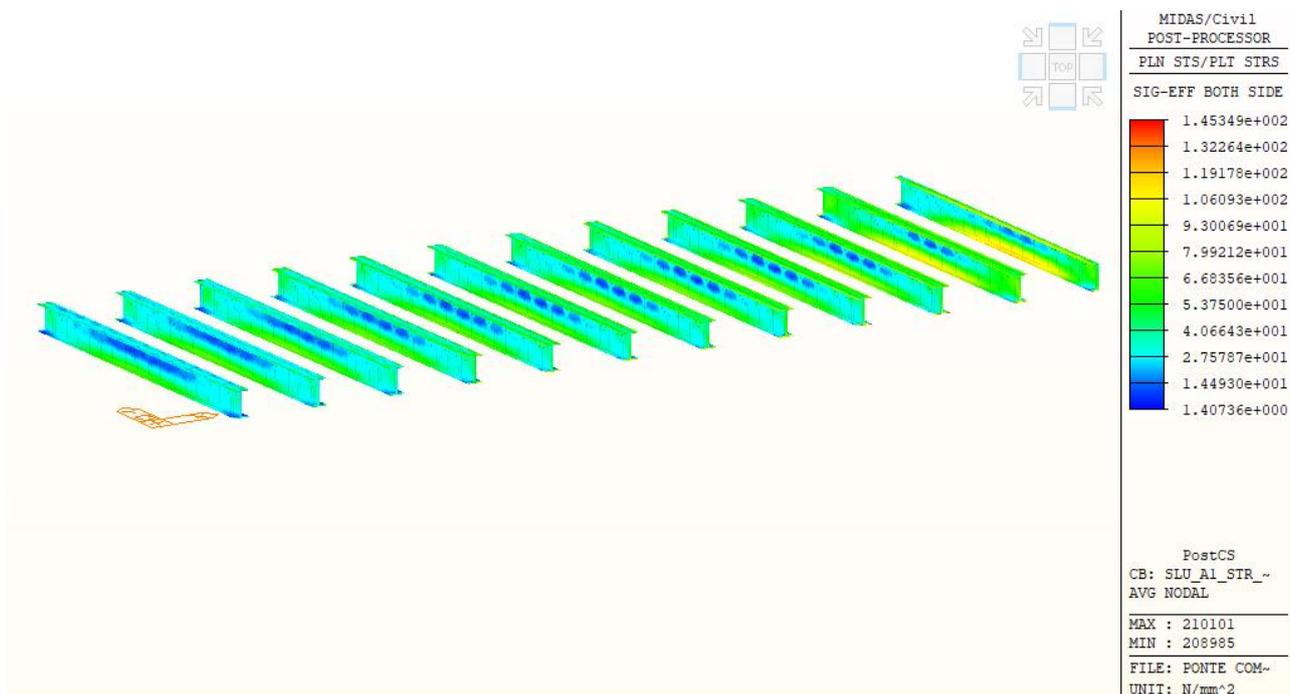


Figure 72 – Traversi Inferiori (L/4) Verifiche a Taglio Vz: rapporto tra sollecitazioni di progetto e sollecitazioni resistenti



9.2.2 Verifiche dell’instabilità per compressione delle piattabande compresse

La valutazione della resistenza all’instabilità delle piattabande compresse libere lungo un lato (piattabande in sezioni aperte) viene svolta utilizzando un’area efficace ridotta e pari a (vedi 0):

$$A_{c,eff} = \rho A_c$$

Nel caso in esame il coefficiente di riduzione e l’area efficace sono valutati a seguire.

Tabella 16 – Verifica all’instabilità per compressione delle piattabande inferiori in classe 4

k_σ	=	0.43
c	=	343.00 mm
t	=	24.00 mm
ε	=	0.81
λ_p	=	0.95
ρ	=	0.85
$A_{c,eff}$	=	16800 mmq
A_c	=	14214 mmq
$\sigma_{el.}$	=	120 Mpa
$\sigma_{eff.}$	=	142 Mpa

9.3 Verifica delle Predalles in acciaio

9.3.1 Verifiche di Resistenza allo SLU

Le verifiche vengono condotte sulle tensioni ideali in accord a quanto specificato al Par. 0. Nelle immagini seguenti sono quindi rappresentate le mappe delle tensioni ideali (Top e Bottom) in corrispondenza della combinazione di carico più gravosa ovvero la per la combinazione SLU STR Gr1,1.

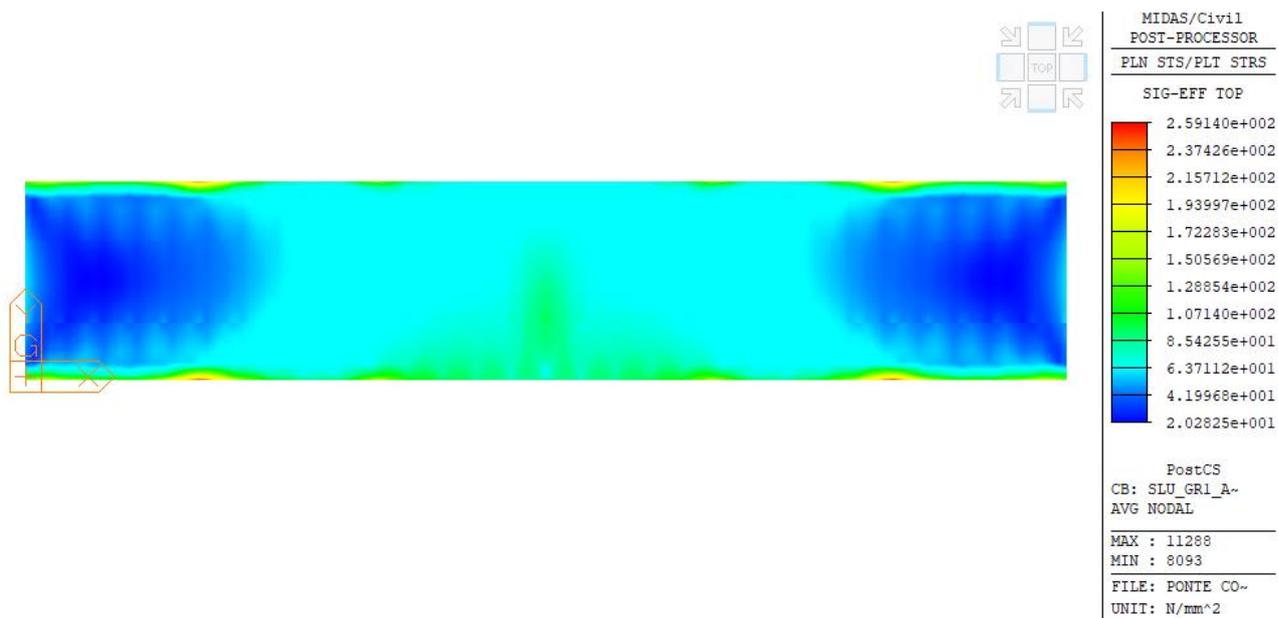


Figure 73 – SLU STR Gr1,1: tensioni ideali nelle predalles / estradosso (Mpa)

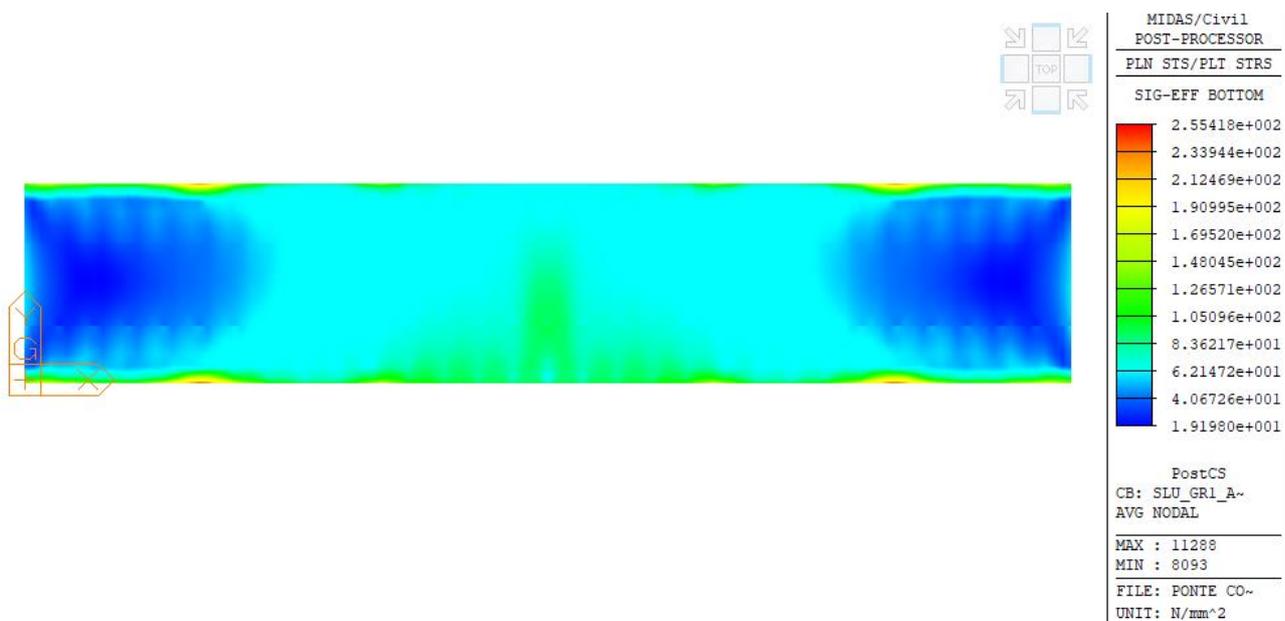
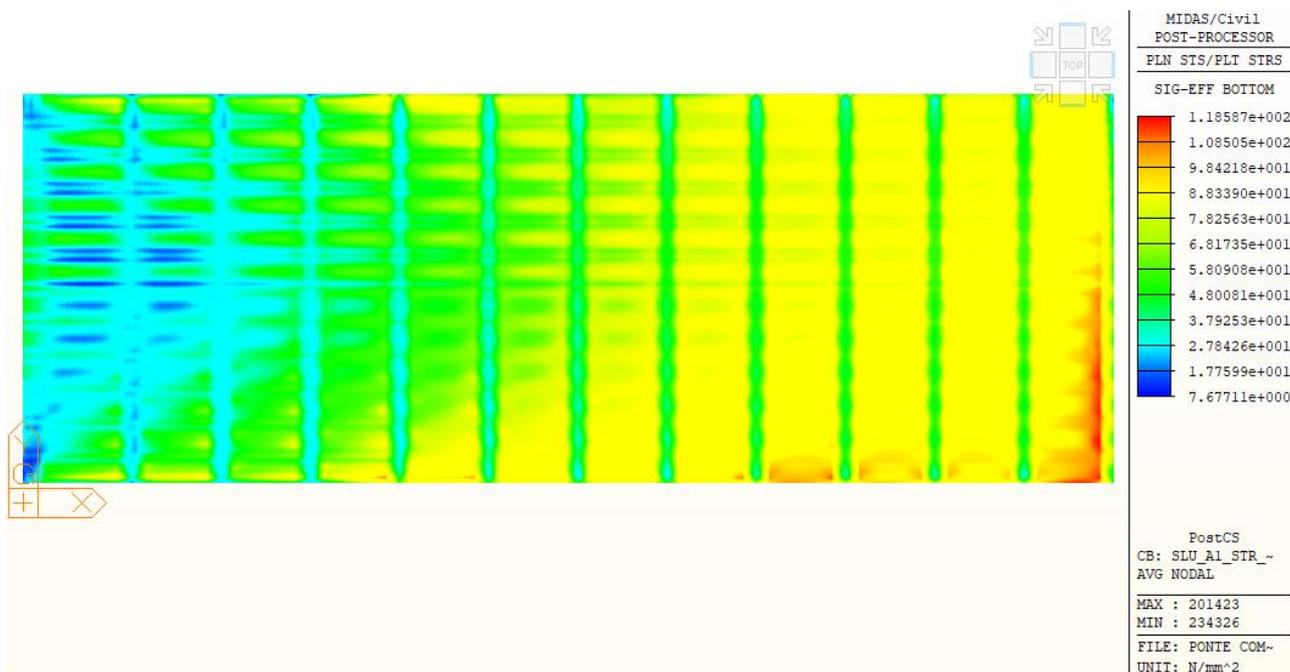
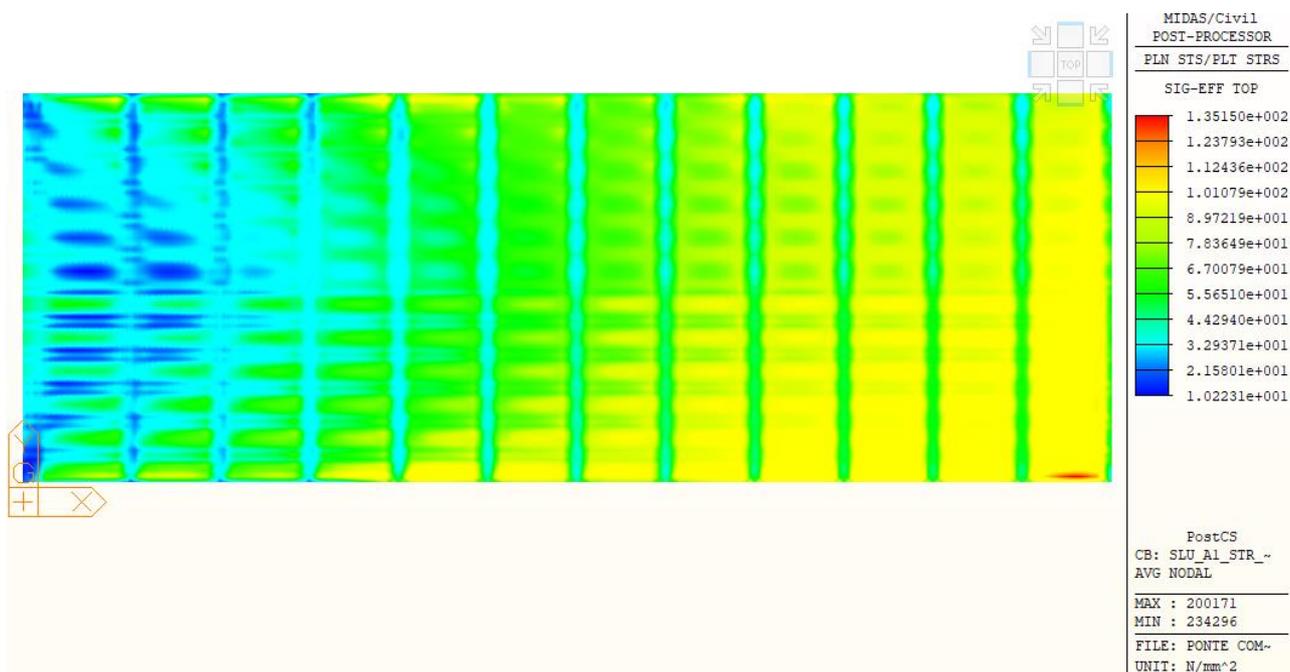


Figure 74 – SLU STR Gr1,1: tensioni ideali nelle predalles / intradosso (Mpa)

Come si evince dalle immagini precedenti le tensioni ideali sono ovunque inferiori al limite ammissibile pari a 338 Mpa.



9.4 Verifica della Soletta in c.l.s.

La soletta in cls di classe C35/45, di spessore 200 mm, è armata con $\varnothing 24/10$ superiori e inferiori e inferiori in direzione longitudinale e $\varnothing 22/20$ superiori e inferiori e inferiori in direzione trasversale. Il Copriferro minimo è pari a 35 mm.

9.4.1 Verifiche di Resistenza allo SLU

Verifiche a presso-flessione e taglio in direzione longitudinale

Le sollecitazioni massime di progetto sono:

- $F_{xx} = 2500 \text{ kN/m}$ (trazione)
- $M_{xx} = 55 \text{ kNm/m}$

- $V_{xx} = 25 \text{ kN/m}$

Per l'armatura considerate il rapporto sollecitazioni flettenti resistenti (a parità di sforzo normale) e sollecitazioni di progetto è $c.s.min = 1.03$

Il taglio resistente è $V_{Rd} = 160 \text{ kN/m}$

Verifiche a presso-flessione e taglio in direzione trasversale

Le sollecitazioni massime di progetto sono:

- $F_{yy} = -500 \text{ kN/m}$ (compressione)
- $M_{yy} = 40 \text{ kNm/m}$
- $V_{yy} = 130 \text{ kN/m}$

Per l'armatura considerate il rapporto sollecitazioni flettenti resistenti (a parità di sforzo normale) e sollecitazioni di progetto è $c.s.min = 1.38$

Il taglio resistente è $V_{Rd} = 136 \text{ kN/m}$

9.4.2 Verifiche agli SLE

Combinazione Rara - Verifica delle tensioni nel cls e nell'acciaio

Le sollecitazioni massime di progetto sono:

- $F_{xx} = 1500 \text{ kN/m}$ (trazione)
- $M_{xx} = 40 \text{ kNm/m}$

Le tensioni di progetto sono:

- $\sigma_f = 247 \text{ MPa}$ (trazione)
- $\sigma_c = 0 \text{ MPa}$ (sezione tesa)

Combinazione Frequente - Verifica a fessurazione

Le sollecitazioni massime di progetto sono:

- $F_{xx} = 1300 \text{ kN/m}$ (trazione)
- $M_{xx} = 32 \text{ kNm/m}$

Il valore caratteristico di apertura delle fessure è $w_k = 0.164 \text{ mm} < w_{k,lim} = 0.3 \text{ mm}$

Combinazione Quasi Permanente - Verifica delle tensioni nel cls e verifica a fessurazione

Le sollecitazioni massime di progetto sono:

- $F_{xx} = 1200 \text{ kN/m}$ (trazione)
- $M_{xx} = 12 \text{ kNm/m}$

Le tensioni di progetto sono:

- $\sigma_c = 0 \text{ MPa}$ (sezione tesa)

Il valore caratteristico di apertura delle fessure è $w_k = 0.10 \text{ mm} < w_{k,lim} = 0.2 \text{ mm}$

10 Verifiche delle spalle

La verifica delle spalle viene effettuata sulla spalla maggiormente sollecitata, ovvero la spalla S2 del viadotto in esame. Il modello a mensola utilizzato per il calcolo e la verifica dell'elevazione delle spalle considera sconnessi tutti i muri fra loro per la valutazione delle sollecitazioni alla base. Tale schema pur risultando cautelativo, non fornisce sovrastime eccessive nel calcolo dei quantitativi di armatura previsti.

Per quanto riguarda la platea si è considerato un modello a piastra con distrettizzazione degli elementi di tipo shell.

Di seguito si riportano le modalità di calcolo delle sollecitazioni e le verifiche di resistenza nei diversi elementi.

Muro frontale/paraghiaia

Il muro paraghiaia è sollecitato dalla spinta a riposo del rilevato, dalla spinta dei sovraccarichi accidentali, dai sovraccarichi mobili agenti sulla mensola del muro e dall'azione di frenatura.

Nella tabella che segue sono indicati parametri geometrici, meccanici e di carico utilizzati nell'analisi.

Il modello di calcolo utilizzato è quello di mensola incastrata al plinto

Tabella 17 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro frontale/paraghiaia

MURO FRONTALE/PARAGHIAIA		
Peso Muro Paraghiaia	32	KN/m
Altezza Muro Paraghiaia	2.55	m
Spessore Muro Paraghiaia	0.5	m
Luce mensola del muro paraghiaia	0.70	m
Spessore medio mensola del muro paraghiaia	0.40	m
Peso Mensola Paraghiaia	7	kN
Peso Mensola Paraghiaia	0.390	kN/m
Distanza baricentri (Mensola- Paraghiaia)	0.60	m
Coefficiente di spinta a riposo K_0	0.384	
Coefficiente di spinta attiva K_a	0.238	
Peso Specifico Terreno di Rilevato	20.0	kN/mc
Sovraccarico accidentale da traffico	20.0	kN/mq
Angolo di Attrito Terreno di Rilevato	38.0	
Spinta a riposo	48.7	kN/m
Spinta attiva	27.8	kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'_a	0.48	
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	18.3	kN/m
Inerzia del Muro Paraghiaia /m	8.7	kN/m

Tabella 18 – Geometria sezione e armatura del muro frontale/paraghiaia

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Paraghiaia	1.0	0.5	1φ16/20	1φ16/20	1φ12/40x40

Tabella 19 – Verifiche del muro frontale/paraghiaia

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	32	54	49	-3.2	104	0

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S.	C.S.
	KN/m	kNm/m	KN/m	(NRd, MRd)	(VRd)
SLU	43	72	66	2.61	4.2
SLV	32	63	55	2.95	5.0

Muri laterali

In questo paragrafo si riporta il calcolo dei muri laterali della spalla. Tali muri sono sollecitati essenzialmente dalle spinte del terreno di riempimento all'interno della spalla e dei sovraccarichi presenti su di esso in condizioni statiche e sismiche. Nella tabella che segue sono indicati i parametri geometrici, meccanici e di carico utilizzati nell'analisi. Il modello di calcolo utilizzato è quello di mensola incastrata al muro frontale.

Tabella 20 – Valutazioni pesi e spinte agenti sui muri laterali

MURI LATERALI	
Muro laterale H1	2.90 m
Muro laterale s1	0.50 m
Altezza totale muri laterali	2.90 m
Spessore medio Muri Laterali	0.50 m
Lunghezza Massima muri laterali	2.05 m
Peso Muro laterale (singolo)	74 kN
Peso totale Muri laterali	149 kN
Spinta a riposo (con 100% sovraccarichi)	59.2 kN/m
Spinta a riposo (con 50% sovraccarichi)	48.1
Spinta attiva	34.0 kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'a	0.48
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	23.3 kN/m
Inerzia del Muro laterale /m	10 kN/m

Tabella 21 – Geometria sezione e armatura dei muri laterali

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compresa	Taglio
Laterale	1.0	0.5	1φ16/20	1φ16/20	Φ12/40x40

Tabella 22 – Verifiche dei muri laterali

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV						
Quota sez. di verifica [m]	Combinazione	N	M	V	C.S.	C.S.
		KN/m	kNm/m	KN/m	(NRd, MRd)	(VRd)
0.00	SLU	49	86	80	2.25	3.42
	SLV	36	81	67	2.35	4.05

VERIFICHE DI ESERCIZIO							
Quota sez. di verifica [m]	Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
		KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
0.00	SLE_RARA	36	66	48	3.82	126	0

Plinto di fondazione

In questo paragrafo si riporta la determinazione delle sollecitazioni in quota testa pali che si ottengono sommando, alle azioni provenienti dall'impalcato, la risultante e il momento risultante dei pesi della struttura, del terreno interno alla spalla e delle spinte dovute al rilevato rispetto al baricentro del plinto. In condizioni sismiche si è tenuto conto dell'incremento di spinta delle inerzie

Nella tabella che segue sono indicati i parametri geometrici, meccanici e di carico del plinto utilizzati nell'analisi per il calcolo della risultante e momento risultante rispetto al baricentro del plinto di fondazione.

Tabella 23 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul plinto di fondazione

PLINTO DI FONDAZIONE	
Eccentricità long Muri laterali -Plinto	3m
Ecc. Long. Muro Frontale - Plinto	-1.96m
Ecc.Appoggi Plinto	0.00m
Peso Muro Paraghiaia	698m
Ecc. Long. Muro Paraghiaia - Plinto	-1.96kN
Peso Terreno Interno	1911kN
Peso Accidentali	695kN
Eccentricità long Terreno -Plinto	3m
Spessore Plinto	2m
Lunghezza plinto	7.5m
Larghezza plinto	17.95m
Peso plinto di fondazione	6731
Altezza Rilevato+H plinto	4.75m
Spinta a riposo rilevato	1557kN
Spinta a riposo sovraccarichi	655kN
Spinta attiva rilevato	1369kN

Incremento spinta sismica	981kN
Inerzia dei muri laterali (H)	40kN
Inerzia dei muri laterali (V)	20kN
Inerzia plinto di fondazione (H)	1813kN
Inerzia plinto di fondazione (V)	906kN
Inerzia rilevato interno(H)	515kN
Inerzia rilevato interno (V)	257kN

Tabella 24 – Sollecitazioni ad intradosso plinto (quota testa pali)

SOLLECITAZIONI A QUOTA TESTA PALI (BARICENTRO PLINTO)					
Combinazioni	Taglio impalcato concorde con le spinte				
	N	Mlong	Mtrasv	Tlong	Ttrasv
	KN	kNm	kNm	KN	KN
SLU_Gr1_A1_1	31501.1	12176.7	-6605.6	3112.5	426.1
SLU_Gr1_A1_2	31246.3	12161.8	-6522.4	3105.0	393.6
SLU_Gr1_A1_3	30308.9	11641.7	-9299.3	2886.4	393.4
SLU_Gr2_A1_1	29479.5	11937.8	-3225.0	3034.5	426.1
SLU_Gr2_A1_2	29519.3	11944.6	-3587.4	3037.9	393.5
SLU_Gr2_A1_3	29049.2	11942.3	-4391.5	3036.8	393.4
SLU_Q5_A1_1	29480.6	11633.6	-3045.7	2882.4	710.2
SLU_Q5_A1_2	29520.4	11626.7	-3434.7	2879.0	655.8
SLU_Q5_A1_3	29050.3	11629.1	-4172.1	2880.1	710.2
SLV_Sisma X	14188.3	15549.9	1535.9	5730.8	1003.9
SLV_Sisma Y	14235.8	9628.7	5118.2	2701.5	3345.7
SLV_Sisma Z	15394.5	9624.6	1536.1	2700.2	1003.9
SLE_RARA_Gr1_1	20587.1	9002.7	-4913.0	2297.0	284.1
SLE_RARA_Gr1_2	20398.4	8991.6	-4848.4	2291.4	262.4
SLE_RARA_Gr1_3	19877.8	8995.5	-6878.6	2129.5	284.1
SLE_RARA_Gr2_1	19263.4	9249.1	-2408.8	2256.3	284.1
SLE_RARA_Gr2_2	19292.9	9254.2	-2674.3	2258.9	262.3
SLE_RARA_Gr2_3	18944.7	9252.5	-3243.2	2258.0	284.1
SLE_RARA_Q5_1	19264.2	8989.5	-2289.3	2126.5	473.5
SLE_RARA_Q5_2	19293.7	8984.4	-2572.5	2124.0	437.2
SLE_RARA_Q5_3	18945.5	8986.1	-3123.7	2124.8	473.5
SLE_FREQ_Gr1_1	19090.5	8600.3	-2588.2	2126.5	0.0
SLE_FREQ_Q5	17858.5	8586.7	26.1	2119.7	66.6
SLE_QPER	17337.3	7419.3	0.0	1628.2	0.0

Per la valutazione delle sollecitazioni nel plinto di fondazione, è necessario valutare preventivamente le sollecitazioni agenti nei pali di fondazione. Tali sollecitazioni sono state valutate mediante una ripartizione rigida delle sollecitazioni agenti a base plinto. Nel calcolo degli sforzi nei pali si è tenuto del parametro α per la valutazione del momento flettente agente in testa al palo ($M_{Ed} = \alpha VEd$). La situazione peggiore risulta essere sempre quella sismica.

Si riportano nel seguito le coordinate dei pali di fondazione e per ogni combinazione di carico, le sollecitazioni nei pali sollecitati dal massimo e dal minimo sforzo normale.

Tabella 25 – Numero di pali e coordinate rispetto al baricentro del plinto

Pali								
	1	2	3	4	5	6	7	8
z	-2.25	2.25	-2.25	2.25	-2.25	2.25	-2.25	2.25
y	7.50	7.50	2.98	2.98	-2.98	-2.98	-7.50	-7.50
z²	5.06	5.06	5.06	5.06	5.06	5.06	5.06	5.06
y²	56.25	56.25	8.88	8.88	8.88	8.88	56.25	56.25
W_Y	34.74	34.74	87.42	87.42	-87.42	-87.42	-34.74	-34.74
W_Z	-18.00	18.00	-18.00	18.00	-18.00	18.00	-18.00	18.00

Tabella 26 – Massime e minime sollecitazioni nei pali di fondazione

SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI						
Combo	N_{min}		N_{max}		V_{max}	M_{max}
	Palo	[kN]	Palo	[kN]	[kN]	[kNm]
SLU_Gr1_A1_1	7	-4804	2	-3071	393	1060
SLU_Gr1_A1_2	7	-4769	2	-3042	391	1056
SLU_Gr1_A1_3	7	-4703	2	-2874	364	983
SLU_Gr2_A1_1	7	-4441	2	-2929	383	1034
SLU_Gr2_A1_2	7	-4457	2	-2923	383	1034
SLU_Gr2_A1_3	7	-4421	2	-2841	383	1033
SLU_Q5_A1_1	7	-4419	2	-2951	371	1002
SLU_Q5_A1_2	7	-4435	2	-2945	369	997
SLU_Q5_A1_3	7	-4397	2	-2865	371	1001
SLV_Sisma X	7	-2682	2	-865	727	1964
SLV_Sisma Y	7	-2462	2	-1097	538	1451
SLV_Sisma Z	7	-2503	2	-1345	360	972
SLE_RARA_Gr1_1	7	-3215	2	-1932	289	781
SLE_RARA_Gr1_2	7	-3189	2	-1911	288	778
SLE_RARA_Gr1_3	7	-3182	2	-1787	269	725
SLE_RARA_Gr2_1	7	-2991	2	-1825	284	768
SLE_RARA_Gr2_2	7	-3003	2	-1821	284	767
SLE_RARA_Gr2_3	7	-2975	2	-1761	284	768
SLE_RARA_Q5_1	7	-2973	2	-1843	272	735
SLE_RARA_Q5_2	7	-2985	2	-1839	271	732
SLE_RARA_Q5_3	7	-2957	2	-1779	272	735
SLE_FREQ_Gr1_1	7	-2939	2	-1834	266	718
SLE_FREQ_Q5	7	-2710	2	-1755	265	716
SLE_QPER	1	-2579	2	-1755	204	550

A conferma della corretta ripartizione delle sollecitazioni, si sono confrontate le sollecitazioni ottenute dalla ripartizione rigida con quelle ottenute da un modello a piastra del plinto, vincolato con molle di rigidità pari a 400000 kN/m, nella combinazione quasi permanente.

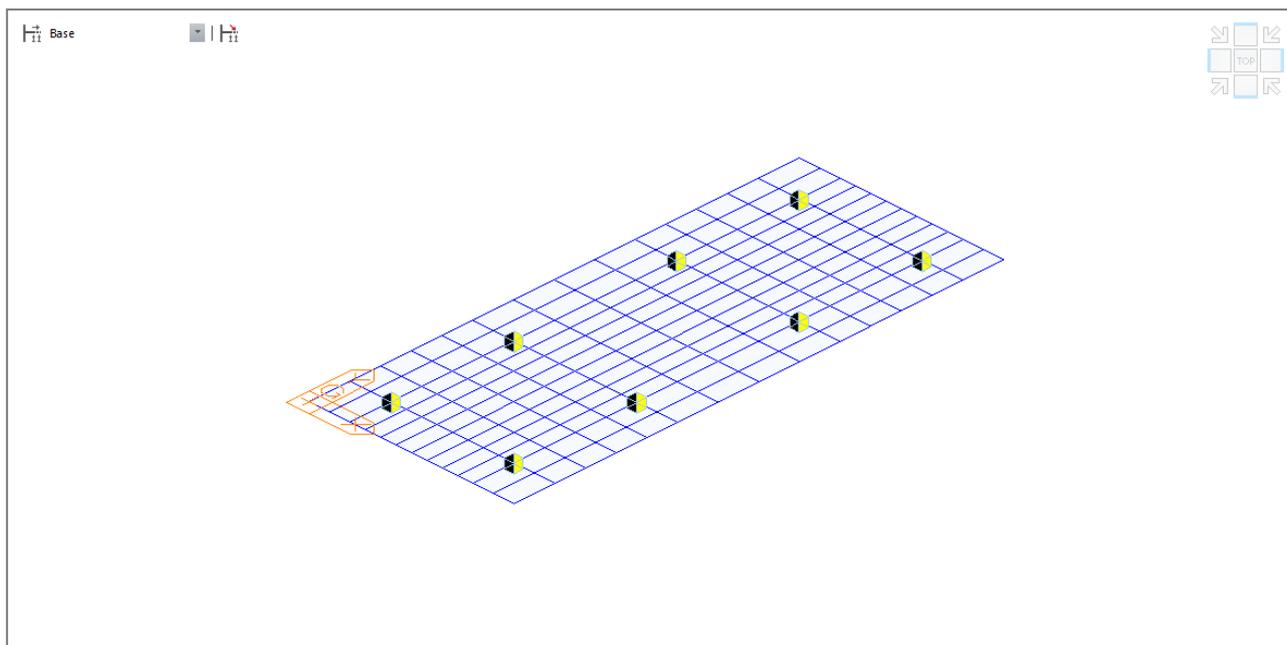


Figura 53- Modello a piastra del plinto

Di seguito le reazioni dei pali con la modellazione sopra menzionata, che corrisponde ad una ripartizione rigida delle sollecitazioni attraverso il plinto.

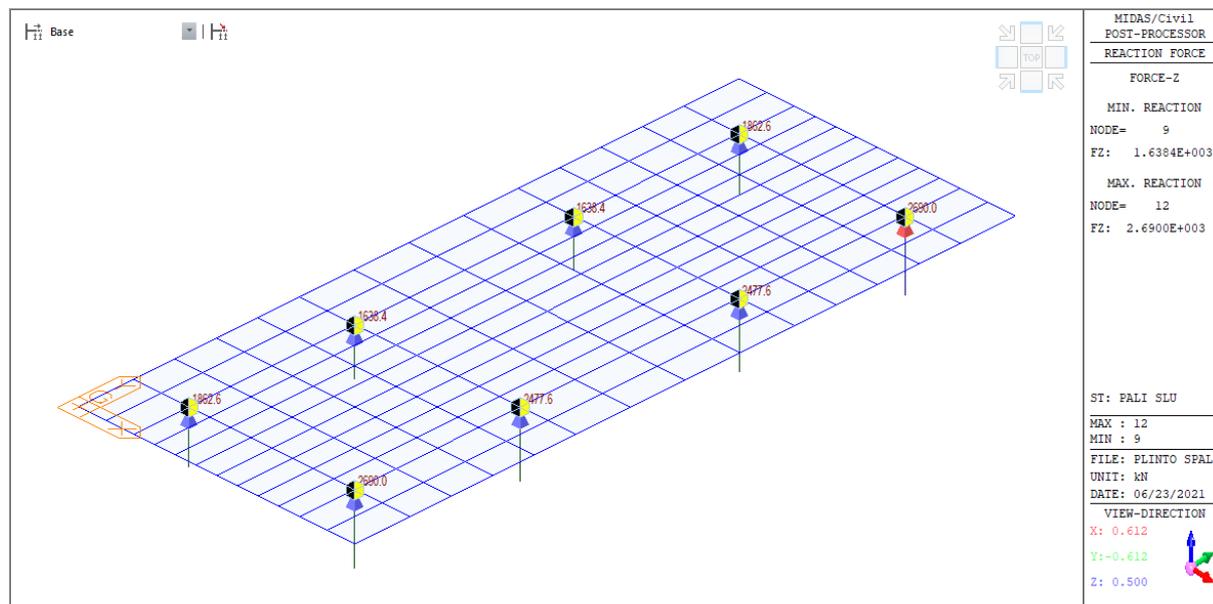


Figura 54- Reazioni nei pali in combinazione quasi permanente

Dunque si può fare affidamento ad una distribuzione rigida delle sollecitazioni attraverso la piastra di base. Di conseguenza si procede con la verifica a flessione ed a taglio del plinto nella combinazione SLU

Di seguito si riportano le sollecitazioni nel plinto

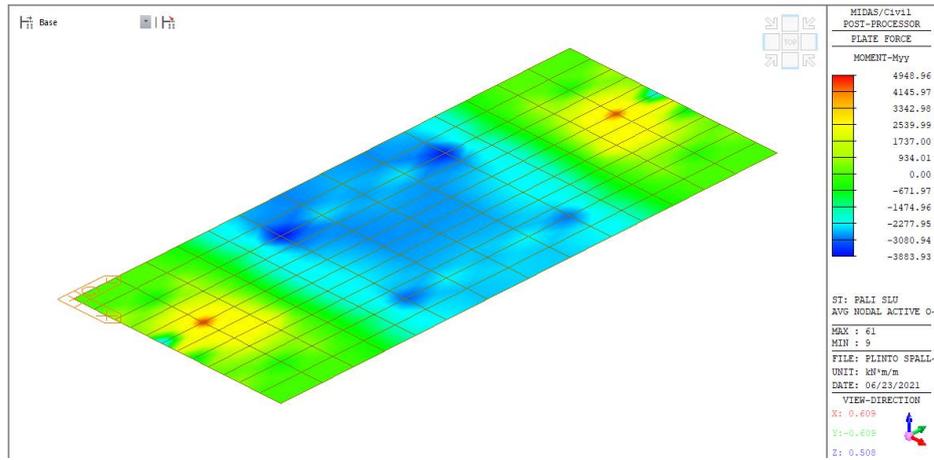


Figura 55- Momento trasversale nel plinto allo SLU

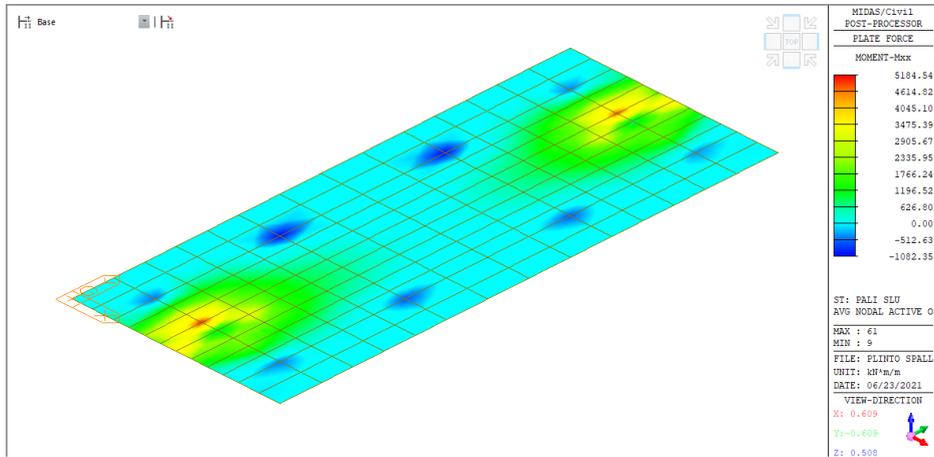


Figura 56- Momento longitudinale nel plinto allo SLU

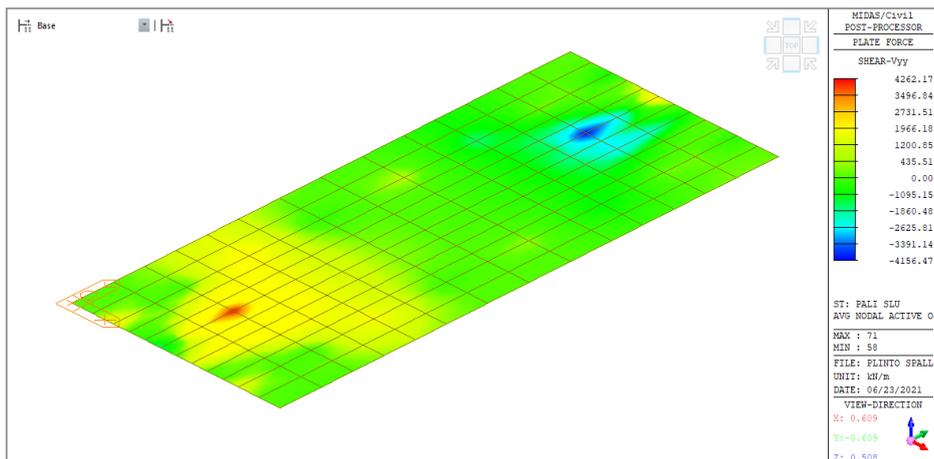


Figura 57- Taglio trasversale nel plinto allo SLU

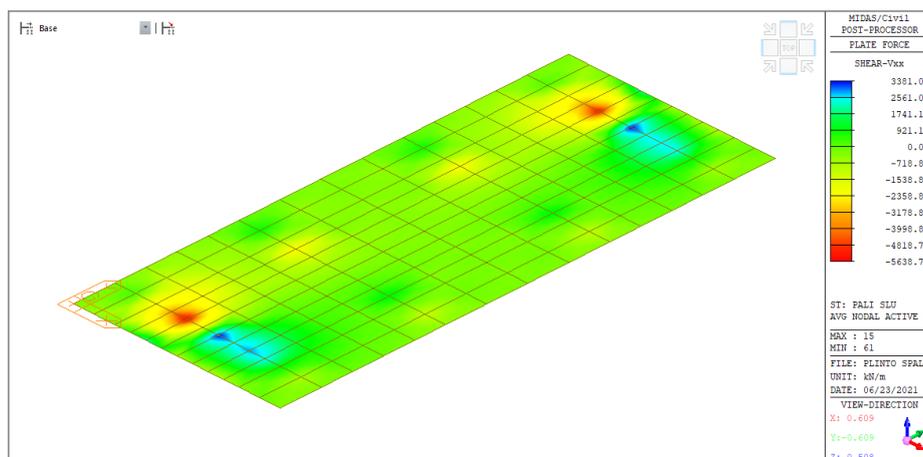


Figura 58- Taglio longitudinale nel plinto allo SLU

Dunque di seguito la verifica del plinto

Tabella 27 – Geometria sezione e armatura del plinto

Muro	Sezione di verifica		Armatura		Taglio
	Base [m]	Altezza [m]	inferiore	superiore	
Laterale	1.0	2.0	2x ϕ 26/10	1 ϕ 26/10	Φ 22/40x20

Tabella 28 – Verifiche del plinto di fondazione

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S.	C.S.
	KN/m	kNm/m	KN/m	(NRd, MRd)	(VRd)
SLU	-	4614	4818	1.32	1.25

Pali di fondazione

Le sollecitazioni agenti nei pali di fondazione, sono state valutate mediante una ripartizione rigida delle sollecitazioni globali agenti a quota testa pali e in corrispondenza del baricentro del plinto di fondazione. Il valore del momento flettente agente in testa ai pali, è stato ottenuto moltiplicando il taglio in testa per il parametro “ α ”.

Si riportano di seguito le sollecitazioni e le verifiche di resistenza per le varie combinazioni di carico, e per i pali soggetti al massimo e al minimo sforzo normale.

L’individuazione dei pali a cui corrispondono tali sollecitazioni può essere effettuata mediante le tabelle riportate nel paragrafo precedente. Confrontando il massimo sforzo di compressione agente nei pali con i valori riportate nelle curve di capacità portante dei pali (vedi Relazione Geotecnica Generale sulle Opere all’aperto e Gallerie Artificiali), si è scelto di utilizzare dei pali aventi lunghezza pari a 40 m.

Le armature longitudinali consistono in una gabbia costituita da uno strato di 20 ϕ 30 longitudinali e da una spirale ϕ 14/10 prevedendo una opportuna riduzione lungo il fusto del palo.

Tabella 29 – Verifica dei pali di fondazione

Palo	Sezione di verifica	Armatura	Taglio
	D [m]	Armatura longitudinale	
Φ1500	1.5	20φ30	Spirale φ14/20

PALO - Verifiche allo SLU						
Combinazioni		N kN	Mlong kNm	Tlong kN	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
Max N	SLU_Gr1_A1_1	-4804	1060	393	4.16	4.3
Min N	SLV_Sisma X	-865	1964	727	1.86	2.3
Max VL	SLV_Sisma X	-865	1964	727	1.86	2.3

PALO - Verifiche allo SLE							
Combinazioni		N	Mlong	Tlong	σ_c	σ_s	Wk
		kN	kNm	kN	Mpa	Mpa	mm
RARA	SLE_RARA_Gr1_1	-3215	781	289	-3.90	1.75	-
	SLE_RARA_Gr2_3	-1761	768	284	-3.70	15.30	-
FREQ	SLE_FREQ_Gr1_1	-2939	735	266	-3.69	2.05	-
	SLE_FREQ_Q5	-1755	716	265	-3.47	12.05	-
QP	SLE_QPER	-2579	550	204	-2.94	-4.70	-

Verifiche geotecniche di capacità portante

Confrontando il massimo sforzo di compressione agente nei pali con i valori riportate nelle curve di capacità portante dei pali (vedi Relazione Geotecnica Generale sulle Opere all’aperto e Gallerie Artificiali), si è scelto di utilizzare dei pali aventi le seguenti lunghezze:

PALI VALLONE - SPALLE													PORTANZA VERTICALE - COMB. A1-M1-R3					
SPALLA	D _{pali}	n°pali	L _{pali}	N _{max,SLU}	N _{max,SLV}	N _{max,SLE}	N _{min,SLU}	N _{min,SLV}	N _{min}	N _{max}	V _{max}	M _{max}	Qd,c	FS	QLL	FS	Qd,t	FS
	[m]	[-]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[-]	[kN]	[-]	[kN]	[-]
S1 nord	1.50	8	35	-4804	-2682	-3215	-2841	-865	-865	-4804	727	1964	4901	1.02	8314	2.59	4901	-
S2 sud	1.50	8	40	-4804	-2682	-3215	-2841	-865	-865	-4804	727	1964	5350	1.11	9019	2.81	5350	-

11 VERIFICA DELLE SPALLE

La verifica delle spalle viene effettuata sulla spalla maggiormente sollecitata, ovvero la spalla S2 del viadotto in esame. Il modello a mensola utilizzato per il calcolo e la verifica dell’elevazione delle spalle considera sconnessi tutti i muri fra loro per la valutazione delle sollecitazioni alla base. Tale schema pur risultando cautelativo, non fornisce sovrastime eccessive nel calcolo dei quantitativi di armatura previsti.

Per quanto riguarda la platea si è considerato un modello a piastra con distretizzazione degli elementi di tipo shell.

Di seguito si riportano le modalità di calcolo delle sollecitazioni e le verifiche di resistenza nei diversi elementi.

11.1 2.1 Muro frontale/paraghiaia

Il muro paraghiaia è sollecitato dalla spinta a riposo del rilevato, dalla spinta dei sovraccarichi accidentali, dai sovraccarichi mobili agenti sulla mensola del muro e dall’azione di frenatura.

Nella tabella che segue sono indicati parametri geometrici, meccanici e di carico utilizzati nell’analisi.

Il modello di calcolo utilizzato è quello di mensola incastrata al plinto.

Tabella 30 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro frontale/paraghiaia

MURO FRONTALE/PARAGHIAIA		
Peso Muro Paraghiaia	32	KN/m
Altezza Muro Paraghiaia	2.55	m
Spessore Muro Paraghiaia	0.5	m
Luce mensola del muro paraghiaia	0.70	m
Spessore medio mensola del muro paraghiaia	0.40	m
Peso Mensola Paraghiaia	7	kN
Peso Mensola Paraghiaia	0.390	kN/m
Distanza baricentri (Mensola- Paraghiaia)	0.60	m
Coefficiente di spinta a riposo K ₀	0.384	
Coefficiente di spinta attiva K _a	0.238	
Peso Specifico Terreno di Rilevato	20.0	kN/mc
Sovraccarico accidentale da traffico	20.0	kN/mq
Angolo di Attrito Terreno di Rilevato	38.0	
Spinta a riposo	48.7	kN/m
Spinta attiva	27.8	kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche K’ _a	0.48	

Incr. spinta attiva in condizione sismiche	18.3	kN/m
Inerzia del Muro Paraghiaia /m	8.7	kN/m

Tabella 31 – Geometria sezione e armatura del muro frontale/paraghiaia

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Paraghiaia	1.0	0.5	1φ16/20	1φ16/20	1φ12/40x40

Tabella 32 – Verifiche del muro frontale/paraghiaia

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	32	54	49	-3.2	104	0

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
	KN/m	kNm/m	KN/m		
SLU	43	72	66	2.61	4.2
SLV	32	63	55	2.95	5.0

11.2 Muri laterali

In questo paragrafo si riporta il calcolo dei muri laterali della spalla. Tali muri sono sollecitati essenzialmente dalle spinte del terreno di riempimento all'interno della spalla e dei sovraccarichi presenti su di esso in condizioni statiche e sismiche. Nella tabella che segue sono indicati i parametri geometrici, meccanici e di carico utilizzati nell'analisi. Il modello di calcolo utilizzato è quello di mensola incastrata al muro frontale.

Tabella 33 – Valutazioni pesi e spinte agenti sui muri laterali

MURI LATERALI	
Muro laterale H1	2.90 m
Muro laterale s1	0.50 m
Altezza totale muri laterali	2.90 m
Spessore medio Muri Laterali	0.50 m
Lunghezza Massima muri laterali	2.05 m
Peso Muro laterale (singolo)	74 kN
Peso totale Muri laterali	149 kN
Spinta a riposo (con 100% sovraccarichi)	59.2 kN/m
Spinta a riposo (con 50% sovraccarichi)	48.1
Spinta attiva	34.0 kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'a	0.48
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	23.3 kN/m
Inerzia del Muro laterale /m	10 kN/m

Tabella 34 – Geometria sezione e armatura dei muri laterali

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Laterale	1.0	0.5	1φ16/20	1φ16/20	Φ12/40x40

Tabella 35 – Verifiche dei muri laterali

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV						
Quota sez. di verifica [m]	Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
		KN/m	kNm/m	KN/m		
0.00	SLU	49	86	80	2.25	3.42
	SLV	36	81	67	2.35	4.05

VERIFICHE DI ESERCIZIO							
Quota sez. di verifica [m]	Combinazione	N	M	V	σ _c	σ _s	Wk
		KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
0.00	SLE_RARA	36	66	48	3.82	126	0

11.3 Plinto di fondazione

In questo paragrafo si riporta la determinazione delle sollecitazioni in quota testa pali che si ottengono sommando, alle azioni provenienti dall’impalcato, la risultante e il momento risultante dei pesi della struttura, del terreno interno alla spalla e delle spinte dovute al rilevato rispetto al baricentro del plinto. In condizioni sismiche si è tenuto conto dell’incremento di spinta delle inerzie

Nella tabella che segue sono indicati i parametri geometrici, meccanici e di carico del plinto utilizzati nell’analisi per il calcolo della risultante e momento risultante rispetto al baricentro del plinto di fondazione.

Tabella 36 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul plinto di fondazione

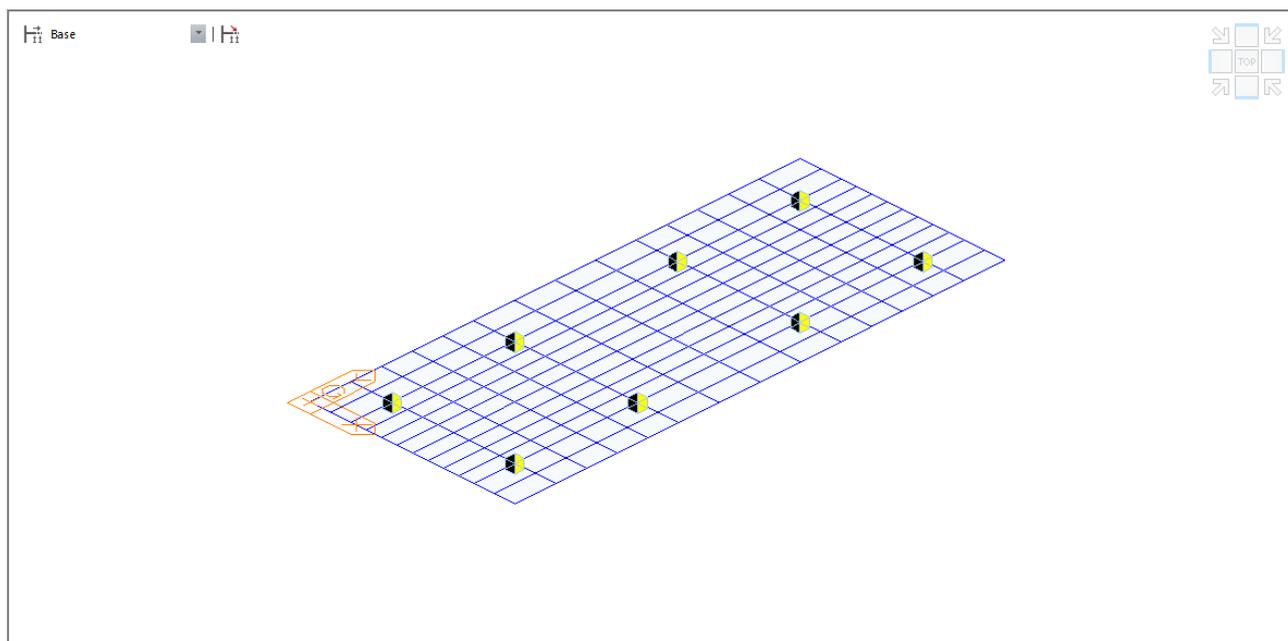
PLINTO DI FONDAZIONE	
Eccentricità long Muri laterali -Plinto	3m
Ecc. Long. Muro Frontale - Plinto	-1.96m
Ecc.Appoggi Plinto	0.00m
Peso Muro Paraghiaia	698m
Ecc. Long. Muro Paraghiaia - Plinto	-1.96kN
Peso Terreno Interno	1911kN
Peso Accidentali	695kN
Eccentricità long Terreno -Plinto	3m
Spessore Plinto	2m
Lunghezza plinto	7.5m
Larghezza plinto	17.95m
Peso plinto di fondazione	6731
Altezza Rilevato+H plinto	4.75m
Spinta a riposo rilevato	1557kN
Spinta a riposo sovraccarichi	655kN
Spinta attiva rilevato	1369kN
Incremento spinta sismica	981kN

y^2	56.25	56.25	8.88	8.88	8.88	8.88	56.25	56.25
W_y	34.74	34.74	87.42	87.42	-87.42	-87.42	-34.74	-34.74
W_z	-18.00	18.00	-18.00	18.00	-18.00	18.00	-18.00	18.00

Tabella 39 – Massime e minime sollecitazioni nei pali di fondazione

SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI						
Combo	N_{min}		N_{max}		V_{max} [kN]	M_{max} [kNm]
	Palo	[kN]	Palo	[kN]		
SLU_Gr1_A1_1	7	-4804	2	-3071	393	1060
SLU_Gr1_A1_2	7	-4769	2	-3042	391	1056
SLU_Gr1_A1_3	7	-4703	2	-2874	364	983
SLU_Gr2_A1_1	7	-4441	2	-2929	383	1034
SLU_Gr2_A1_2	7	-4457	2	-2923	383	1034
SLU_Gr2_A1_3	7	-4421	2	-2841	383	1033
SLU_Q5_A1_1	7	-4419	2	-2951	371	1002
SLU_Q5_A1_2	7	-4435	2	-2945	369	997
SLU_Q5_A1_3	7	-4397	2	-2865	371	1001
SLV_Sisma X	7	-2682	2	-865	727	1964
SLV_Sisma Y	7	-2462	2	-1097	538	1451
SLV_Sisma Z	7	-2503	2	-1345	360	972
SLE_RARA_Gr1_1	7	-3215	2	-1932	289	781
SLE_RARA_Gr1_2	7	-3189	2	-1911	288	778
SLE_RARA_Gr1_3	7	-3182	2	-1787	269	725
SLE_RARA_Gr2_1	7	-2991	2	-1825	284	768
SLE_RARA_Gr2_2	7	-3003	2	-1821	284	767
SLE_RARA_Gr2_3	7	-2975	2	-1761	284	768
SLE_RARA_Q5_1	7	-2973	2	-1843	272	735
SLE_RARA_Q5_2	7	-2985	2	-1839	271	732
SLE_RARA_Q5_3	7	-2957	2	-1779	272	735
SLE_FREQ_Gr1_1	7	-2939	2	-1834	266	718
SLE_FREQ_Q5	7	-2710	2	-1755	265	716
SLE_QPER	1	-2579	2	-1755	204	550

A conferma della corretta ripartizione delle sollecitazioni, si sono confrontate le sollecitazioni ottenute dalla ripartizione rigida con quelle ottenute da un modello a piastra del plinto, vincolato con molle di rigidezza pari a 400000 kN/m, nella combinazione quasi permanente.



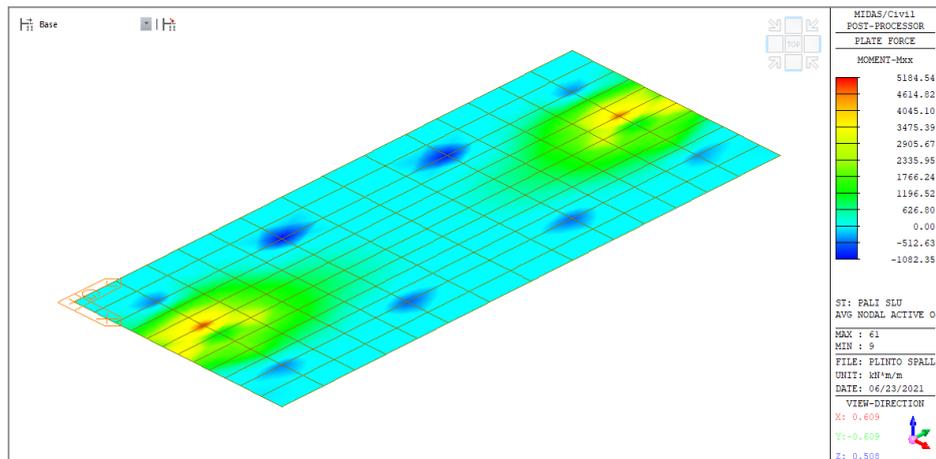


Figura 62- Momento longitudinale nel plinto allo SLU

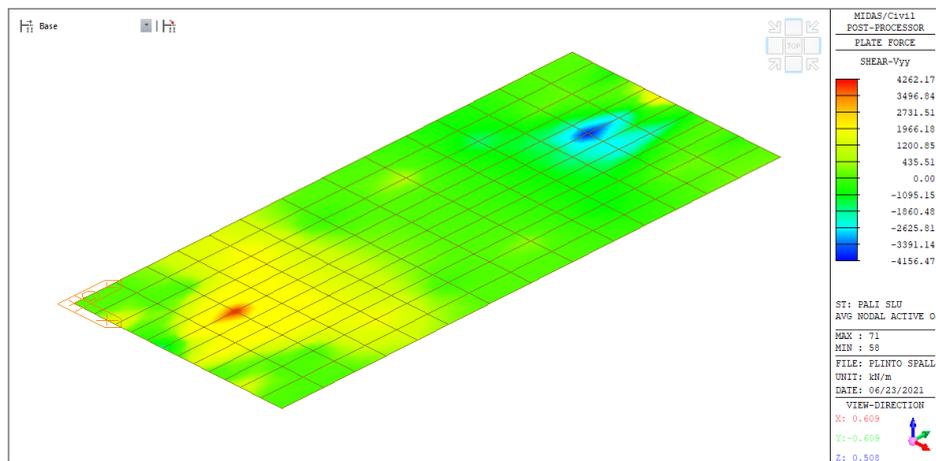


Figura 63- Taglio trasversale nel plinto allo SLU

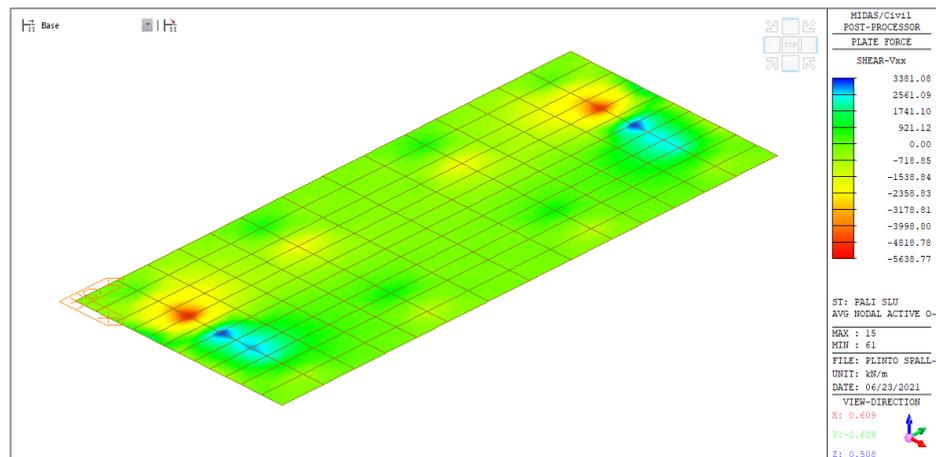


Figura 64- Taglio longitudinale nel plinto allo SLU

Dunque di seguito la verifica del plinto

Tabella 40 – Geometria sezione e armatura del plinto

Muro	Sezione di verifica		Armatura		Taglio
	Base [m]	Altezza [m]	inferiore	superiore	
Laterale	1.0	2.0	2xφ26/10	1φ26/10	Φ22/40x20

Tabella 41 – Verifiche del plinto di fondazione

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
	KN/m	kNm/m	KN/m		
SLU	-	4614	4818	1.32	1.25

11.4 Pali di fondazione

Le sollecitazioni agenti nei pali di fondazione, sono state valutate mediante una ripartizione rigida delle sollecitazioni globali agenti a quota testa pali e in corrispondenza del baricentro del plinto di fondazione. Il valore del momento flettente agente in testa ai pali, è stato ottenuto moltiplicando il taglio in testa per il parametro “ α ”.

Si riportano di seguito le sollecitazioni e le verifiche di resistenza per le varie combinazioni di carico, e per i pali soggetti al massimo e al minimo sforzo normale.

L’individuazione dei pali a cui corrispondono tali sollecitazioni può essere effettuata mediante le tabelle riportate nel paragrafo precedente. Confrontando il massimo sforzo di compressione agente nei pali con i valori riportate nelle curve di capacità portante dei pali (vedi Relazione Geotecnica Generale sulle Opere all’aperto e Gallerie Artificiali), si è scelto di utilizzare dei pali aventi lunghezza pari a 40 m.

Le armature longitudinali consistono in una gabbia costituita da uno strato di 20 ϕ 30 longitudinali e da una spirale ϕ 14/10 prevedendo una opportuna riduzione lungo il fusto del palo.

Tabella 42 – Verifica dei pali di fondazione

Palo	Sezione di verifica	Armatura	Taglio
	D [m]	Armatura longitudinale	
Φ 1500	1.5	20 ϕ 30	Spirale ϕ 14/20

PALO - Verifiche allo SLU						
Combinazioni		N kN	Mlong kNm	Tlong kN	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
Max N	SLU_Gr1_A1_1	-4804	1060	393	4.16	4.3
Min N	SLV_Sisma X	-865	1964	727	1.86	2.3
Max VL	SLV_Sisma X	-865	1964	727	1.86	2.3

PALO - Verifiche allo SLE							
Combinazioni		N	Mlong	Tlong	σ_c	σ_s	Wk
		kN	kNm	kN	Mpa	Mpa	mm
RARA	SLE_RARA_Gr1_1	-3215	781	289	-3.90	1.75	-
	SLE_RARA_Gr2_3	-1761	768	284	-3.70	15.30	-
FREQ	SLE_FREQ_Gr1_1	-2939	735	266	-3.69	2.05	-
	SLE_FREQ_Q5	-1755	716	265	-3.47	12.05	-
QP	SLE_QPER	-2579	550	204	-2.94	-4.70	-

11.5 Verifiche geotecniche di capacità portante

Confrontando il massimo sforzo di compressione agente nei pali con i valori riportate nelle curve di capacità portante dei pali (vedi Relazione Geotecnica Generale sulle Opere all’aperto e Gallerie Artificiali), si è scelto di utilizzare dei pali aventi le seguenti lunghezze:

PALI SPALLE													PORTANZA VERTICALE - COMB. A1-M1-R3					
SPALLA	D _{pali}	n°pali	L _{pali}	N _{max,SLU}	N _{max,SLV}	N _{max,SLE}	N _{min,SLU}	N _{min,SLV}	N _{min}	N _{max}	V _{max}	M _{max}	Qd,c	FS	QLL	FS	Qd,t	FS
	[m]	[-]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[-]	[kN]	[-]	[kN]	[-]
S1 nord	1.50	8	35	-4804	-2682	-3215	-2841	-865	-865	-4804	727	1964	4901	1.02	8314	2.59	4901	-
S2 sud	1.50	8	40	-4804	-2682	-3215	-2841	-865	-865	-4804	727	1964	5350	1.11	9019	2.81	5350	-

12 VERIFICA DI RESISTENZA E DI DEFORMABILITÀ DEI DISPOSITIVI DI APPOGGIO

Le sollecitazioni di verifica nei dispositivi di isolamento sono riepilogate a seguire.

Tabella 43– Dispositivi di isolamento: verifiche di resistenza

Appoggi spalle					
Fz,ed, SLU =	9375	kN	<	FzdMIN = 9380	kN
Ved,SLU =	213	kN			
Fz,ed, SLC =	2184	kN	<	VMIN = 5820	kN
Ved,SLC =	460	kN			

La corsa massima ammissibile per i dispositivi di isolamento individuati è pari 150 mm.

La corsa massima valutata agli SLC come specificato al paragrafo 7.3.2 è:

$$\Delta c = 0.5 dE(r+v) + 0.5 dE\Delta T + dESLC$$

Di seguito si riporta lo spostamento massimo ottenuto dal modello di calcolo per la spalla 2:

	dx SLCX	dx ΔT	d ritiro x	dy SLCX	dy ΔT	d ritiro 1	dx tot	dy tot	D tot
Spalla 2	139	4	0	40		0	143	40	148

	dx SLCY	dx ΔT	d ritiro x	dy SLCY	dy ΔT	d ritiro 1	dx tot	dy tot	D tot
Spalla 2	46	4		134			50	132	141

Si nota che lo spostamento complessivo è sempre inferiore a 150 mm

12.1 Verifica dei giunti

L'ampiezza di progetto dei varchi è pari a $\pm 2 \Delta c = \pm 150$ mm.