

## AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO

POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA AUTOSTRADALE E  
TANGENZIALE DI BOLOGNA  
INTERVENTI DI COMPLETAMENTO DELLA RETE VIARIA DI ADDUZIONE  
INTERMEDIA DI PIANURA

### PROGETTO DEFINITIVO

#### CORPO STRADALE

#### OPERE D'ARTE MAGGIORI NUOVO PONTE FIUME RENO

#### RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Umberto Mele  
Ord. Ingg. Milano N. A18641

Responsabile Nuove Opere

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE  
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE


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

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Nadia Zoratto  
Ord. Ingg. Milano N. A19438

T.A. - Ponti e Viadotti

CODICE IDENTIFICATIVO											ORDINATORE  00  SCALA -
RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	
111443	0001	PD	RQ	V01	00000	00000	R	STR	0002	-0	

	ENGINEER COORDINATOR:		SUPPORTO SPECIALISTICO:		REVISIONE	
	Arch. Flavio Camboni Ing. Raffaele Rinaldesi				n.	data
					0	DICEMBRE 2021
REDATTO:		VERIFICATO:				

	VISTO DEL COMMITTENTE	VISTO DEL CONCEDEnte
		
	IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Fabio Visintin	Ministero delle Infrastrutture e della mobilità sostenibili DIPARTIMENTO PER LA PROGRAMMAZIONE, LE INFRASTRUTTURE DI TRASPORTO A RETE E I SISTEMI INFORMATIVI

## RELAZIONE IMPALCATO

## INDICE

1.	PREMESSA	5
1.1	Inquadramento generale	5
1.2	Descrizione dell'opera	6
1.3	Ispezione e manutenzione del viadotto	9
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	11
2.1	Normative e raccomandazioni	11
2.2	Bibliografia	12
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	13
3.1	Calcestruzzo	13
3.2	Acciaio per cemento armato	17
3.3	Acciaio per carpenteria metallica	17
3.4	Bulloni	18
3.5	Pioli con testa tipo Nelson	18
3.6	Saldature	18
3.1	Dispositivi sismici	19
4.	CRITERI DI CALCOLO	21
4.1	Analisi strutturali	21
4.2	Fasi costruttive	22
4.3	Larghezza collaborante della soletta	23
4.4	Fessurazione della soletta	24
5.	AZIONI SUL PONTE	25
5.1	Azioni in fase 0	25
5.2	Azioni in fase 1	25
5.3	Azioni in fase 2	25
5.4	Azioni in fase 3	25
5.5	Azioni in fase post	26
5.5.1	Cedimenti	26
5.5.2	Azione del vento	27
5.5.3	Temperatura	32
5.5.4	Azioni da traffico stradale	34
5.5.5	Azione sismica	37
5.5.6	Azioni eccezionali	44
5.6	Combinazioni di carico	45
6.	MODELLAZIONE NUMERICA	48

6.1	Software di calcolo	48
6.2	Geometria	49
6.3	Vincoli interni ed esterni	53
6.4	Materiali	55
6.4.1	Effetti reologici	56
6.5	Fasi costruttive e di carico	60
6.6	Combinazioni di carico	65
7.	ANALISI DEI RISULTATI	70
7.1	Chiave di lettura dell'output	70
7.2	Peso della struttura	71
7.3	Risultati dell'analisi modale	72
7.4	Diagrammi di sollecitazioni da azioni elementari	76
7.5	Diagrammi di sollecitazioni da inviluppo delle combinazioni	81
7.5.1	Stato Limite di Resistenza (SLR = SLU + SLV)	81
7.5.2	Stato Limite di Esercizio (SLECH)	84
7.5.1	Stato Limite di Esercizio (SLE-FR)	87
7.5.1	Stato Limite di Esercizio (SLE-QP)	89
7.6	Azioni elementari sugli isolatori elastomerici	91
8.	CRITERI DI VERIFICA	95
8.1	Impalcato stradale	95
8.1.1	Verifiche di resistenza SLU	96
8.1.2	Verifiche instabilità latero-torsionale	98
8.1.3	Verifiche SLE - Limitazione delle tensioni	100
8.1.4	Verifiche SLU e SLE - Connessioni trave soletta	101
8.1.5	Verifica SLE - Web breathing	102
8.1.6	Verifiche di fatica	102
8.2	Soletta in c.a.	108
8.2.1	SLU/A – Presso-Tenso flessione	108
8.2.2	SLU/A - Taglio	108
8.2.3	SLE - Fessurazione	110
8.2.4	SLE – Tensionale	111
9.	SOLETTA	112
9.1	Verifica in fase di getto	112
9.2	Verifica in fase definitiva	119
9.2.1	Analisi dei carichi	119
9.2.2	Modello di calcolo	121



9.2.1	Combinazioni di carico	124
9.2.2	Risultati delle verifiche della soletta	125
9.2.3	Incidenze	140
10.	IMPALCATO	141
10.1	Travi longitudinali	141
10.1.1	Verifiche SLU	142
10.1.2	Verifiche SLE	147
10.1.3	Verifiche di FATICA	151
10.1.1	Riepilogo verifiche	153
10.2	Traversi	154
10.2.1	Verifiche SLU	155
10.2.2	Verifiche SLE	156
10.2.3	Verifiche di FATICA	157
10.2.4	ISOLATORI ELASTOMERICI	159
10.3	Verifica N.1	160
10.4	Verifica N.2	161
10.5	Verifica N.3	163
11.	VARCO DI GIUNTO SU SPALLE	164
12.	CONTROMONTE E SPOSTAMENTI IN ESERCIZIO	165
12.1	Contromonta in esercizio	165
12.2	Verifica di deformabilità	166
13.	VALIDAZIONE DEI RISULTATI	167
13.1	Validazione risultati ottenuti con il software MIDAS CIVIL	167
13.1.1	Controllo di accettabilità n.1	167
13.1.2	Controllo di accettabilità n.2	169
13.1.3	Controllo di accettabilità n.3	171
13.1.4	Controllo di accettabilità n.4	172
13.1.5	Controllo di accettabilità n.5	174

## 1. PREMESSA

### 1.1 Inquadramento generale

Il presente documento si inserisce nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici relativi alla progettazione definitiva della linea **Bologna – Bari – Taranto** nella tratta **Bologna Borgo Panigale – Bologna San Lazzaro**.

Tale elaborato definisce la relazione di calcolo riguardante l'**impalcato** del nuovo viadotto sul fiume Reno a partire dalla progressiva km 0+715 sino al km 0+788.

Nella figura seguente si riporta una planimetria generale in cui sarà collocata l'opera.

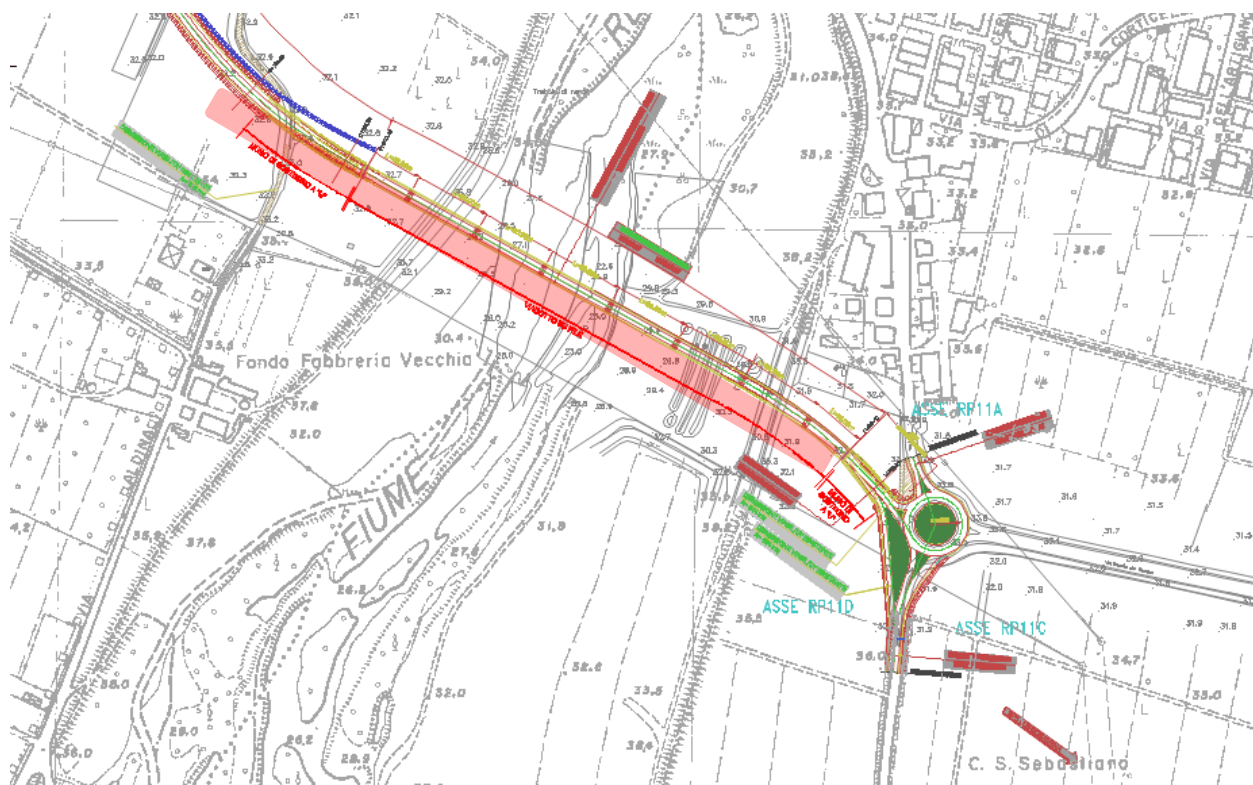


Figura 1.1 - Vista con evidenziazione in rosso delle aree

Nella suddetta relazione vengono riportate le analisi di calcolo e le principali verifiche strutturali in accordo agli Stati Limite.

Quanto riportato di seguito consentirà di verificare che il dimensionamento delle strutture è stato effettuato nel rispetto dei requisiti richiesti all'opera.

## 1.2 Descrizione dell'opera

Il progetto prevede la realizzazione di un ponte sul Fiume Reno, continuo su 8 campate (40.0m + 6x60m +40.0m), per un totale di circa 440.00m, esclusi i retro-trave da 1.60m dall'asse.

L'impalcato è realizzato in sezione mista acciaio/calcestruzzo, con due travi principali a doppio T di altezza pari a 2.85m e soletta in c.a. di spessore pari a 25cm gettata in opera con l'ausilio di predalles metalliche. I traversi sono di tipo rigido, anch'essi con sezione a doppio T di altezza pari a 0.80m. Al fine di garantire lo spazio di 1.25m della banchina e la relativa carpenteria del cordolo, le travi continuano oltre le travi longitudinali mediante degli sbalzi realizzati a sezione rastremata da 0.80m a 0.30m. Al di sotto, in prossimità dell'intersezione con le travi longitudinali, vi è posizionata la tubazione di convogliamento delle acque piovane di impalcato.

Su buona parte del lato nord dell'impalcato è prevista l'installazione di una barriera integrata fonoassorbente ovvero in grado di espletare tanto la funzione di sicurezza all'urto da veicolo in svio che quella di assorbimento acustico del transito veicolare.

Le dimensioni trasversali della soletta corrispondono a 11.10 m, con cordoli pari a 80 cm e con carreggiata bitumata pari a 9.50m.

La collaborazione tra la carpenteria metallica e la soletta è garantita dall'installazione di piolatura tipo Nelson sia sulle travi che sui traversi. Al fine di trasferire delle azioni ridotte alle sottostrutture e migliorare il comportamento dell'impalcato in fase sismica, i vincoli in corrispondenza delle spalle e delle pile sono realizzati con "isolatori elastomerici". Nello specifico, l'isolatore di spalla è accoppiato ad una slitta avente rigidità longitudinale nulla, mentre quella trasversale corrispondente alla rigidità dell'elastomero stesso.

Gli isolatori sono ancorati a baggioli di altezza variabile a loro volta fondati su di un pulvino rettangolare con lati corti arrotondati a semicerchio di dimensioni massime 2.50x4.00x12.40 m da cui partono due pile Ø3000 che, giunte al piano campagna, continuano nel terreno assurgendo alla funzione di pile fondazionali.

Le spalle, realizzate in c.a. gettato in opera, sono costituite essenzialmente da una struttura monolitica verticale gravante su di una fondazione profonda composta da due pali di grande diametro Ø3000mm. Ad estradosso della struttura monolitica troviamo i ritegni trasversali del ponte, ed i baggioli che accolgono le zanche degli isolatori elastomerici. Le spinte del terreno vengono assorbite dalle strutture di sostegno a tergo della spalla formate da una zattera fondazionale dalla quale si ergono dei paramenti a sezione variabile.

Si riportano di seguito alcune immagini che illustrano pianta, prospetto e sezioni tipo del ponte:

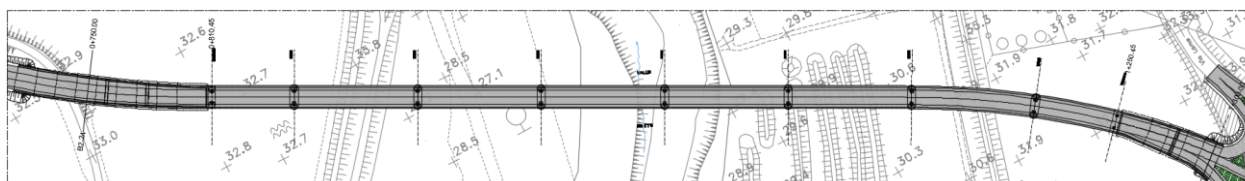


Figura 1- 1: Stralcio planimetrico

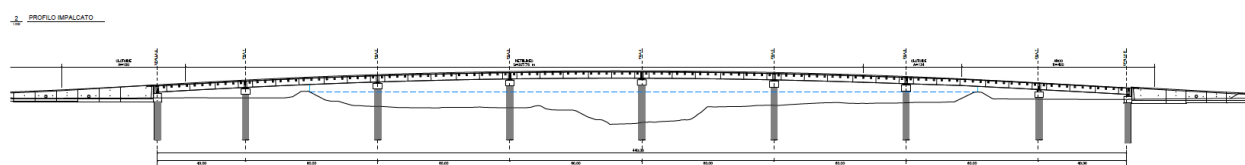


Figura 1- 2: Sviluppo del viadotto

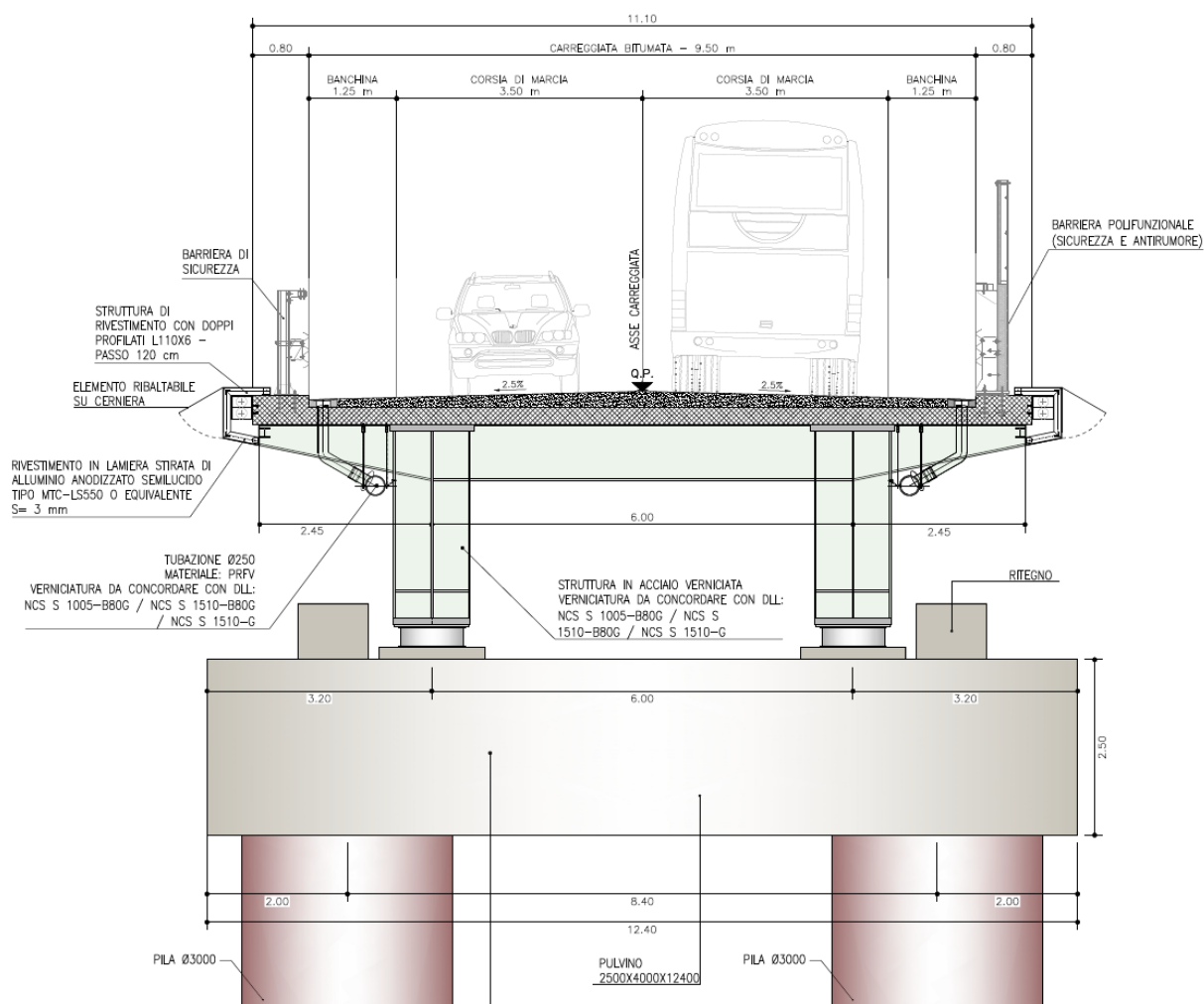


Figura 1- 3: Sezione trasversale su pila

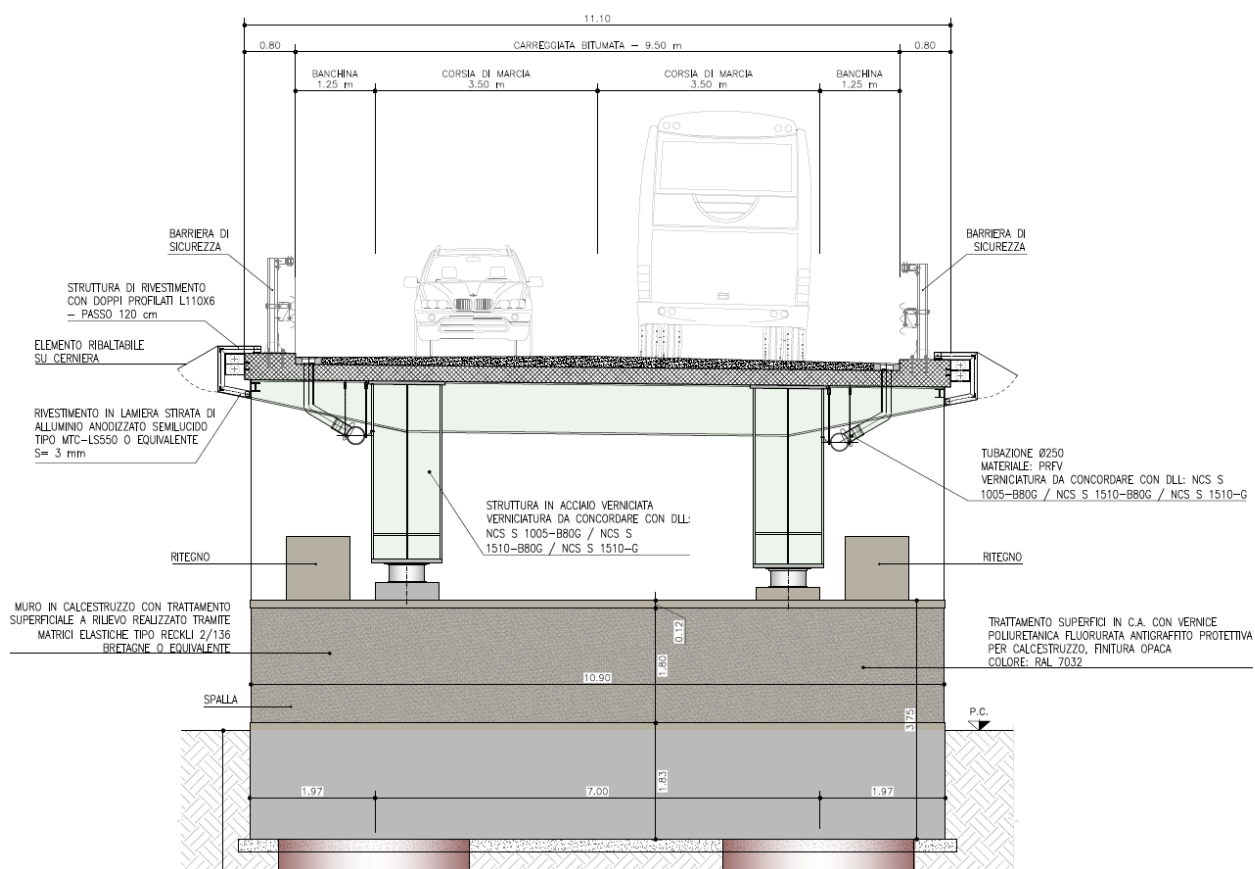


Figura 1- 4: Sezione trasversale su spalla

Per maggiori dettagli sulla geometria dell'impalcato si rimanda agli elaborati grafici.

### 1.3 Ispezione e manutenzione del viadotto

Viste le caratteristiche dell'opera in oggetto, la soluzione scelta per le attività di manutenzione e controllo è quella mediante piattaforma "by-bridge". L'utilizzo di tale piattaforma, permette di raggiungere facilmente le parti sottostanti del viadotto e garantendo comunque un'altezza libera sul camminamento al di sotto della trave di 2.00m. Laddove non sia possibile raggiungere le parti più alte vicine all'intradosso è possibile utilizzare un apposito trabattello. Di seguito si riporta un'immagine che illustra il posizionamento della piattaforma in fase di manutenzione ed ispezione:

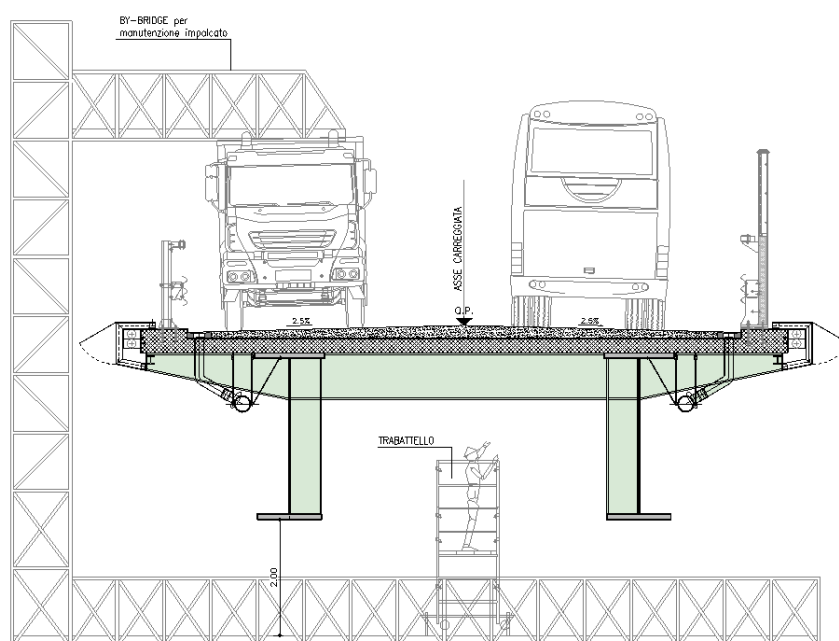


Figura 1.2 – Posizionamento By-Bridge

Si riportano di seguito le caratteristiche di una piattaforma by-bridge presente in commercio (MBI 140-1,4/S):

#### Piattaforma by bridge MBI 140-1,4/S

##### Montata su autocarro

Max. estensione orizzontale sotto il ponte	14,00 m	Peso totale dell' attrezzatura	19.200 – 27.000 kg*
Larghezza della piattaforma principale/telescopica	1,40/1,30 m	Lunghezza totale di trasporto	12,00 m
Max. estensione verso il basso del piano di lavoro	7,80 – 9,50 m*	Larghezza totale di trasporto	2,55 m
Max. altezza superabile (per es. barriera antirumore)	2,80 m*	Altezza di trasporto	4,00 m
Larghezza max. del marciapiede superabile	2,30 – 2,80 m*		
Portata max. (distr.) sulla piattaforma (incl. ponteggi)	600 kg	Gruppo elettrogeno a gasolio/benzina*, telecamera per retromarcia*	
Portata max. sulla piattaforma telescopica estesa	300 kg		
Angolo di rotazione della piattaforma	180°		
Ingombro trasversale sulla carreggiata	2,60 – 2,80 m*	Il lavoro è consentito fino ad una velocità del vento di 12,5-14 m/s*.	

##### Equipaggiamento sulla piattaforma di lavoro

Alimentazione elettrica sulla piattaforma di lavoro 220 V,  
 2 ponteggi, piattaforma video-controllata

\* a seconda del modello di costruzione

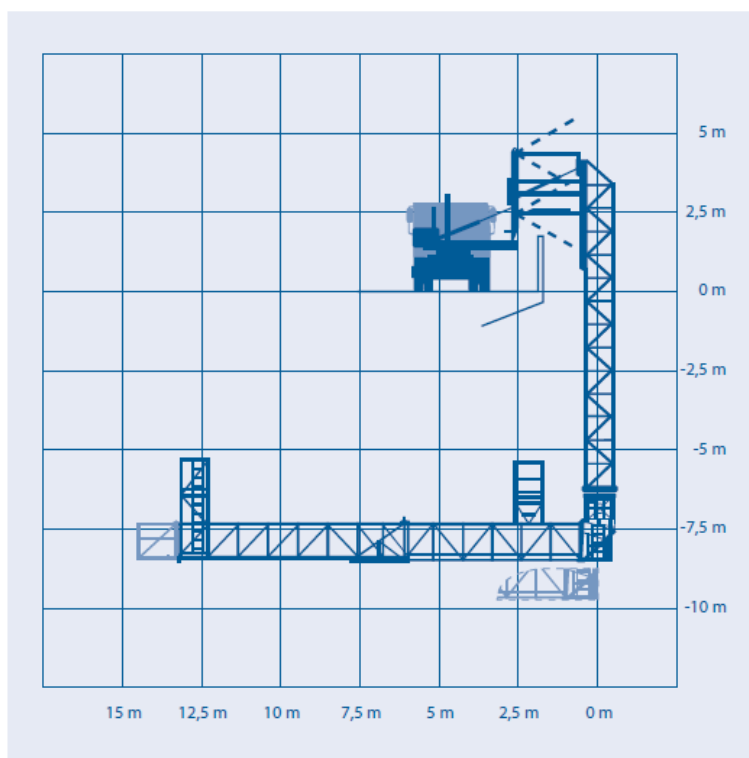


Figura 1.3 – Piattaforma By-Bridge tipo MBI 140-1,4/S



## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nella stesura della presente relazione si è fatto riferimento alla seguente documentazione:

### 2.1 Normative e raccomandazioni

- D.M. 17.01.2018, “Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circ. Esplicativa del 21.01.2019 n.7 C.S.L.L.P del DM2018, “Norme tecniche per le costruzioni”;
- Legge n.1086 del 05/11/1971: “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- Legge n.64 del 02/02/1974: “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale (febbraio 2008): “Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive”.
- CNR-DT 207/2008: “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni”;
- UNI EN 197-1: “Cemento - Composizione, specifiche e criteri di conformità per cementi comuni.
- UNI EN 206-1: “Calcestruzzo - Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità”.
- UNI 11104/2004: “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1”.
- UNI EN 1991-1-5: Azioni sulle strutture – Azioni termiche
- UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo - regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1993-1-5: Progettazione delle strutture di acciaio – Elementi strutturali a lastra
- UNI EN 1994-1-1: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1991-2-1 (Eurocodice 1) – Marzo 2005: “Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti”;
- UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi”;
- UNI EN 1993-2 (Eurocodice 3) – Gennaio 2007: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 2: Ponti di acciaio”;
- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”.



- UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: “Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”;
- UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- UNI EN 1536:2010: “Esecuzione di lavori geotecnici speciali – Pali trivellati”.
- Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edita dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2016 ed UNI 11104:2016
- Attività specialistica di supporto per definizione requisiti di resistenza strutturale delle barriere di sicurezza integrate ASPI - Sistema integrato integautos 2.0 relazione di calcolo revisione c – 19.05.2020 - FOA\_ASPI\_STR203c\_INTEGAUTOS 2
- Criteri per la progettazione strutturale relativa ai progetti di installazione delle barriere integrate – Tomo 2 – Ministero delle infrastrutture e dei Trasporti

## 2.2 Bibliografia

- Associazione Geotecnica Italiana (2005) "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica", Patron Editore, Bologna.
- Berardi R., Lancellotta R., “Stiffness of Granular Soils from Field Performance”; (1991), Geotechnique.

### 3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera si prevede l'impiego dei materiali indicati nei paragrafi che seguono. Si indicheranno le caratteristiche prestazionali di resistenza minime e, con particolare riferimento ai calcestruzzi, anche le prescrizioni o caratteristiche da assicurare per garantire i requisiti di durabilità.

#### 3.1 Calcestruzzo

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle:

- *Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2016 ed UNI 11104:2016;*
- *NTC2018 con relativa circolare esplicativa 2019;*
- *EN 1992 – 1 – 1 parte 2 : §4.4.1 Copriferro.*

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale  $c_{nom}$  è somma di due contributi, il copriferro minimo  $c_{min}$  e la tolleranza di posizionamento  $\Delta c_{dev}$ . Vale pertanto:  $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$ .

La tolleranza di posizionamento delle armature " $\Delta c_{dev}$ ", per le strutture gettate in opera, viene assunta pari a **5 mm** in quanto si prescrive che l'esecuzione sia sottoposta ad un sistema di assicurazione della qualità, nella quale siano incluse le misure dei copriferri (si può far utile riferimento l'approvazione degli annessi nazionali degli eurocodici 4.4.1.3 – 4.3N ove si riporta la sua variabilità  $10mm > \Delta c_{dev} > 5mm$ )

Dall'allegato 20.15 del CSA e dalla tabella materiali condivisa si estrapolano le classi di esposizione ed i minimi di classe di calcestruzzo per tutti gli elementi caratterizzanti il progetto. Si riportano dunque all'interno della seguente tabella riepilogativa anche i minimi normativi e se ne evidenzia la classe di calcestruzzo scelta.

	CS A		NTC18	CSA	SCELT O		
Elemento	Esp .	Condizio ni ambientali NTC2018 - Tab 4.1.III	Classe min	Classe min	Classe scelta	A/C max	Min. cemento
						-	kg/m c
Solette in c.a. e cordoli pavimentazione e testa muro sostegno	XF4	Molto aggressive	C35/45	C30/37	C35/45	0.45	360

Baggioli in c.a.	XF4	Molto aggressive	C35/45	C30/37	C35/45	0.45	360
Elevazioni Spalle, Pile	XF2	Aggressive	C30/37	C25/30	C32/40	0.50	340
Pali di fondazione	XC2	Ordinarie	C25/30	C25/30	C25/30	0.60	300
Magrone	XC0	-	C12/15	C12/15	C12/15	-	-

Tabella 3.1 – Classi di esposizione e di calcestruzzo

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 3.2 – Condizioni ambientali NTC2018

Si passa alla determinazione dei copriferri considerando la condizione più limitante tra quanto calcolato dalle NTC2018 §4.1.6.1.3 “Copriferro ed interferro” e dalle UNI EN 1992-1-1 § 4.4.1 “Copriferro” avendo come base il CSA. Per quanto attiene il calcolo del copriferro minimo secondo le NTC2018 si riporta la tabella.

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C <sub>min</sub>	C <sub>o</sub>	ambiente	C <sub>≥C<sub>o</sub></sub>	C <sub>min&lt;C&lt;C<sub>o</sub></sub>	C <sub>≥C<sub>o</sub></sub>	C <sub>min&lt;C&lt;C<sub>o</sub></sub>	C <sub>≥C<sub>o</sub></sub>	C <sub>min&lt;C&lt;C<sub>o</sub></sub>	C <sub>≥C<sub>o</sub></sub>	C <sub>min&lt;C&lt;C<sub>o</sub></sub>
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Tabella 3.3 – Copriferri minimi NTC2018

Per quanto riguarda invece il calcolo del copriferro minimo secondo EN 1992-1-1 si segue il procedimento richiesto utilizzando le tabelle qui riportate e le annotazioni sul copriferro nominale nel caso di struttura a diretto contatto con superfici irregolari e con il terreno §4.4.1.3(4) relativamente  $C_{nom} = k1 = 40mm$  e  $C_{nom} = k2 = 75mm$ .

- (5) Con un calcestruzzo di peso normale, il copriferro minimo delle armature, in accordo con la EN 10080 e che tenga conto delle classi di esposizione e delle classi strutturali è dato da  $c_{min,dur}$ .

Nota La classificazione strutturale e i valori di  $c_{min,dur}$  da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. La Classe Strutturale raccomandata (vita utile di progetto di 50 anni) è S4 per le resistenze indicative del calcestruzzo date nell'appendice E e le modifiche raccomandate alle classi strutturali sono date nel prospetto 4.3N. La Classe Strutturale minima raccomandata è S1. I valori raccomandati di  $c_{min,dur}$  sono dati nel prospetto 4.4N (acciai da armatura ordinaria) e nel prospetto 4.5N (acciai da precompressione).

prospetto 4.3N Classificazione strutturale raccomandata

Classe Strutturale							
Criterio	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
Vita utile di progetto di 100 anni	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi
Classe di resistenza <sup>1) 2)</sup>	≥C30/37 ridurre di 1 classe	≥C30/37 ridurre di 1 classe	≥C35/45 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C45/55 ridurre di 1 classe
Elemento di forma simile ad una soletta (posizione delle armature non influenzata dal processo costruttivo)	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe
È assicurato un controllo di qualità speciale della produzione del calcestruzzo	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe

prospetto 4.4N Valori del copriferro minimo,  $c_{min,dur}$ , requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da armatura ordinaria, in accordo alla EN 10080

Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

- (4) Per calcestruzzo messo in opera a contatto con superfici irregolari, si raccomanda che il copriferro minimo sia generalmente aumentato per tener conto dei maggiori scostamenti nel progetto. Si raccomanda che tale aumento sia in relazione con la differenza provocata dalle irregolarità e il copriferro minimo sia almeno pari a  $k_1$  mm per calcestruzzo messo in opera contro terreni trattati (incluso calcestruzzo di spianatura) e  $k_2$  mm per calcestruzzo messo in opera direttamente contro il terreno. Si raccomanda di aumentare il copriferro anche nei casi in cui siano presenti irregolarità superficiali, quali per esempio finiture striate o aggregati a vista, in modo da tener conto dell'irregolarità superficiale [vedere punto 4.4.1.2 (11)].

Nota I valori di  $k_1$  e  $k_2$  da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. I valori raccomandati sono rispettivamente 40 mm e 75 mm.

Tabelle 3.4 – EN1992-1-1 §4.4.1

Si ricorda che la Vita nominale è pari a 50 anni. Si riporta dunque il calcolo del copriferro minimo.

Tabella 4.3 N													
Elemento	Esp.	Esposizione equivalente secondo tabella 4.4N	CLASSE S	Classe scelta	C <sub>min,dur</sub>	C <sub>min,dur</sub> *	VN > 100anni	C > C'?	Piastra?	Qualità di posa	n° riduzioni	NUOVA CLASSE S	C <sub>min,dur</sub>
			VN 50ANNI				-	-	-	-	-	VN 50ANNI	
Solette in c.a. e cordoli impalcato e testa muro	XF4	XD3 / XS3 (XF4- XA3)	4	C35/45	45	-	-	-	✓	✓	2	2	35
Elevazioni Spalle, Pile	XF2	XD1 / XS1 (XF2,3 - XA1,2)	4	C32/40	35	-	-	-	-	✓	1	3	30

Tabella 3.5 – Copriferri minimi EN1992-1-1

Se ne riepiloga in tabella le precedenti valutazioni e si riportano anche le aperture di fessurazione limite in funzione delle condizioni ambientali per chiarezza.

Elemento	CSA	Condizioni ambiente NTC2018 - Tab 4.1.III	SCELTO	CSA	NTC18 - C4.1.6.1.3				UNI EN 1992 - 1.1 - §4.4.1			SCELTO
Esp.			Classe scelta	C <sub>min</sub> mm	Piastra?	C <sub>min</sub> mm	A <sub>dev</sub> mm	C <sub>nom</sub> mm	C <sub>min</sub> mm	A <sub>dev</sub> mm	C <sub>nom</sub> mm	C <sub>nom</sub> mm
Solette in c.a. e cordoli impalcato e testa muro	XF4	Molto aggressive	C35/45	-	✓	40	5	45	35	5	40	45
Elevazioni Spalle, Pile	XF2	Aggressive	C32/40	-	-	35	5	40	30	5	35	40

Tabella 3.6 – Copriferri di progetto

In conformità a quanto descritto in precedenza, le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti (pile/spalle e soletta impalcato):

Grandezza		u.m.	C32/40	C35/45
Resistenza caratteristica a compressione	f <sub>ck</sub>	N/mm <sup>2</sup>	32,00	35,00
Resistenza di progetto a compressione	f <sub>cd</sub>	N/mm <sup>2</sup>	18,13	19,83
Resistenza caratteristica a trazione	f <sub>ctk</sub>	N/mm <sup>2</sup>	2,12	2,42
Tensione di aderenza cls-armatura	f <sub>bd</sub>	N/mm <sup>2</sup>	3,18	3,63
Tensione massima di compressione (comb. rara)	σ <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	19,20	21,00
Tensione massima di compressione (comb. quasi perm.)	σ <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	14,40	15,75
Modulo elastico medio istantaneo	E <sub>m</sub>	N/mm <sup>2</sup>	33346	34077

Tabella 3.7 – Proprietà meccaniche dei calcestruzzi adottati

### 3.2 Acciaio per cemento armato

Si utilizzano per le armature degli elementi in c.a. la seguente tipologia di acciaio:

Acciaio tipo: B450 C Saldabile controllato in stabilimento

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche dell'acciaio d'armatura utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

Proprietà		Requisito
Limite di snervamento	$f_y$	$\geq 450 \text{ MPa}$
Limite di rottura	$f_t$	$\geq 540 \text{ MPa}$
Allungamento totale al carico massimo	$A_{gt}$	$\geq 7.5\%$
Rapporto	$f_t/f_y$	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto	$f_y \text{ misurato} / f_y \text{ nom}$	$\leq 1,25$

Tabella 3.8 – Proprietà meccaniche

### 3.3 Acciaio per carpenteria metallica

La carpenteria metallica sarà realizzata in acciaio

- tipo S355J0 - UNI EN 10025-02 per spessori < 20 mm;
- tipo S355J2G3 - UNI EN 10025-02 per spessori  $\geq 20 \text{ mm}$ ;
- tipo S355JK2G3 - UNI EN 10025-02 per spessori > 40 mm;

Elementi non saldati, angolari e piastre sciolte, S355J0.

Tutti gli acciai devono essere conformi alle prescrizioni del D.M. 17 gennaio 2018 e delle Istruzioni CNR 10011, dovendo presentare le seguenti caratteristiche:

- tensione caratteristica di rottura a trazione ( $t \leq 40 \text{ mm}$ )  $f_{tk} \geq 510 \text{ MPa}$
- tensione caratteristica di snervamento ( $t \leq 40 \text{ mm}$ )  $f_{yk} \geq 355 \text{ MPa}$
- tensione di rottura a trazione ( $t > 40 \text{ mm}$ )  $f_{tk} \geq 470 \text{ MPa}$
- tensione di snervamento ( $t > 40 \text{ mm}$ )  $f_{yk} \geq 335 \text{ MPa}$
- allungamento (lamiera)  $\varepsilon_t \geq 21\%$
- modulo elastico  $E_a = 210.000 \text{ MPa}$

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche dell'acciaio da carpenteria utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

Proprietà		Requisito
Resistenza di calcolo ( $t < 40 \text{ mm}$ )	$f_{yk}$	355 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo ( $t > 40 \text{ mm}$ )	$f_{yk}$	335 N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico	$E_s$	210000 N/mm <sup>2</sup>

Tabella 3-9 Proprietà meccaniche acciaio per carpenteria metallica

La protezione alla corrosione deve essere eseguita mediante pulitura e verniciatura.

La classe di esecuzione dell'acciaio è di tipo EXC3.

### 3.4 Bulloni

I bulloni da utilizzare nei collegamenti devono essere del tipo ad alta resistenza, aventi le seguenti caratteristiche:

- Viti: Classe 10.9 (UNI EN ISO 898-1:2001)
- Dadi: Classe 10 (UNI EN 20898-2:1994)
- Coppia di serraggio: secondo D.M. 14/01/2008

### 3.5 Pioli con testa tipo Nelson

Pioli tipo NELSON sec. UNI EN ISO 13918 e DM 14/01/2008

- Acciaio ex ST 37-3K (S235J2G3+C450)
- $f_y > 350 \text{ MPa}$
- $f_u > 450 \text{ MPa}$
- Allungamento  $> 15\%$
- Strizione  $> 50\%$

### 3.6 Saldature

Le saldature dovranno essere realizzate secondo le indicazioni del D.M. 17 gennaio 2018. Tutte le giunzioni per l'unione dei conci delle travi principali e dei traversi saranno eseguite con saldature testa a testa a completa penetrazione di 1<sup>a</sup> classe, effettuate da entrambi i lati, molate in direzione degli sforzi e soggette a controlli non distruttivi.

### 3.1 Dispositivi sismici

Gli isolatori elastomerici utilizzati sono della serie SI (Seismic Isolator), ovvero dispositivi d'appoggio in elastomero armato cioè costituiti da strati alterni di acciaio e di elastomero collegati mediante vulcanizzazione. Sono a pianta circolare e sono caratterizzati da una ridotta capacità orizzontale, un'elevata rigidità verticale ed opportuna capacità dissipativa. Queste caratteristiche consentono rispettivamente di aumentare il periodo proprio della struttura, di sostenere i carichi verticali senza apprezzabili cedimenti e di contenere lo spostamento orizzontale della struttura isolata.

Nello specifico, si adottano isolatori elastomerici per pile ed isolatori elastomerici accoppiate con slitte per le spalle in direzione longitudinale.

Di seguito si riportano le caratteristiche adottate per gli isolatori di pila e spalla:





SI-H	V kN	F <sub>zd</sub> kN	K <sub>e</sub> kN/mm	K <sub>v</sub> kN/mm	D <sub>g</sub> mm	t <sub>e</sub> mm	h mm	H mm	Z mm	W kg
SI-H 350/150	70	2400	0.90	517	350	150	248	298	400	148
SI-H 400/150	420	4250	1.17	759	400	150	248	298	450	192
SI-H 450/150	990	5820	1.48	933	450	150	262	312	500	258
SI-H 500/150	2100	9070	1.83	1251	500	150	262	312	550	317
SI-H 550/154	3190	9820	2.16	1434	550	154	257	307	600	368
SI-H 600/152	3890	10310	2.60	1689	600	152	246	296	650	417
SI-H 650/153	4580	10830	3.04	1930	650	153	241	291	700	473
SI-H 700/160	5260	11370	3.37	2104	700	160	255	315	750	615
SI-H 800/160	7920	14940	4.40	3048	800	160	255	315	850	800
SI-H 900/168	12310	21220	5.30	3546	900	168	270	330	950	1049
SI-H 1000/168	14050	22590	6.55	4254	1000	168	272	352	1050	1477
SI-H 1100/168	18020	27460	7.92	5526	1100	168	272	352	1150	1782
SI-H 1200/176	19650	28700	9.00	6111	1200	176	276	356	1250	2093

#### Legenda

V	Carico verticale massimo agente sull'isolatore in presenza di sisma corrispondente allo SLC
F <sub>zd</sub>	Carico verticale massimo agente sull'isolatore in assenza di sisma (SLU), concomitante con rotazione 0 e spostamento orizzontale 10 mm
K <sub>e</sub>	Rigidezza orizzontale equivalente
K <sub>v</sub>	Rigidezza verticale
D <sub>g</sub>	Diametro elastomero
t <sub>e</sub>	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

#### Pile – Tipo FIP SI-H 900/168:

Isolatore elastomerico del diametro di 900mm, realizzato con mescola elastomerica dura, con strati in gomma aventi spessore totale di 168mm (smorzamento del 15%) tipo FIP SI-H 900/168 o equivalente. La rigidezza in direzione longitudinale e trasversale è di  $k_T = k_L = 5.30 \text{ kN/mm}$ .

#### Spalla – Tipo FIP SI-H 550/154:

Isolatore elastomerico del diametro di 550mm, realizzato con mescola elastomerica dura, con strati in gomma aventi spessore totale di 154mm (smorzamento del 15%) tipo FIP SI-H 550/154 o equivalente. Tale isolatore è accoppiato ad una slitta che permette solo lo spostamento longitudinale (quindi rigidezza  $k_L$  nulla in tale direzione), mentre in direzione trasversale la rigidezza è quella del dispositivo ( $k_T = 2.16 \text{ kN/mm}$ ).

Lo spostamento massimo consentito per entrambi i dispositivi di pila e spalla è di 300mm, inteso come somma dello spostamento derivante dalle azioni sismiche allo SLC, inclusi gli effetti torsionali, e dello spostamento in esercizio, prodotto dalle azioni di ritiro, fluage e termiche (ridotte al 50%).

## 4. CRITERI DI CALCOLO

### 4.1 Analisi strutturali

L'obiettivo della presente è quello della verifica statica e sismica del ponte secondo le disposizioni fornite dalle normative vigenti.

A tal proposito sono state svolte due tipologie di analisi:

- Analisi statica: necessaria nella valutazione della sicurezza strutturale del ponte per effetto dei carichi statici (carichi permanenti, ritiro, viscosità, cedimenti e carichi variabili di traffico stradale).
- Analisi sismica: necessaria nella valutazione della sicurezza strutturale del ponte per effetto delle azioni sismiche.

Per entrambi i casi è stato implementato un unico modello FEM, capace di cogliere globalmente e localmente.

Per l'analisi statica, i carichi stradali sono stati inseriti nel software come "Moving Load", esaminando quindi le posizioni del carico lungo tutto il ponte al fine di massimizzarne le sollecitazioni. Inoltre, trattandosi, nel funzionamento globale dell'impalcato, di un sistema misto acciaio-clt, le azioni agenti vengono suddivise per fasi, come riportato nel paragrafo successivo.

Per l'analisi sismica è stata condotta un'analisi dinamica lineare con spettro di risposta elastico ( $q=1$ ). Come metodo di analisi per la ricerca dei modi di vibrare, nonché dei periodi, visto l'elevato numero di gradi di libertà, è stato adottato il metodo di Rayleigh-Ritz, il quale consente di ridurre il numero di gradi di libertà, raggiungendo con un numero minore di modi, una massa partecipante totale superiore all'85%.

Inoltre, in aggiunta alle masse sismiche derivanti dai carichi permanenti, state considerate anche le masse sismiche dei carichi variabili da traffico stradale con un fattore di scala pari a 0.2. La combinazione modale utilizzata è la combinazione quadratica completa CQC, in accordo alle NTC18 al §7.3.3.1.

## 4.2 Fasi costruttive

Lo stato tensionale all'interno dell'opera è influenzato dalle fasi costruttive, per questa ragione è necessario considerarle all'interno della modellazione.

L'opera viene suddivisa in quattro differenti fasi costruttive:

- Fase 0: getto sottostrutture, dove sono attive solamente le pile del ponte. Unica azione agente è il loro peso proprio.
- Fase 1: posizionamento travi metalliche, dove vengono attivate le travi principali e i traversi. Anche in questo caso, l'unica azione agente è il loro peso proprio.
- Fase 2: tale fase può essere distinta in ulteriore due sottofasi 2a e 2b.

La fase "a" corrisponde al primo giorno della fase 2, in cui si ha il posizionamento delle lastre predalles ed il getto della soletta di calcestruzzo.

La fase "b" ha una durata di 28 giorni e corrisponde al tempo di maturazione del calcestruzzo della soletta di impalcato per cui si ha la formazione della sezione composta. In questa fase, si attivano gli effetti reologici di ritiro primario e secondario, secondo le curve reologiche descritte nel paragrafo precedente.

- Fase 3: in questa fase vengono attivate diverse azioni:
  - a) pesi permanenti portati (peso della pavimentazione, dei cordoli, dei guardavia, delle reti di protezione, delle velette e delle barriere antirumore);
  - b) fenomeni di creep primario e secondario che si evolvono nel tempo per effetto dello stato tensionale iniziale di fase 3.

Quest'ultima fase ha una durata di  $\Delta t = 10000$  gg e le azioni agenti sono definiti a lungo termine.

Durante la vita utile del ponte agiscono anche azioni di "breve termine" definiti nel seguito come azioni in fase post, ovvero quei carichi istantanei come cedimenti, carichi mobili, variazioni termiche, vento e sisma.

### 4.3 Larghezza collaborante della soletta

La valutazione della larghezza collaborante della soletta, sia in fase di modellazione che in fase di verifica, è effettuata con riferimento alle indicazioni del punto 4.3.2.3 del DM 2018.

La larghezza collaborante  $b_{eff}$  si ottiene come somma delle due aliquote  $b_{e1}$  e  $b_{e2}$  ai due lati dell'asse della trave e della larghezza  $b_0$  impegnata direttamente dai connettori:

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} + b_0$$

le aliquote  $b_{e1}$  e  $b_{e2}$  ( $b_{ei}$ ;  $i=1,2$ ), che costituiscono il valore della larghezza collaborante da ciascun lato della sezione composta, si assumono pari a:

$$b_{ei} = \min \left[ \frac{L_e}{8}; b_i - \frac{b_0}{2} \right].$$

Il valore di  $L_e$  nelle travi semplicemente appoggiate coincide con la luce della trave; nelle travi continue  $L_e$  è la distanza indicata in Figura 4-1.

Negli appoggi di estremità la determinazione della larghezza collaborante  $b_{eff}$  si ottiene con la formula:

$$b_{eff} = \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2} + b_0$$

dove  $\beta_i = \left( 0,55 + 0,025 \frac{L_e}{b_{ei}} \right).$

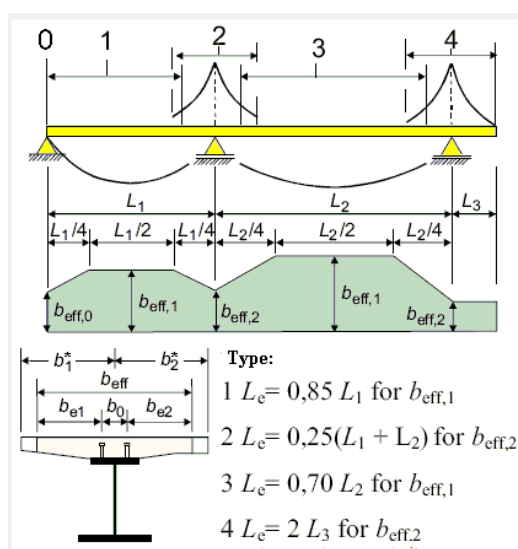


Figura 4-1 Luci equivalenti ( $L_e$ ) per il calcolo della larghezza efficace della soletta per travi continue

Dal calcolo eseguito per determinare la larghezza collaborante della soletta nei vari tratti di impalcato emergono i seguenti risultati per ciascun concio individuato:

		Zona di appoggio			Zona di campata		
LARGHEZZA COLLABORANTE		A1-A9	A2-A8	Aint	C1-C9	C int	
Larghezza complessiva della soletta	B	11.10	11.10	11.10	11.10	11.10	m
Distanza trasversale tra gli assi dei connettori	$b_0$	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	m
Lunghezza della campata per $L_e$ di mezzeria	$L' = L_i$	-	-	-	40.00	60.00	m
Lunghezza della campata per $L_e$ di appoggio	$L' = (L_1 + L_2)$	40.00	100.00	120.00	-	-	
Distanza tra due punti di nullo del momento flettente	$L_e$	34.00	25.00	30.00	34.00	42.00	m
Larghezza dell'area di carico per la trave 1	$b_1$	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	m
Larghezza dell'area di carico per la trave 2	$b_2$	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	m
Porzione di soletta collaborante 1	$b_{e1}$	2.15	2.15	2.15	2.15	2.15	m
Porzione di soletta collaborante 2	$b_{e2}$	2.70	2.70	2.70	2.70	2.70	m
Coefficiente $b_1$	$\beta_1$	0.95	0.84	0.90	1.00	1.00	-
Coefficiente $b_2$	$\beta_2$	0.86	0.78	0.83	1.00	1.00	-
Estensione della larghezza collaborante	$L_{i, coll}$	10.00	10.00	15.00	20.00	30.00	m
Larghezza collaborante (valore arrotondato)	$b_{eff}$	4.95	4.50	4.75	5.45	5.45	m

LARGHEZZA COLLABORANTE DEL TRASVERSO		
Larghezza complessiva della soletta	B	3.75
Distanza trasversale tra gli assi dei connettori	$b_0$	0.20
Lunghezza della campata per $L_e$ di mezzeria	$L' = L_i$	6.00
Lunghezza della campata per $L_e$ di appoggio	$L' = (L_1 + L_2)$	-
Distanza tra due punti di nullo del momento flettente	$L_e$	4.20
Larghezza dell'area di carico per la trave 1	$b_1$	1.88
Larghezza dell'area di carico per la trave 2	$b_2$	1.88
Porzione di soletta collaborante 1	$b_{e1}$	0.53
Porzione di soletta collaborante 2	$b_{e2}$	0.53
Coefficiente $b_1$	$\beta_1$	1.00
Coefficiente $b_2$	$\beta_2$	1.00
Larghezza collaborante (valore arrotondato)	$b_{eff}$	1.25

#### 4.4 Fessurazione della soletta

In accordo alle NTC18 (§4.3.2.2.1) e alle UNI EN 1994-2:2006 (§5.4.2.3-3), nella modellazione della trave longitudinale dell'impalcato, in prossimità degli appoggi si tiene conto della fessurazione della soletta. Pertanto si utilizza il metodo 2 proposto dalla suddetta norma per cui si trascura il contributo inerziale del calcestruzzo su un tratto di lunghezza pari al 15% della luce di ogni campata in ciascun lato di ciascun appoggio interno. Nelle restanti sezioni è previsto il calcolo della rigidezza tenendo in debito conto anche dell'inerzia propria della porzione di soletta afferente.

## 5. AZIONI SUL PONTE

Le azioni da considerare nella verifica statica e sismica del ponte, sono quelle riferite al paragrafo §5.2 delle NTC2018, rispettivamente riferite ai carichi stradali. Le azioni a seguire sono riportate per fasi di costruzione, evolutive e di carico del ponte.

### 5.1 Azioni in fase 0

Il peso proprio degli elementi in pile è stato computato associando ad ogni elemento il corrispondente peso specifico del materiale  $25.00 \text{ kN/m}^3$ .

### 5.2 Azioni in fase 1

#### Peso proprio carpenteria metallica:

Il peso proprio degli elementi in carpenteria metallica è stato computato associando ad ogni elemento il corrispondente peso specifico del materiale, ovvero un peso specifico di  $86.35 \text{ kN/m}^3$  (valore di  $78.50 \text{ kN/m}^3$  incrementato del 10% per tener in conto di piastre di rinforzo, di irrigidimento e di bulloni).

### 5.3 Azioni in fase 2

#### Peso proprio soletta + coppelle:

Il peso del getto in opera della soletta è valutato considerando un peso specifico di  $25.00 \text{ kN/m}^3$  ed uno spessore di  $24.60 \text{ cm}$  di cui si aggiungono  $4 \text{ mm}$  derivante dallo spessore delle coppelle:

Peso soletta:	$25 \text{ kN/m}^3 \times 0.246 \text{ m}$	=	$0.615 \text{ kN/m}^2$
Peso coppella:	$78.50 \text{ kN/m}^3 \times 0.004 \text{ m}$	=	$0.314 \text{ kN/m}^2$
Totale:		=	$6.464 \text{ kN/m}^2$

### 5.4 Azioni in fase 3

Le azioni agenti in Fase 3 sono:

#### Carichi permanenti portati:

Barriera antirumore ( $h=3\text{m}$ ):	$2.90 \text{ kN/m}$
Barriera di sicurezza:	$1.20 \text{ kN/m}$
Veletta:	$1.10 \text{ kN/m}$
Tubazione e impianti su mensola:	$0.65 \text{ kN/m}$

Per quanto riguarda la pavimentazione, questa assume un valore variabile da presenta in sezione trasversale uno spessore variabile “a schiena d’asino”, minimo in corrispondenza del filo interno dei cordoli laterali (pari a circa  $11 \text{ cm}$ ) e massimo in asse stradale (pari a circa  $23 \text{ cm}$ ). Tale sezione risulta variabile

lungo il tratto di clotoide per poi assumere uno spessore uniforme pari a 11cm. Il peso specifico utilizzato è di 24 kN/m<sup>3</sup>.

Tratto a spessore variabile:  $24 \text{ kN/m}^3 \times 1.62 \text{ m}^2 = 38.76 \text{ kN/m}$

Tratto a spessore uniforme:  $24 \text{ kN/m}^3 \times 1.05 \text{ m}^2 = 25.08 \text{ kN/m}$

essendo 1.62m<sup>2</sup> l'area della sezione trasversale riferita alla pavimentazione a spessore variabile per un tratto lungo circa 296.50m e 1.05m<sup>2</sup> l'area della sezione trasversale riferita alla pavimentazione a spessore uniforme per un tratto lungo circa 147.70m.

## 5.5 Azioni in fase post

### 5.5.1 Cedimenti

I cedimenti delle spalle e delle pile sono stati assunti nella misura di 1/5000 della luce media afferente sull'appoggio considerato, calcolata come la media delle luci adiacenti all'appoggio stesso. Per ottenere la combinazione di carico più gravosa si è considerato il cedimento applicato singolarmente su ciascuna pila o spalla e successivamente ne sono stati inviluppati gli effetti. Di seguito il calcolo dei cedimenti applicati:

Sezione	$\delta$ [m]
Spalla A	0.008
Pila 1	0.010
Pila 2	0.012
Pila 3	0.012
Pila 4	0.012
Pila 5	0.012
Pila 6	0.012
Pila 7	0.010
Spalla B	0.008

Tabella 5-1 Cedimenti Appoggi

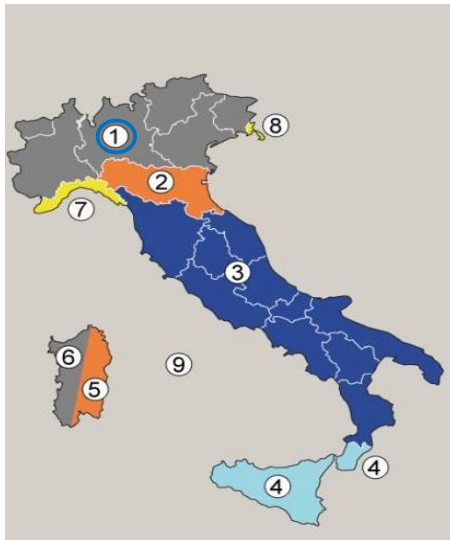
Dunque sono stati implementati nel modello n.9 casi di carico.

## 5.5.2 Azione del vento

Per la determinazione degli effetti termici si fa riferimento a EN 1191-2 e NTC18 con relativa Circolare esplicativa 2019.

### DATI SITO DI RIFERIMENTO

	VAR.	UNITA'	VALORE
Zona di riferimento			<b>Zona 2</b>
Classe di rugosità del terreno			<b>D</b>
Altitudine sul livello del mare della costruzione	$a_s$	m	30.00
Distanza dalla costa	D	km	1.00
Periodo di ritorno	$T_R$	anni	50.00
Categoria di esposizione del sito	Ce	-	<b>II</b>



Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ....)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa	mare	2 km	10 km	30 km	750m
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	II	II	II	III	**	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

ZONA 6					
	costa	mare	2 km	10 km	30 km
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONA 9		
	costa	mare
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

ZONE 7,8		
	mare	costa
	1.5 km	0.5 km
A	--	IV
B	--	IV
C	--	III
D	I	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7		



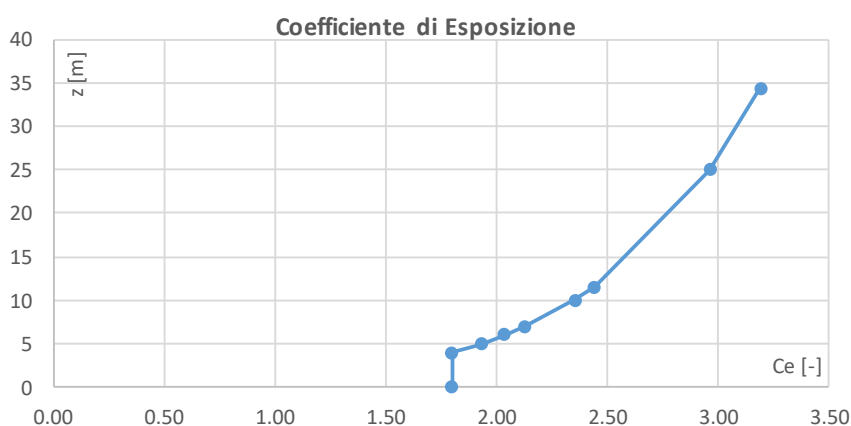
## VELOCITA' & PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO

Velocità base di riferimento al livello del mare	$V_{b,0}$	m/s	25.00
Parametro di altitudine	$a_0$	m	750.00
Coefficiente correttivo per altitudine	$k_s$	-	0.45
Coefficiente di altitudine per il sito di riferimento	$c_a$	-	1.00
Velocità base di riferimento	$V_b = V_{b,0} \times c_a$	m/s	25
Coefficiente di ritorno	$c_R$	-	1.00
Velocità base di riferimento media	$V_R = V_b \times c_R$	m/s	25.02
Densità dell'aria	$\rho$	kg/m <sup>3</sup>	1.25
Pressione cinetica di riferimento	$q_R = (1/2) \rho V_R$	N/m <sup>2</sup>	391.20

### b) Azione del vento su impalcato:

#### COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

	VAR.	UNITA'	VALORE
Coefficiente di topografia (generalmente =1)	$C_t$	-	1.00
Parametro $k_r$ in funzione della categoria di esposizione	$k_r$	-	0.19
Quota di riferimento - $z_0$	$z_0$	m	0.05
Quota minima di riferimento - $z_{min}$	$z_{min}$	m	4.00
Quota max dell'impalcato con barriera per campata 1 e 2 (Tratto A)	$z_{e,A}$	m	11.50
Quota max dell'impalcato con barriera per campata 3 e 4 (Tratto B)	$z_{e,B}$	m	34.40
Coefficiente di esposizione minimo	$C_{e,min}$	-	1.80
Coefficiente di esposizione per tratto A	$C_{e,A}$	-	2.44
Coefficiente di esposizione per tratto B	$C_{e,B}$	-	3.19



z [m]	ce
0	1.80
4.00	1.80
5.00	1.93
6.00	2.04
7.00	2.13
10.00	2.35
11.50	2.44
25.00	2.96
34.40	3.19

COEFFICIENTE DINAMICO	VAR.	UNITA'	VALORE
Si assume cautelativamente pari al valore unitario	$C_d$	-	1.00

#### PRESSIONE DEL VENTO

La pressione del vento è valutata considerando il coefficiente di esposizione massimo per le campate 1-2 e 3-4.

Pressione del vento su tratto A ( $p_A = q_R \times C_{eA} \times C_d$ )	$p_A$	$\text{kN/m}^2$	0.96
Pressione del vento su tratto B ( $p_B = q_R \times C_{eB} \times C_d$ )	$p_B$	$\text{kN/m}^2$	1.25

#### COEFFICIENTE DI PRESSIONE O DI FORMA (CNR DT 207 - §G.11.1)

Gli effetti del vento sono valutati considerando un'altezza pari a 3.0m, corrispondente all'altezza della barriera fonica e del veicolo. Tali effetti sono valutati in condizioni di ponte carico e scarico.

Altezza totale per impatto del vento	$h_{tot}$	m	6.30
Larghezza di impalcato	$d$	m	11.10
Rapporto geometrico	$d/h_{tot}$		1.76
Coefficiente di forza in direzione X ( $d/h < 2 \Rightarrow$ (CNR-DT 207 - §G.10.3)	$C_{fX}$		1.75
Coefficiente di forza in direzione Y	$C_{fY}$	$\pm$	0.88
Coefficiente di momento	$C_{mZ}$	$\pm$	0.20

#### FORZE AERODINAMICHE DI PICCO GLOBALI

Dimensione di riferimento per il calcolo di $f_x \Rightarrow d/h < 2$ , quindi $L_x = h_{tot}$	$L_x$	m	6.30
Dimensione di riferimento per il calcolo di $f_y$ e $m_z$	$L_R = d$	m	11.10

Calcolo delle forze in asse impalcato

##### Tratto A:

Forza aerodinamica in direzione X ( $f_X = p_A \cdot C_{fX} \cdot L_X$ )	$f_X$	$\text{kN/m}$	10.51
Forza aerodinamica in direzione X ( $f_X = p_A \cdot C_{fY} \cdot L_R$ )	$f_Y \pm$	$\text{kN/m}$	9.29
Forza aerodinamica in direzione X ( $f_X = p_A \cdot C_{mZ} \cdot L_R^2$ )	$m_Z \pm$	$\text{kNm/m}$	23.54

##### Tratto B:

Forza aerodinamica in direzione X ( $f_X = p_B \cdot C_{fX} \cdot L_X$ )	$f_X$	$\text{kN/m}$	13.74
Forza aerodinamica in direzione X ( $f_X = p_B \cdot C_{fY} \cdot L_R$ )	$f_Y \pm$	$\text{kN/m}$	12.15
Forza aerodinamica in direzione X ( $f_X = p_B \cdot C_{mZ} \cdot L_R^2$ )	$m_Z \pm$	$\text{kNm/m}$	30.77

**b) Azione del vento su pile:**

COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE	VAR.	UNITA'	VALORE
Coefficiente di topografia (generalmente =1)	$C_t$	-	1.00
Parametro $k_r$ in funzione della categoria di esposizione	$k_r$	-	0.19
Quota di riferimento - $z_0$	$z_0$	m	0.05
Quota minima di riferimento - $z_{min}$	$z_{min}$	m	4.00
Quota max dell'impalcato con barriera per campata 1 e 2 (Tratto A)	$z_{e,A}$	m	25.15
Quota max dell'impalcato con barriera per campata 3 e 4 (Tratto B)	$z_{e,B}$	m	27.65
Coefficiente di esposizione minimo	$C_{e,min}$	-	1.80
Coefficiente di esposizione per tratto A	$C_{e,A}$	-	2.97
Coefficiente di esposizione per tratto B	$C_{e,B}$	-	3.04

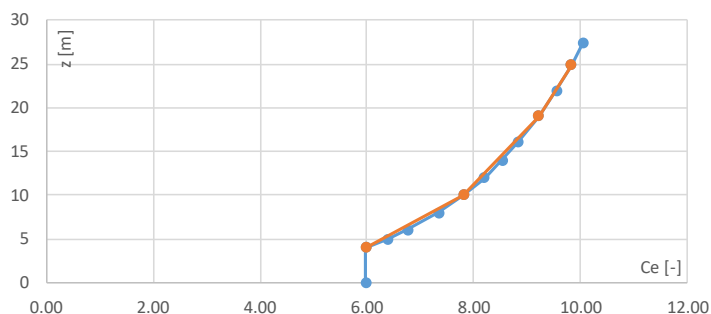
Per l'applicazione del vento si considera una superficie di impatto pari a:

$$S = \pi \times R = \pi \times 1.50m = 4.17m.$$

**Pila 1 e 7:**

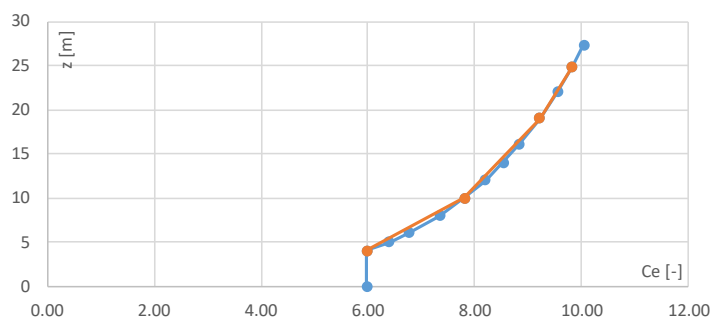
Si considera un'azione del vento sulla pila pari a 5.97kN/m.

**Pila 2 e 6:**



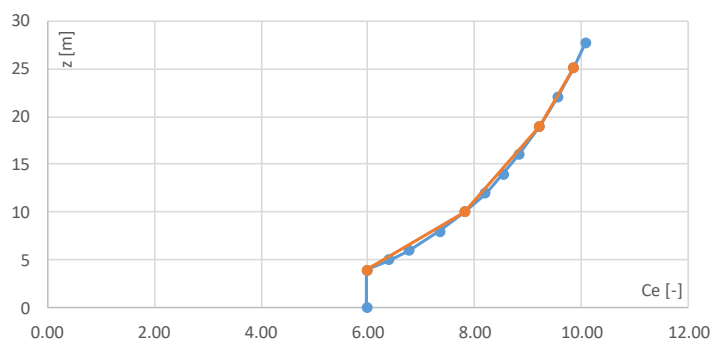
z [m]	ce	p [kN/mq]	p [kN/m]
0	1.80	1.27	5.97
4.00	1.80	1.27	5.97
5.00	1.93	1.36	6.40
6.00	2.04	1.43	6.76
8.00	2.21	1.56	7.34
10.00	2.35	1.66	7.81
12.00	2.47	1.74	8.19
14.00	2.57	1.81	8.53
16.00	2.66	1.87	8.82
19.00	2.77	1.95	9.21
22.00	2.88	2.02	9.54
23.45	2.92	2.06	9.69

Pila 3 e 5:



z [m]	ce	p [kN/mq]	p [kN/m]
0	1.80	1.27	5.97
4.00	1.80	1.27	5.97
5.00	1.93	1.36	6.40
6.00	2.04	1.43	6.76
8.00	2.21	1.56	7.34
10.00	2.35	1.66	7.81
12.00	2.47	1.74	8.19
14.00	2.57	1.81	8.53
16.00	2.66	1.87	8.82
19.00	2.77	1.95	9.21
22.00	2.88	2.02	9.54
24.85	2.96	2.08	9.82

Pila 4:



z [m]	ce	p [kN/mq]	p [kN/m]
0	1.80	1.27	5.97
4.00	1.80	1.27	5.97
5.00	1.93	1.36	6.40
6.00	2.04	1.43	6.76
8.00	2.21	1.56	7.34
10.00	2.35	1.66	7.81
12.00	2.47	1.74	8.19
14.00	2.57	1.81	8.53
16.00	2.66	1.87	8.82
19.00	2.77	1.95	9.21
22.00	2.88	2.02	9.54
25.15	2.97	2.09	9.85

### 5.5.3 Temperatura

#### TEMPERATURA: UNI EN 1991-1/5 & NTC18 + Circ.19

#### DATI INPUT



Zona di riferimento: Emilia Romagna

Zona I

Altitudine sul livello del mare  $a_s$  m 10.00

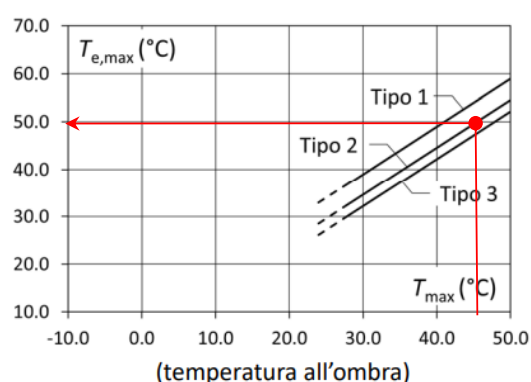
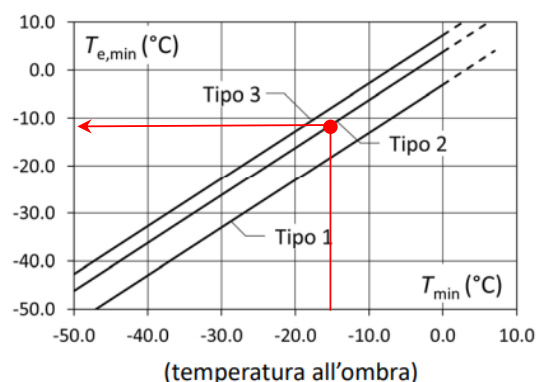
Temperatura min. dell'aria all'ombra  $T_{min}$  °C -15.04

Temperatura max dell'aria all'ombra  $T_{max}$  °C 45.94

Tipologia di ponte

2

Impalcato a struttura composta



#### VARIAZIONE DI TEMPERATURA UNIFORME

	VAR.	UNITA'	VALORE
Temperatura minima che raggiunge il ponte	$T_{min,e}$	°C	-12.00
Temperatura massima che raggiunge il ponte	$T_{max,e}$	°C	50.00
Intervallo complessivo della componente di temperatura uniforme	$\Delta T_N$	°C	62.00
Temperatura iniziale in accordo alle NTC18 (§3.5.4)	$T_0$	°C	15.00
Componente di temperatura uniforme per la massima contrazione	$\Delta T_{N,con}$	°C	-27.00
Componente di temperatura uniforme per la massima espansione	$\Delta T_{N,exp}$	°C	35.00

# VARIAZIONE DI TEMPERATURA IN VERTICALE

VAR.

UNITA'

VALORE

Tipo di approccio secondo UNI EN 1991 parte 1-5

Approccio 1

Variazione di temperatura lineare in fase di raffreddamento iniziale

$\Delta T_{M,cool,0}$

°C

18.00

Variazione di temperatura lineare in fase di riscaldamento iniziale

$\Delta T_{M,heat,0}$

°C

15.00

I valori di temperatura ricavati sono ottenuti a partire dai valori delle tabelle di seguito riportate:

Tipo di Impalcato	Parte superiore più calda della parte inferiore	Parte inferiore più calda della parte superiore
	$\Delta T_{M,heat} (°C)$	$\Delta T_{M,cool} (°C)$
Tipo 1: Impalcato di acciaio	18	13
Tipo 2: Impalcato a struttura composta	15	18
Tipo 3: Impalcato di calcestruzzo: - trave scatolare di calcestruzzo - trave di calcestruzzo - piastra di calcestruzzo	10 15 15	5 8 8

Nota 1 I valori forniti nel prospetto rappresentano i limiti superiori dei valori della componente di differenza di temperatura variabile linearmente per campioni rappresentativi della geometria del ponte.  
Nota 2 I valori forniti nel prospetto sono basati su una profondità di rivestimento di 50 mm per ponti stradali e ferroviari. Si raccomanda che, per altre profondità di rivestimento, questi valori siano moltiplicati per un fattore  $K_{sur}$ . I valori raccomandati per il fattore  $K_{sur}$  sono forniti nel prospetto 6.2.

## Coefficiente correttivo della temperatura:

Coefficiente correttivo in fase di raffreddamento

$k_{sur,cool}$

°C

1.00

Coefficiente correttivo in fase di riscaldamento

$k_{sur,heat}$

°C

1.00

Ponti stradali, pedonali e ferroviari						
Spessore della superficie	Tipo 1		Tipo 2		Tipo 3	
	Parte superiore più calda della parte inferiore	Parte inferiore più calda della parte superiore	Parte superiore più calda della parte inferiore	Parte inferiore più calda della parte superiore	Parte superiore più calda della parte inferiore	Parte inferiore più calda della parte superiore
[mm]	$K_{sur}$	$K_{sur}$	$K_{sur}$	$K_{sur}$	$K_{sur}$	$K_{sur}$
Non rivestito	0,7	0,9	0,9	1,0	0,8	1,1
Impermeabilizzato <sup>1)</sup>	1,6	0,6	1,1	0,9	1,5	1,0
50	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
100	0,7	1,2	1,0	1,0	0,7	1,0
150	0,7	1,2	1,0	1,0	0,5	1,0
Massicciata (ballast) (750 mm)	0,6	1,4	0,8	1,2	0,6	1,0

1) Questi valori rappresentano i valori di limite superiore per colori scuri.

Variazione di temperatura lineare in raffreddamento

$\Delta T_{M,cool}$

°C

18.00

Variazione di temperatura lineare in riscaldamento

$\Delta T_{M,heat}$

°C

15.00

#### 5.5.4 Azioni da traffico stradale

##### Azioni verticali

Seguendo quanto disposto dalle NT2018 al §5.1.3.3, per l'applicazione dei carichi stradali verticali è necessario suddividere la carreggiata in corsie convenzionali, indipendenti dalle corsie reali indicate sulla carreggiata mediante la segnaletica orizzontale, sulle quali vengono applicati i carichi variabili da traffico in maniera tale da individuare le condizioni di carico più sfavorevoli per una determinata sezione.

Le larghezze  $w_i$  delle corsie convenzionali su una carreggiata ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono indicati nella figura 5.1.1 e nella tabella 5.1.I delle NTC18:

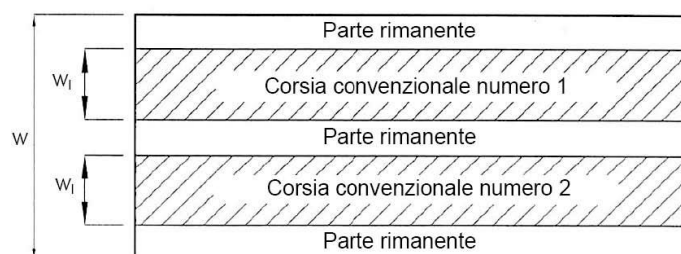


Figura 5.1 – Esempio di disposizione delle corsie

Tab. 5.1.I - Numero e larghezza delle corsie

Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40 \text{ m}$	$n_i = 1$	3,00	$(w - 3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0 \text{ m}$	$n_i = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_i = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_i)$

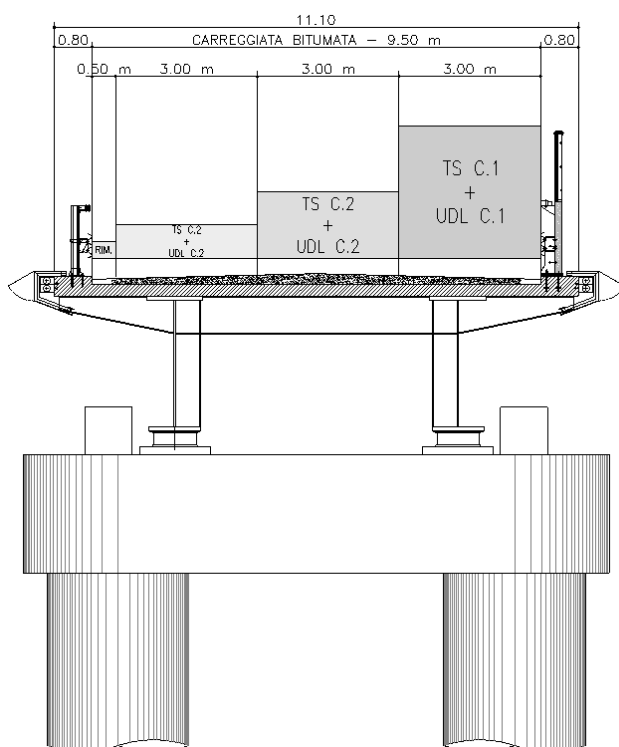
La disposizione e la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vanno scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 2, ecc. Per ciascuna singola verifica e per ciascuna corsia convenzionale, si applicano gli Schemi di Carico definiti nel seguito per una lunghezza e per una disposizione longitudinale, tali da ottenere l'effetto più sfavorevole.

Nel caso in esame, dai disegni originali e dai rilievi eseguiti, si evince una larghezza della carreggiata pari a 9.50m, pertanto risultano al massimo n.3 corsie di carico di larghezza pari a 3.00m e ed una larghezza rimanente pari a 0.50m.

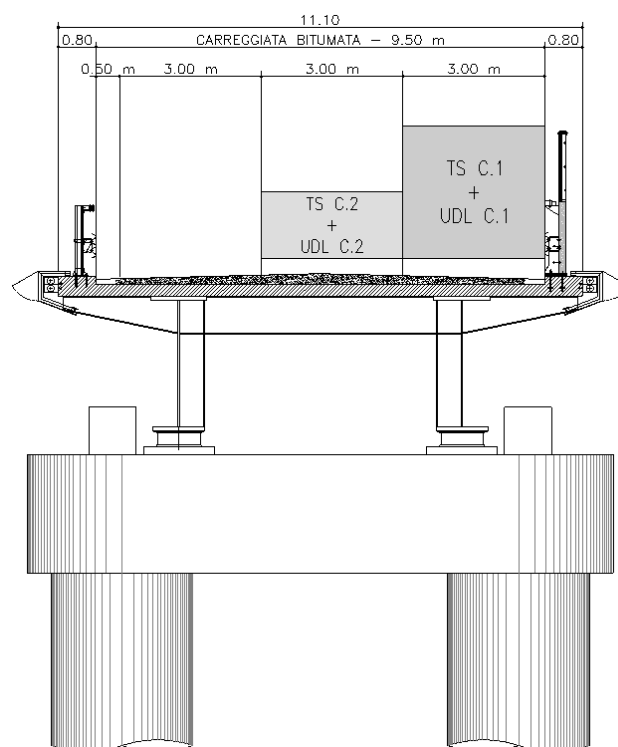
Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti Schemi di Carico riportati al paragrafo §5.1.3.3.3 delle NTC18:

- Schema di Carico 1 – LM1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.
- Schema di Carico 2 – LM2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0.60 m ed altezza 0.35 m. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.
- Schema di Carico 4 – LM4: è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0.10m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvvia e sulle passerelle pedonali.
- Schema di Carico 5 – LM5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5.0 kN/m<sup>2</sup>. Il valore di combinazione è invece di 2.5 kN/m<sup>2</sup>. Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

L'analisi dei carichi mobili è stata effettuata con riferimento a 3 configurazioni trasversali di carico:

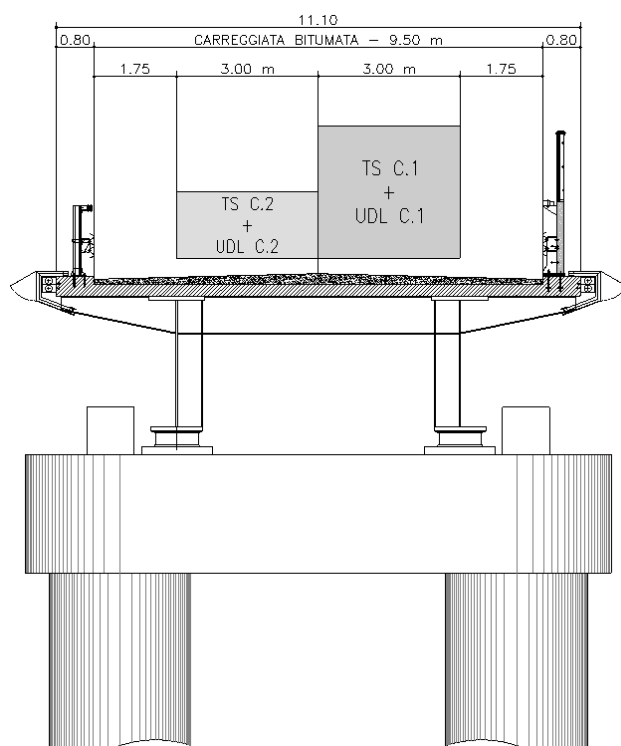


**Configurazione trasversale A**  
 (dimensionanti per travi principali)



**Configurazione trasversale B**  
 (per effetti torsionali)





**Configurazione trasversale C**

*(Dimensionante per traversi e soletta in c.a.)*

### **Frenatura**

Per l'azione di frenatura si fa riferimento a quanto indicato in EN 1991-2, 4.4.1 (NTC-08, cap. 5.1.3.5). Secondo quanto riportato in D.M. 14/01/2018 § 5.1.3.5, la forza di frenamento o di accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n°1 ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0.10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

Dove  $w_1$  è la larghezza della corsia (pari a 3.00 m) ed  $L$  è la lunghezza della zona caricata (pari a 445 m circa). Considerata la corsia n°1 (con:  $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$ ;  $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$ ), si ottiene dunque una forza di frenatura di 900 kN.

### **Centrifuga**

Viene valutata in accordo al §5.1.3.6 considerando un raggio  $R=400\text{m}$  e pertanto una forza di:

$$q_4 = 40 \times Q_v / R = 40 \times (600+400+200) \text{ kN} / 400 = 120\text{kN}.$$

Tale forzante sarà applicata in direzione normale all'asse del ponte nelle configurazioni più sfavorevoli (campata e appoggio).

### **Schema di carico per verifiche a fatica**

Il modello di carico adottato per le verifiche a fatica è lo schema di carico n.3 (FLM3) secondo quanto indicato al §5.1.4.3 delle NTC18 per il metodo semplificato  $\lambda$ .

### 5.5.5 Azione sismica

L'effetto dell'azione sismica di progetto sull'opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma.

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

- nei confronti degli Stati Limite di Esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno (SLD);
- nei confronti degli Stati Limite Ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel § 7 e siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV).

Per Stato Limite di Danno (SLD) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali.

Per Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidità) nei confronti delle azioni verticali.

Gli stati limite, sia di Esercizio sia Ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

Inoltre andrà considerato anche lo Stato Limite di Collasso (SLC) per il dimensionamento dei dispositivi di appoggio.

Per tutte le opere d'arte in oggetto della presente vengono utilizzati i seguenti parametri per la definizione dell'azione sismica:

- |                            |            |
|----------------------------|------------|
| ▪ Classe d'uso:            | IV         |
| ▪ Coefficiente d'uso $C_U$ | 2.0        |
| ▪ Vita nominale $V_N$ :    | 50 anni    |
| ▪ Categoria di suolo:      | C          |
| ▪ Condizione topografica:  | T1         |
| ▪ Fattore di struttura     | $q = 1.00$ |

Si riportano i valori dei parametri sismici  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T^*_c$  ricavati mediante il programma "Spettri NTC ver.1.0.3.xls", disponibile sul sito <http://www.cslp.it/cslp/>, inserendo le coordinate geografiche delle due spalle.

### Convertitore

Per convertire le coordinate di un punto inserisci i valori nelle caselle di testo corrispondenti al sistema di riferimento a cui appartengono e premi il pulsante "Converti".

**Monte Mario / Gauss Boaga zona 1** EPSG:3003

Est:  Nord:

**ED50 / UTM Zone 32N** EPSG:23032

Est:  Nord:

**ED50** EPSG:4230

Lon:  Lat:

**WGS84** EPSG:4326

Lon:  Lat:

### Posizione

Tabella 3 - 1: Individuazione della posizione scelta per la tratta B

Nel seguente prospetto si riassumono i valori delle variabili dipendenti dai parametri appena individuati, utilizzati allo scopo di definire gli spettri di risposta.

## FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate
 

LONGITUDINE 
 LATITUDINE

☐ Ricerca per comune
 

REGIONE 
 PROVINCIA 
 COMUNE

### Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

### Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

### Nodi del reticolo intorno al sito

### Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- ☒ Sito esterno al reticolo
- ☐ Interpolazione su 3 nodi
- ☐ Interpolazione corretta

Interpolazione

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

Tabella 3 - 2: Individuazione della pericolosità del sito

### FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_U$   info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE {

- SLO -  $P_{VR} = 81\%$
- SLD -  $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU {

- SLV -  $P_{VR} = 10\%$
- SLC -  $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

Tabella 3 - 3: Periodo di ritorno

### FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLD** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **C** info

Categoria topografica **T1** info

$S_S = 1.500$   $C_C = 1.591$  info

$h/H = 0.000$   $S_T = 1.000$  info  
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

☒ Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento  $\xi$  (%)   $\eta = 1.000$  info

☐ Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore  $q_s$   Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore  $q$    $\eta = 1/q = 1.000$  info

Elaborazioni

- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

Tabella 3 - 4: Parametri spettro SLD

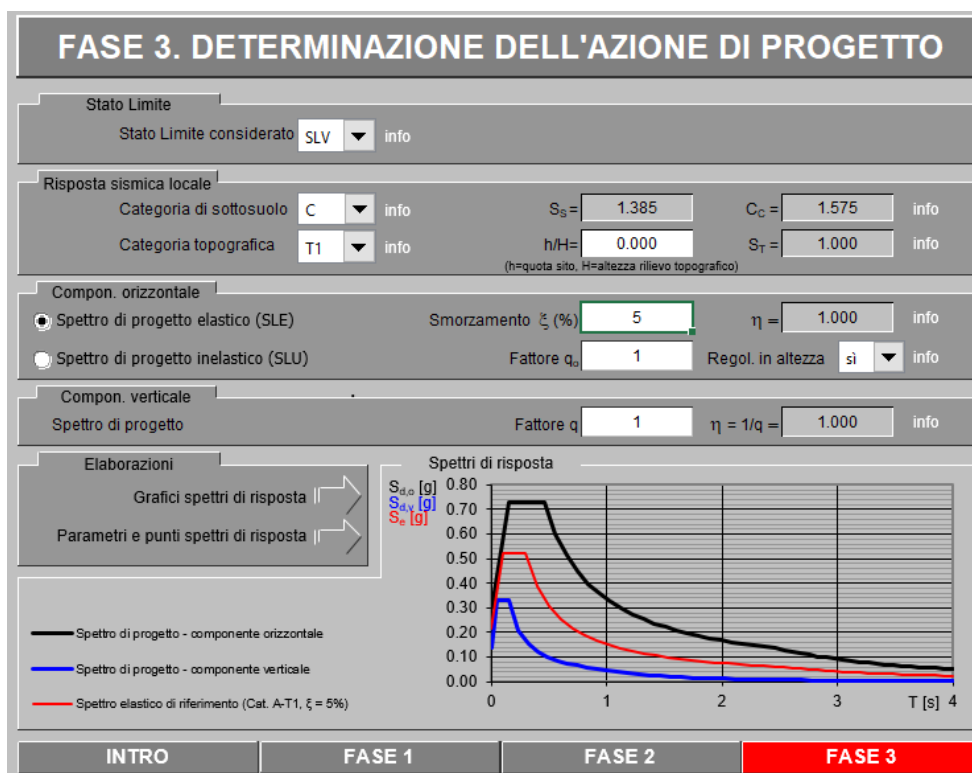


Tabella 3 - 5: Parametri spettro SLV

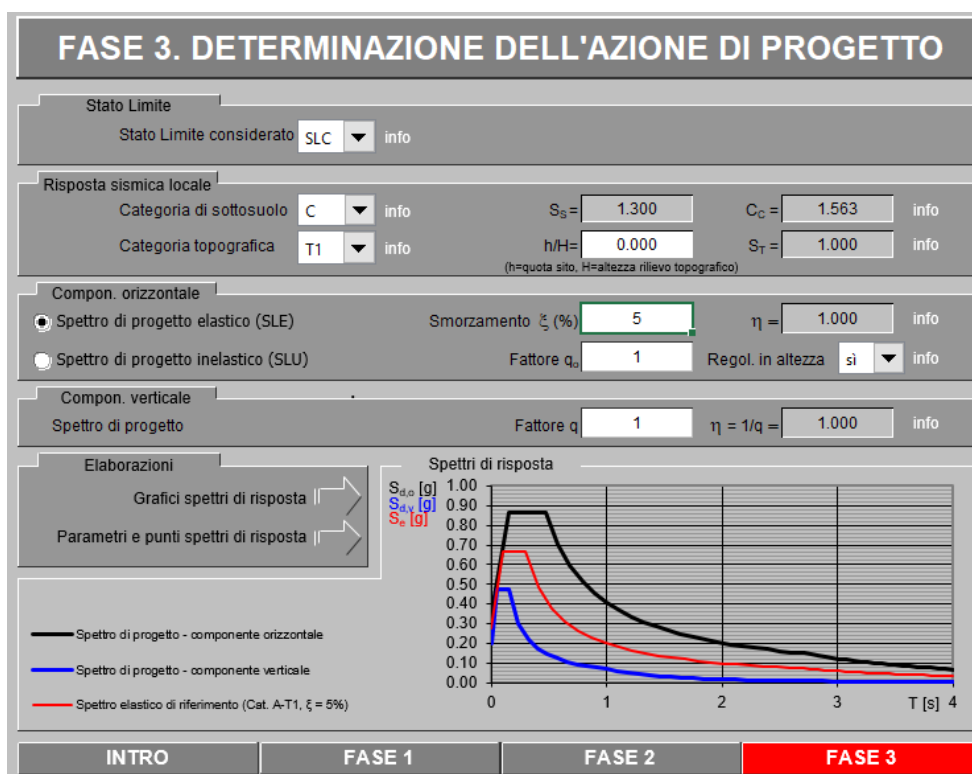


Tabella 3 - 6: Parametri spettro SLC

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limSLD

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLD
$a_g$	0.084 g
$F_a$	2.502
$T_a$	0.284 s
$S_a$	1.500
$C_c$	1.531
$S_T$	1.000
$q$	1.000

Parametri dipendenti	
$S$	1.500
$\eta$	1.000
$T_B$	0.151 s
$T_C$	0.452 s
$T_D$	1.335 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_a \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 \cdot (5 + \frac{1}{q})} \geq 0.55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_a / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_a \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4 \cdot 0 \cdot a_g / g + 1.6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_s$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_s(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta	
T [s]	Se [g]
0.000	0.126
0.151	0.315
0.452	0.315
0.522	0.272
0.533	0.240
0.664	0.214
0.734	0.194
0.805	0.177
0.876	0.162
0.946	0.150
1.017	0.140
1.088	0.131
1.158	0.123
1.229	0.116
1.299	0.109
1.370	0.104
1.441	0.099
1.511	0.094
1.582	0.090
1.653	0.086
1.723	0.082
1.794	0.079
1.865	0.076
1.935	0.073
2.034	0.067
2.132	0.061
2.230	0.055
2.329	0.051
2.427	0.047
2.525	0.043
2.624	0.040
2.722	0.037
2.820	0.035
2.918	0.032
3.017	0.030
3.115	0.028
3.213	0.027
3.312	0.025
3.410	0.024
3.508	0.022
3.607	0.021
3.705	0.020
3.803	0.019
3.902	0.018
4.000	0.017

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limSLV

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.216 g
$F_a$	2.428
$T_a$	0.293 s
$S_a$	1.385
$C_c$	1.575
$S_T$	1.000
$q$	1.000

Parametri dipendenti	
$S$	1.385
$\eta$	1.000
$T_B$	0.154 s
$T_C$	0.461 s
$T_D$	2.465 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_a \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 \cdot (5 + \frac{1}{q})} \geq 0.55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_a / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_a \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4 \cdot 0 \cdot a_g / g + 1.6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_s$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_s(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta	
T [s]	Se [g]
0.000	0.300
0.154	0.727
0.461	0.727
0.557	0.602
0.652	0.514
0.748	0.449
0.843	0.398
0.938	0.357
1.034	0.324
1.129	0.297
1.225	0.274
1.320	0.254
1.415	0.237
1.511	0.222
1.606	0.209
1.702	0.197
1.797	0.187
1.892	0.177
1.988	0.169
2.083	0.161
2.179	0.154
2.274	0.147
2.370	0.142
2.465	0.136
2.538	0.128
2.611	0.121
2.684	0.115
2.757	0.109
2.830	0.103
2.904	0.098
2.977	0.093
3.050	0.089
3.123	0.085
3.196	0.081
3.269	0.077
3.342	0.074
3.415	0.071
3.488	0.068
3.561	0.065
3.635	0.063
3.708	0.060
3.781	0.058
3.854	0.056
3.927	0.054
4.000	0.052

Punti spettro SLD

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limSLC

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLC
$a_g$	0.277 g
$F_a$	2.404
$T_a$	0.300 s
$S_a$	1.300
$C_c$	1.563
$S_T$	1.000
$q$	1.000

Parametri dipendenti	
$S$	1.300
$\eta$	1.000
$T_B$	0.156 s
$T_C$	0.468 s
$T_D$	2.709 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_a \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 \cdot (5 + \frac{1}{q})} \geq 0.55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_a / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_a \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4 \cdot 0 \cdot a_g / g + 1.6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_s$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_s(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta	
T [s]	Se [g]
0.000	0.260
0.156	0.664
0.468	0.664
0.575	0.704
0.682	0.595
0.788	0.515
0.895	0.453
1.002	0.405
1.108	0.364
1.215	0.334
1.322	0.307
1.428	0.284
1.535	0.264
1.642	0.247
1.749	0.232
1.855	0.219
1.962	0.207
2.069	0.196
2.175	0.186
2.282	0.179
2.389	0.170
2.495	0.163
2.602	0.154
2.709	0.150
2.770	0.143
2.832	0.137
2.893	0.131
2.955	0.126
3.016	0.121
3.078	0.116
3.139	0.112
3.201	0.107
3.262	0.103
3.324	0.099
3.385	0.096
3.447	0.092
3.508	0.089
3.570	0.086
3.631	0.083
3.693	0.081
3.754	0.078
3.816	0.075
3.877	0.073
3.939	0.071
4.000	0.069

Punti spettro SLC

Tali spettri saranno importati all'interno del modello FEM considerando uno smorzamento pari al 26%.

Inoltre viste le notevoli luci delle campate, si considera anche la componente sismica Z.

### 5.5.5.1 Spettri di progetto

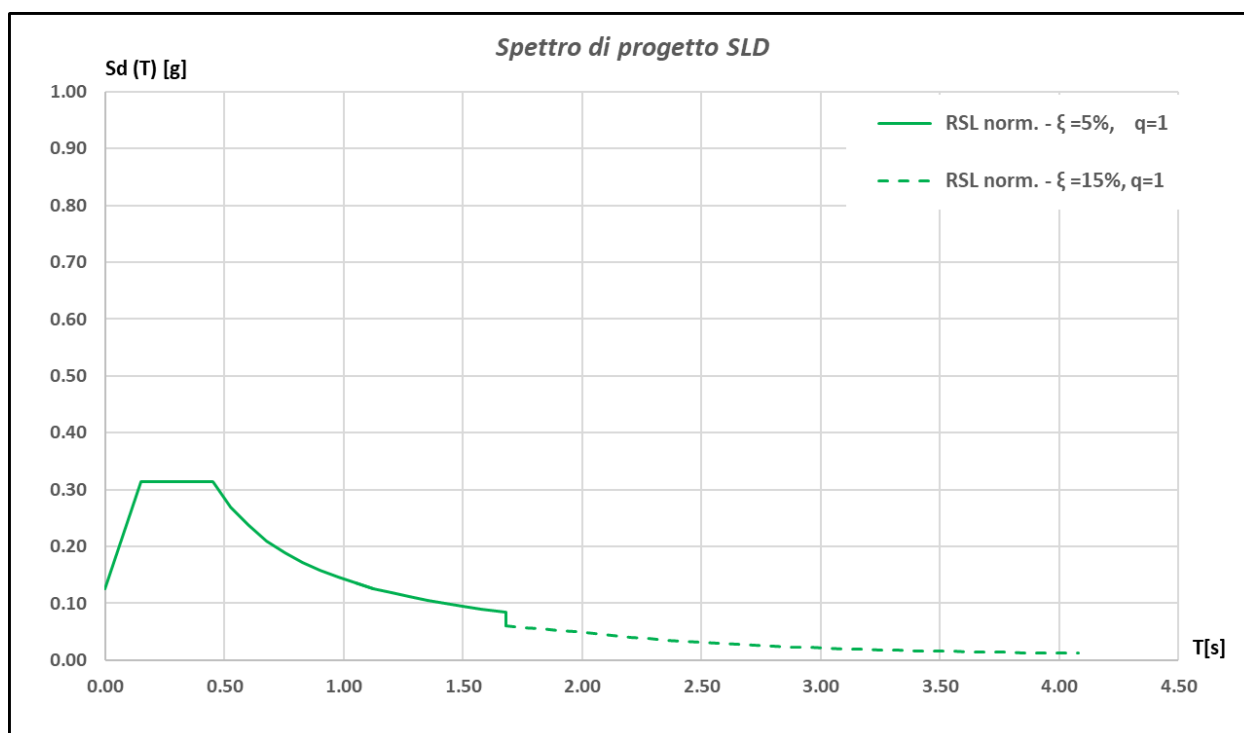
#### Componente orizzontale:

Si riportano gli spettri di progetto per la componente orizzontale tenendo conto di quanto specificato delle NTC18, per cui lo spettro elastico va ridotto per tutto il campo di periodi  $T > 0.8T_{is}$ , assumendo per il coefficiente riduttivo " $\eta$ " il valore corrispondente al coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi_{esi}$  del sistema di isolamento:

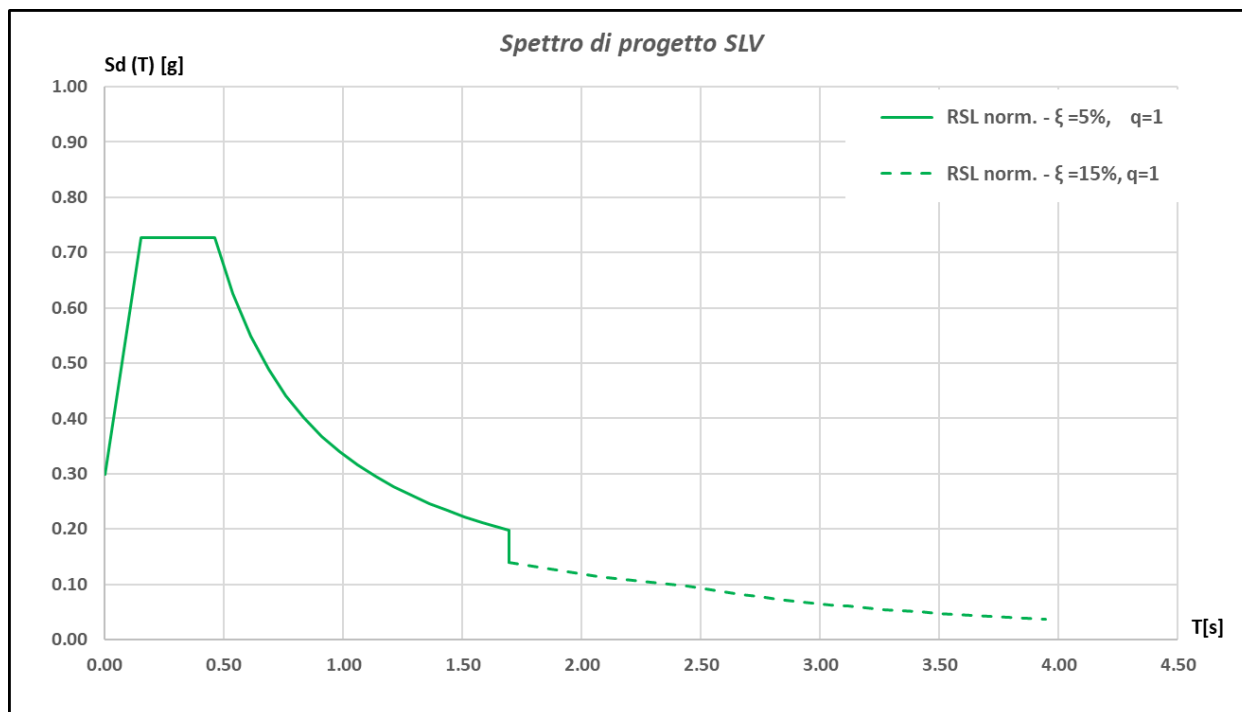
$$T = 0.8 \times T_{is} = 1.70 \text{ sec}$$

$$\xi_{15\%} \Rightarrow \eta = [10 / (5 + \xi_{esi})]^{0.5} = 0.707$$

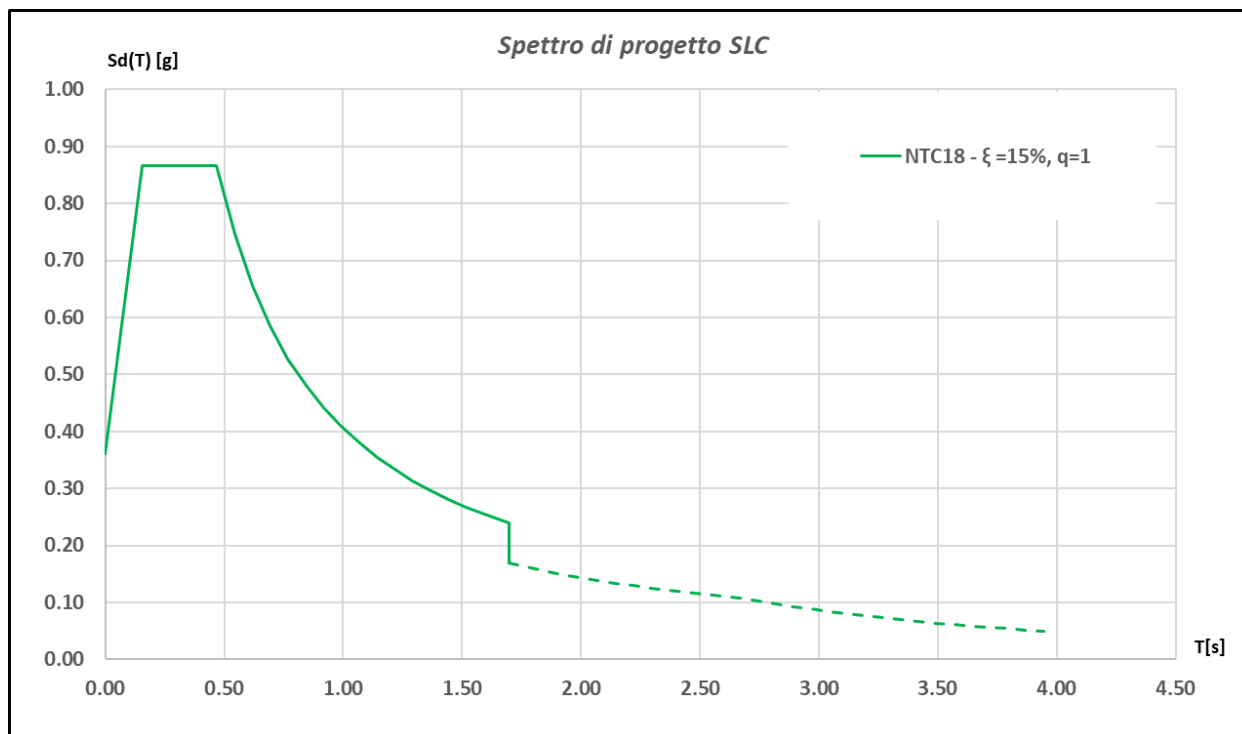
#### Stato Limite di Danno (SLD):



Stato Limite di Danno (SLV):



Stato Limite di Danno (SLC):





### 5.5.6 Azioni eccezionali

Per il dimensionamento della soletta e di conseguenza dei pioli che definiscono la sezione composta acciaio-clt, viene tenuto in conto anche l'effetto dovuto da un carico eccezionale, ovvero dall'urto di eventuali automobili in svio in accordo al §5.1.3.10 delle NTC18.

A tal proposito, è stata considerata una combinazione di carico nella quale al sistema di forze orizzontali, equivalenti all'effetto dell'azione d'urto sulla barriera di sicurezza stradale, si è associato un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dallo Schema di Carico 2 (vedi §5.1.3.3.3-NTC18), posizionato in adiacenza alla barriera stessa e disposto nella posizione più gravosa. Il sistema di forze orizzontali è stato valutato sulla base delle proprietà meccaniche dei montanti che costituiscono la barriera, ovvero considerando snervati per flessione 3 montanti adiacenti.

La barriera integrata INTEGAUTOS 2.0 è realizzata con **HEA180** in acciaio S **355.00** Mpa  
 disposti con un interasse di [m] **2.25** pertanto sappiamo che

Momento plastico del profilo  $W_{PL}$  m<sup>3</sup> **245100**

Momento plastico barriera fonoassorbente  $M_{PL}$  kNm **82.87**

Considerando l'azione orizzontale che determina lo snervamento del montante applicata a [i] **1.00**

dal piano viabile e considerando **0.05** m di distanza tra viabile e cordolo

**0.03** m altezza della piastra di ancoraggio

**0.16** m altezza dell'irrigidimento

Otteniamo dunque 1 - **0.24** m = 0.76 m pertanto:

Azione di taglio da Urto  $M_{PL} / 0.76 = H = V_{urto}$  kN **109.04**

Azione di flessione da Urto  $H * (1 - 0.05) = M_{urto}$  kNm **103.58**

Tali azioni saranno moltiplicate per **1.50** come normativamente richiesto per gli effetti sul supporto

Azione di taglio da Urto  $V_{urto}$  kN **163.55**

Distanza tra estradosso del cordolo ed asse modellazione  $d$  m **0.30**

$M_{urto,d}$  kNm **49.07**

Azione di flessione da Urto  $M_{urto}$  kNm **204.44**

Larghezza della piastra  $L_p$  m **0.40**

Diffusione laterale su asse del FEM a 45° da estradosso cordolo  $L_d$  m **1.00**

Azioni applicate su FEM della soletta

$V_{urto}$  kN/m **163.6**

$M_{urto}$  kNm/m **204.5**

## 5.6 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al cap. 2 delle NTC.

Di seguito si riporta lo specchietto riassuntivo delle combinazioni di carico previste dalla norma:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (**SLU**):

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

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (**SLE-CH**) irreversibili e valutazione degli stati tensionali:

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

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (**SLE-FR**) reversibili utilizzata nella verifica a fessurazione e per controllo stati tensionali:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (**SLE-QP**) a lungo termine utilizzata nella verifica a fessurazione e per controllo stati tensionali;

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

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica **E**:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

La combinazione direzionale dell'azione sismica è stata effettuata sulla base delle seguenti formule:

$$E = \pm E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z \quad \text{comb. "sisma longitudinale"}$$

$$E = \pm E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z \quad \text{comb. "sisma trasversale"}$$

$$E = \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_x \pm E_z \quad \text{comb. "sisma verticale"}$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

con coefficiente  $\psi_2 = 0.2$  associato alle masse da traffico stradale.

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto **A<sub>d</sub>** che sono le condizioni di urto dei veicoli:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2}$$

I valori dei diversi coefficienti parziali e di combinazione sono stati reperiti dalle tabelle riportate nelle NTC18 al §5.1 per i carichi da ponte stradali:

Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5kN/m²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(\*) Ponti pedonali  
 (\*\*) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)  
 (\*\*\*) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Tabella 5.2 – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti $g_1$ e $g_3$	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup> $g_2$	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_Q$	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90 1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 1,00 <sup>(4)</sup>	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}$ , $\gamma_{\epsilon 3}$ , $\gamma_{\epsilon 4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

<sup>(2)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

Tabella 5.3 – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni allo SLU

**Tab. 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali**

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combi- nazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequent)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 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
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

*Tabella 5.4 – Coefficienti per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali*

## 6. MODELLAZIONE NUMERICA

### 6.1 Software di calcolo

I calcoli presenti in relazione sono stati sviluppati con l'ausilio del noto programma "Midas Civil", le cui caratteristiche sono descritte di seguito:



Civil 2021 (v1.1)  
 Build: 12/08/2020  
 Copyright (c) SINCE 1989  
 MIDAS Information Technology Co.,Ltd.  
 All rights reserved.

#### **MIDAS Information Technology, Co., Ltd.**

SKn Technopark Tech-center 15th fl. 190-1  
 Sangdaewon1-dong Jungwon-gu, Seongnam,  
 Gyeonggi-do, 462-721, Korea  
 Tel: 82-31-789-2000 Fax: 82-31-789-2001

MIDAS CIVIL è la soluzione totale ed integrata per le analisi e la progettazione in campo civile infrastrutturale. Il Sistema combina un motore FEM "General Purpose" con caratteristiche estremamente avanzate assieme a una serie di potenzialità esplicitamente sviluppate per l'analisi e la progettazione nel campo dell'ingegneria infrastrutturale, prima fra tutte i ponti. In ottemperanza al paragrafo §10.2 delle NTC18, l'affidabilità dello stesso, è riscontrabile sul sito <http://www.cspfea.net>, dove il produttore mette a disposizione la documentazione relativa agli algoritmi teorici e agli esempi di validazione del software nella sezione "Technical Documentation". Inoltre, nel manuale "Civil structure design system" a corredo del software, viene presentata una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, mentre i casi di prova interamente risolti per le varie tipologie di analisi si ritrovano nella cartella di installazione "MIDAS\midas\Civil\Manual\Verification".

## 6.2 Geometria

Il modello implementato si sviluppa a partire da un'idealizzazione del modello reale presentandosi come un modello unifilare le cui dimensioni geometriche ed i relativi profili rispecchiano quanto riportato negli elaborati grafici di progetto originali e rilievo. Il sistema di coordinate globale adottato si presenta avente l'asse Z globale in direzione verticale, l'asse X globale lungo l'asse longitudinale del ponte e l'asse Y globale ortogonale a quest'ultimo.

L'impalcato metallico è stato modellato mediante l'assemblaggio di elementi di tipo "beam" per i quali si utilizza la formulazione della teoria di Timoshenko.

Di seguito delle immagini 3D del modello FEM:

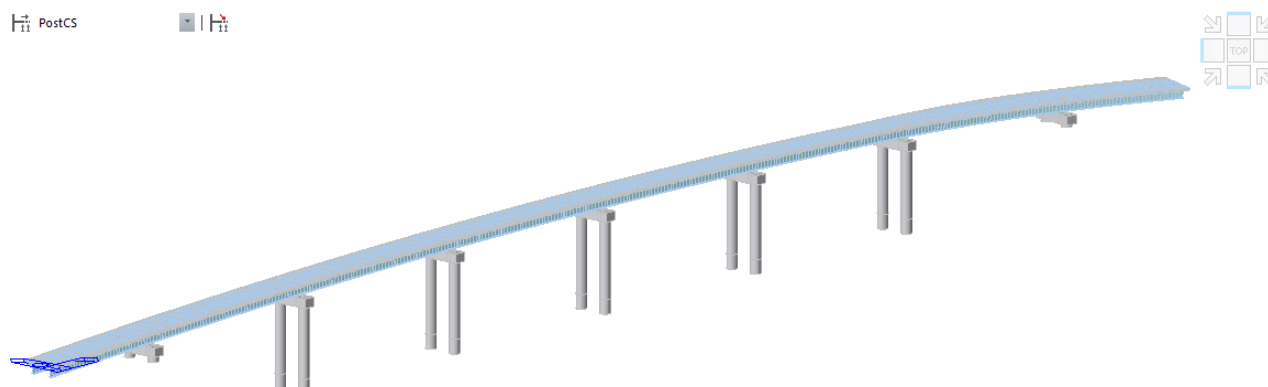


Figura 6.1 – Vista 3D del modello FEM

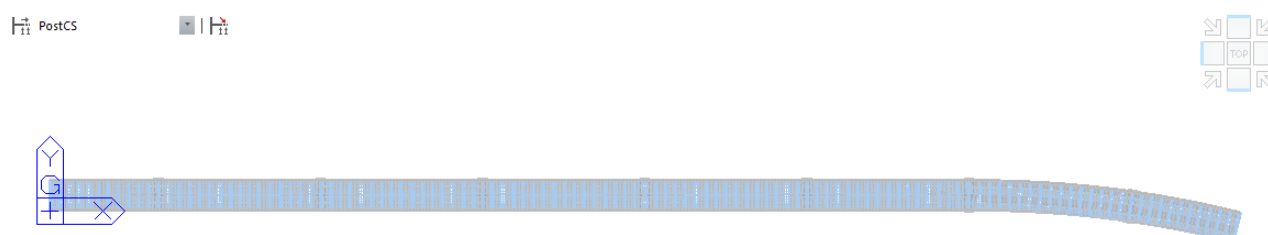


Figura 6.2 – Vista pianta del modello FEM



Figura 6.3 – Prospetto del modello FEM

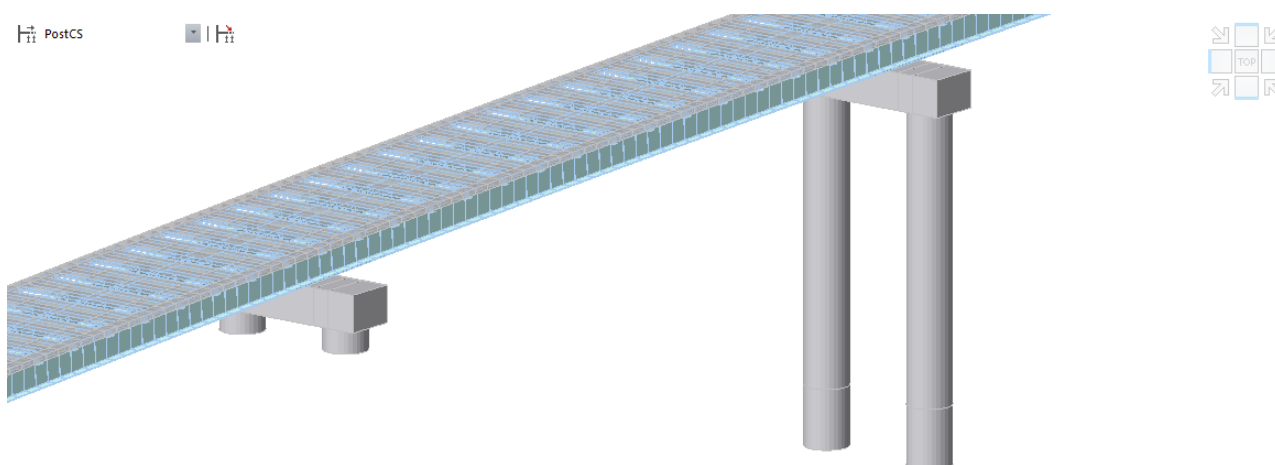


Figura 6.4 – Particolare pila - impalcato

Al fine di idealizzare più possibile il vero comportamento della struttura, il ponte è stato modellato tenendo conto delle variazioni pendenza lungo lo sviluppo longitudinale e del tratto curvo in prossimità della spalla B (posta ad est). Inoltre, le pile in alveo, sono state modellate aventi altezza tale da considerare lo scalzamento alla base.

Le travi principali ed i traversi sono stati modellati con elementi beam a sezione composta con larghezza collaborante già esplicitata, dove tuttavia viene assunta una densità nulla del calcestruzzo, in modo da permettere nelle fasi costruttive di inserire il peso del calcestruzzo e delle coppelle.

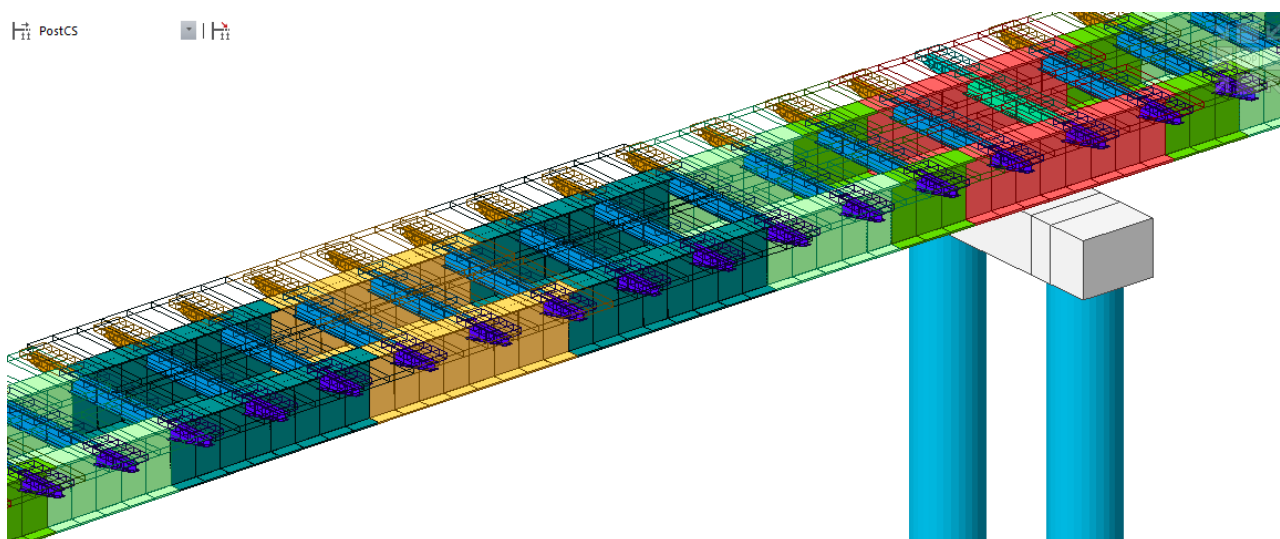


Figura 6.5 – Particolare modellazione travi composte

Di seguito si riportano alcune immagini che identificando le sezioni inserite all'interno del modello:

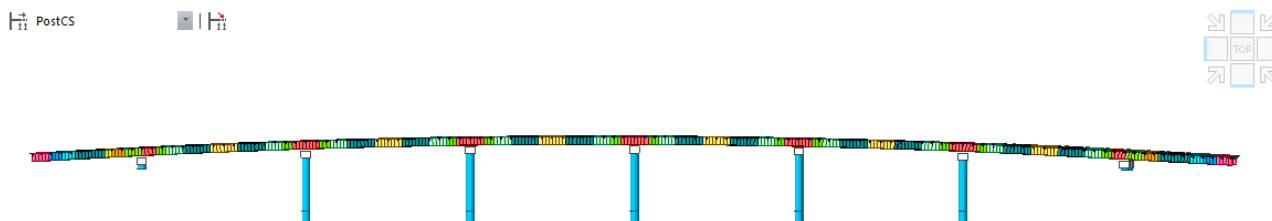


Figura 6.6 – Concetti travi principali

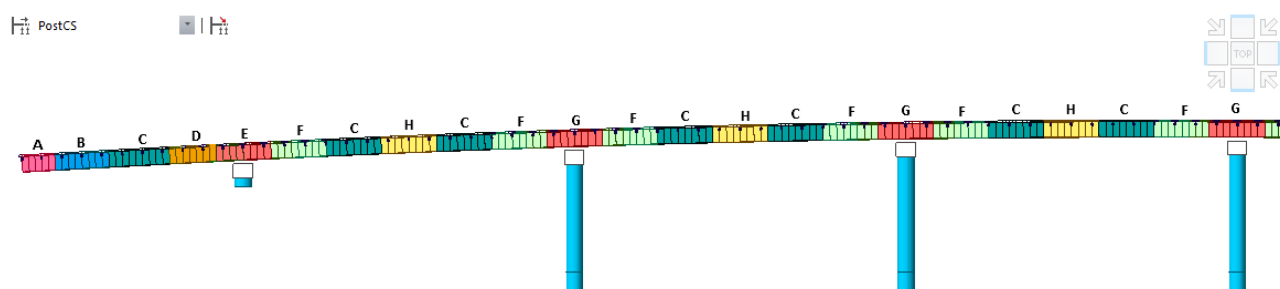


Figura 6.7 – Denominazione dei conci per le travi principali

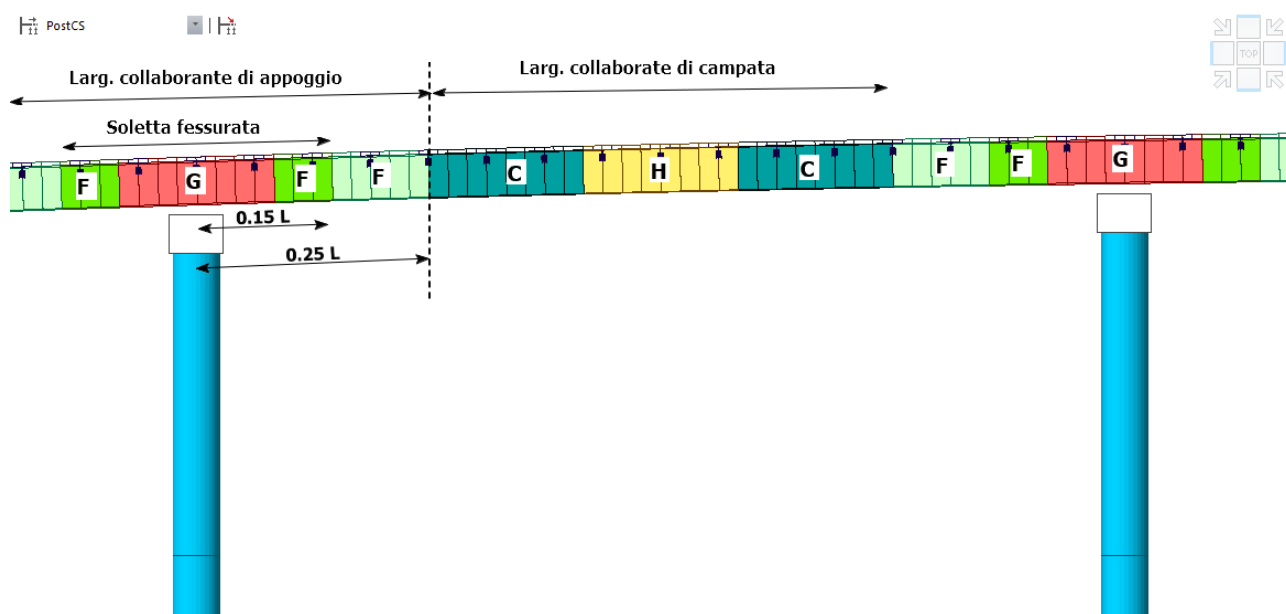
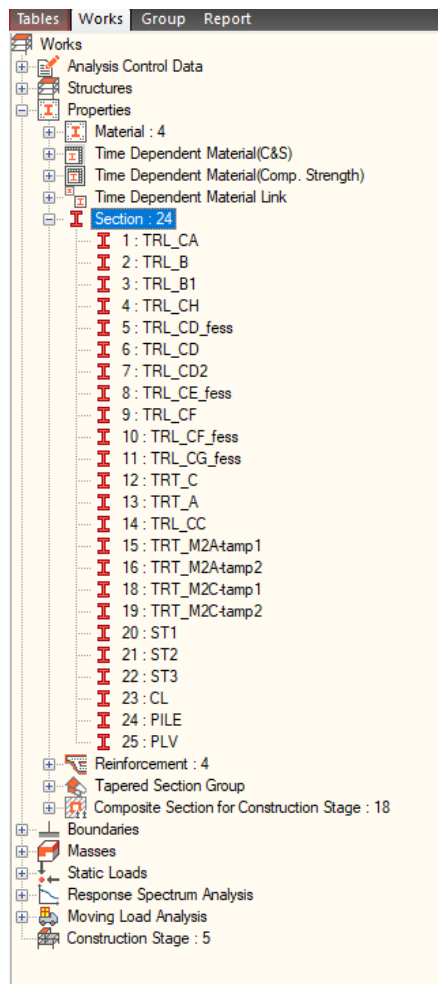


Figura 6.8 – Suddivisione delle sezioni per identificazione delle zone fessurate e delle larghezze efficaci

Come si osserva dalle immagini, il concio F è caratterizzato da una larghezza collaborante della soletta uguale al concio G, ma viene ulteriormente suddiviso in quanto la parte iniziale della soletta è di zona fessurata per una lunghezza pari  $0.15 L$  (luce di campata).



Sintetizzando, le sezioni importate nel modello FEM sono così definite:



#### RIEPILOGO DELLE SEZIONI (TRAVI PRINCIPALI)

N.	ID	CONCIO	SEZ. ACCIAIO	SOLETTA		
				b [mm]	h [mm]	Fessurata
1	TRL_CA	A	T1	4950	250	-
2	TRL_B	B	T2	4950	250	-
3	TRL_B1			5450	250	-
4	TRL_CH	H	T2	5450	250	-
5	TRL_CD_fess	D	T3	4500	250	X
6	TRL_CD			4500	250	-
7	TRL_CD2			5450	250	-
8	TRL_CE_fess	E	T4	4500	250	X
9	TRL_CF	F	T3	4750	250	-
10	TRL_CF_fess					X
11	TRL_CG_fess	G	T4	4750	250	X
14	TRL_CC	C	T1	5450	250	-

SEZ. ACCIAIO	ALA SUPERIORE		ALA INFERIORE		ANIMA	
	bf1 [mm]	tf1 [mm]	bf2 [mm]	tf2 [mm]	hw [mm]	tw [mm]
T1	1200	50	1100	55	2745	16
T2	1200	50	1100	55	2745	14
T3	1200	90	1100	70	2690	22
T4	1200	90	1100	90	2670	25

#### RIEPILOGO DELLE SEZIONI (TRAVERSI)

SEZ. ACCIAIO	ALA INFERIORE		ALA SUPERIORE		ANIMA	
	bf1 [mm]	tf1 [mm]	bf2 [mm]	tf2 [mm]	hw [mm]	tw [mm]
TRT_A	400	25	400	25	750	16
TRT_C	350	20	350	20	760	12

TRT\_A: Traverso su pila/spalla

TRT\_C: Traverso intermedio

(La soletta per tali travi è assunta pari a: beff = 1.25m - h = 0.25m)

### 6.3 Vincoli interni ed esterni

In questa sezione si descrivono le condizioni di vincolo adottate nel modello in esame. Tali vincoli sono stati inseriti nel modello in modo da riprodurre l'effettivo sistema di vincolo del ponte.

#### Sistema di isolamento:

Il sistema di isolamento è modellato mediante "Elastik link" come riportato nell'immagine di seguito:

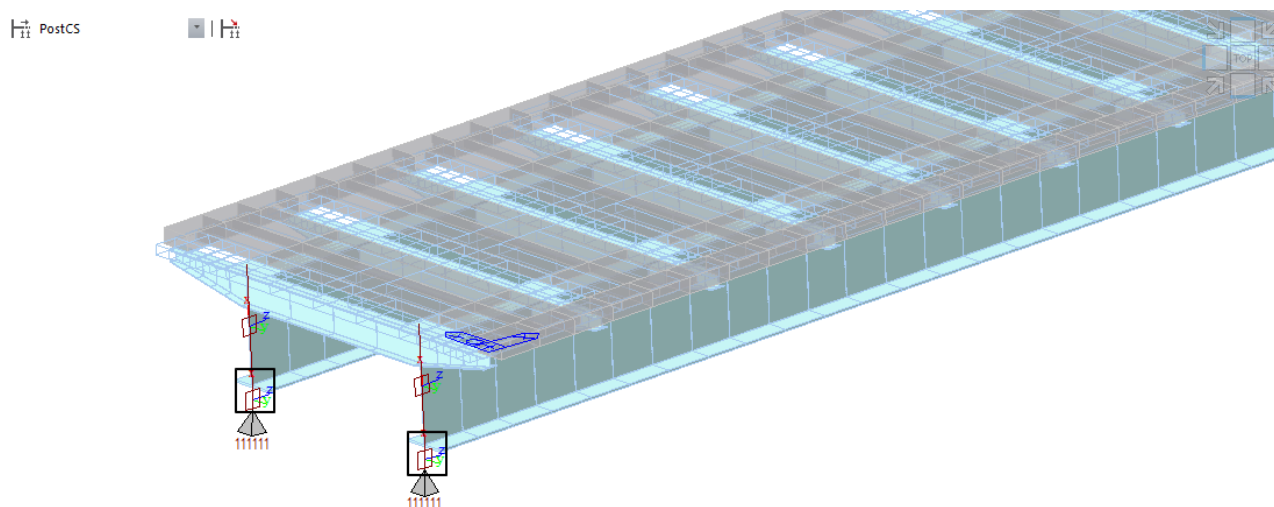


Figura 6.9 – Sistema di isolamento spalla

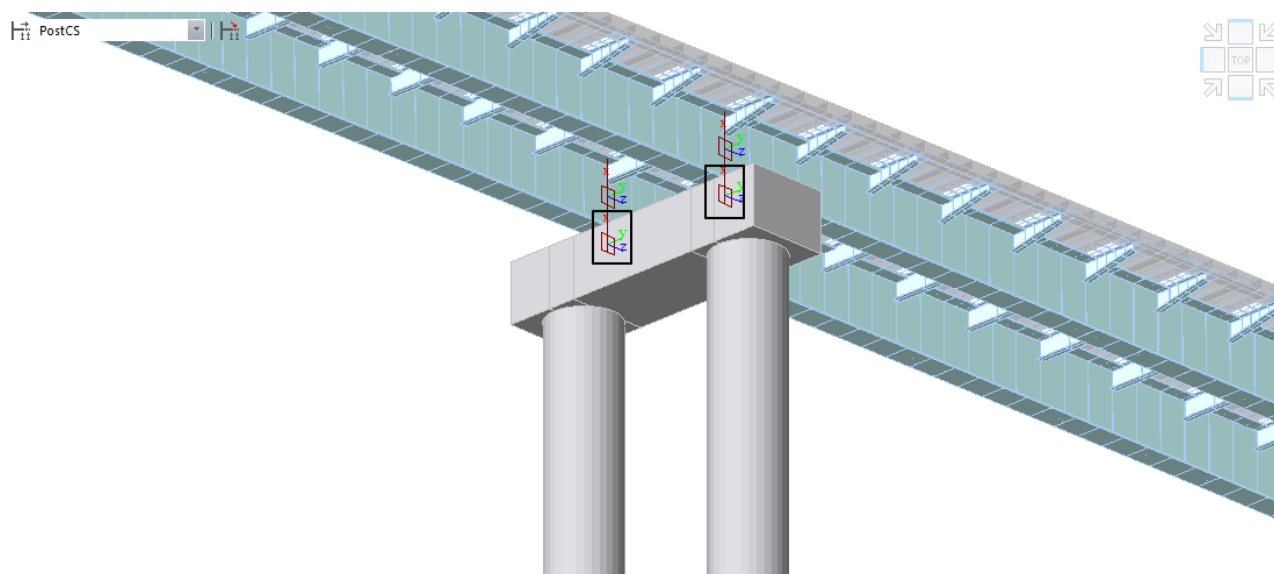


Figura 6.10 – Sistema di isolamento pila

	No	Node1	Node2	Type	B Angle ([deg])	RIGID	SDx (kN/mm)	SDy (kN/mm)	SDz (kN/mm)	SRx (kN*mm/[rad])	SRy (kN*mm/[rad])	SRz (kN*mm/[rad])
Spalla A	1	2205	2207	GEN	0.00	000000	1434.0000	2.1600	0.0000	0.00	0.00	0.00
	2	2204	2206	GEN	0.00	000000	1434.0000	2.1600	0.0000	0.00	0.00	0.00
Spalla B	29	2198	2200	GEN	0.00	000000	1434.0000	2.1600	0.0000	0.00	0.00	0.00
	34	2199	2203	GEN	0.00	000000	1434.0000	2.1600	0.0000	0.00	0.00	0.00
Pila 1	3	2218	2222	GEN	0.00	000000	3546.0000	5.3000	5.3000	0.00	0.00	0.00
	4	2221	2223	GEN	0.00	000000	3546.0000	5.3000	5.3000	0.00	0.00	0.00
Pila 2	5	2236	2240	GEN	0.00	000000	3546.0000	5.3000	5.3000	0.00	0.00	0.00
	6	2239	2241	GEN	0.00	000000	3546.0000	5.3000	5.3000	0.00	0.00	0.00
Pila 3	13	2246	2256	GEN	0.00	000000	3546.0000	5.3000	5.3000	0.00	0.00	0.00
	14	2249	2257	GEN	0.00	000000	3546.0000	5.3000	5.3000	0.00	0.00	0.00
Pila 4	17	2252	2258	GEN	0.00	000000	3546.0000	5.3000	5.3000	0.00	0.00	0.00
	18	2253	2259	GEN	0.00	000000	3546.0000	5.3000	5.3000	0.00	0.00	0.00
Pila 5	19	2242	2250	GEN	0.00	000000	3546.0000	5.3000	5.3000	0.00	0.00	0.00
	22	2243	2251	GEN	0.00	000000	3546.0000	5.3000	5.3000	0.00	0.00	0.00
Pila 6	23	2229	2234	GEN	0.00	000000	3546.0000	5.3000	5.3000	0.00	0.00	0.00
	26	2230	2235	GEN	0.00	000000	3546.0000	5.3000	5.3000	0.00	0.00	0.00
Pila 7	27	2209	2214	GEN	0.00	000000	3546.0000	5.3000	5.3000	0.00	0.00	0.00
	28	2210	2215	GEN	0.00	000000	3546.0000	5.3000	5.3000	0.00	0.00	0.00

#### Vincoli interni:

Inoltre, al fine di poter idealizzare la struttura in maniera quanto più realistica possibile, sono stati utilizzati dei "Rigid Link" con l'obiettivo di simulare quando rilevanti eventuali ingombri/offset degli elementi strutturali.

#### Vincoli alla base delle sottostrutture:

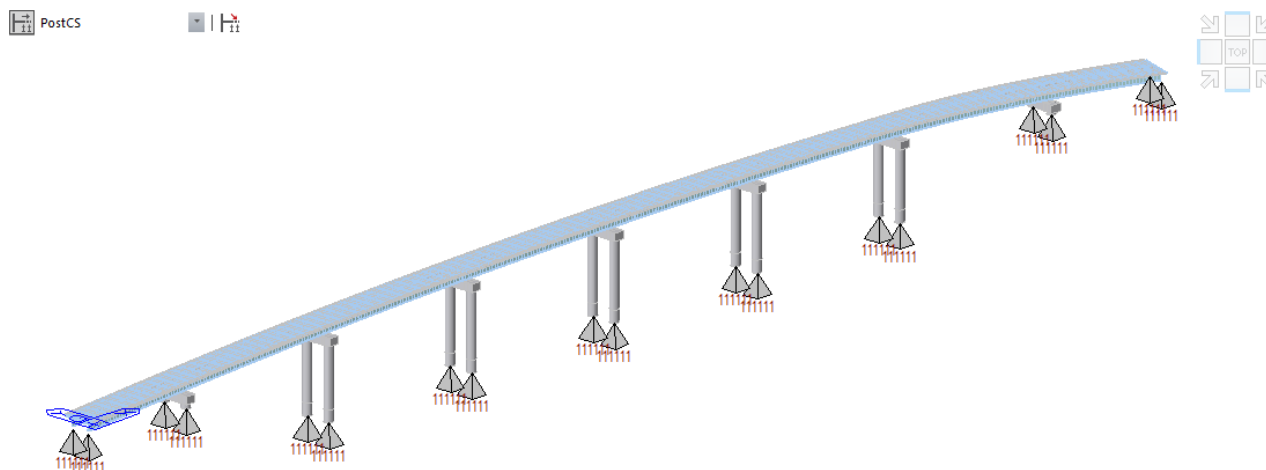


Figura 6.11 – Sistema di vincoli alla base delle sottostrutture

## 6.4 Materiali

A tutti gli elementi sono state assegnate le proprietà dei materiali descritte nella presente relazione.

### Carpenteria metallica:

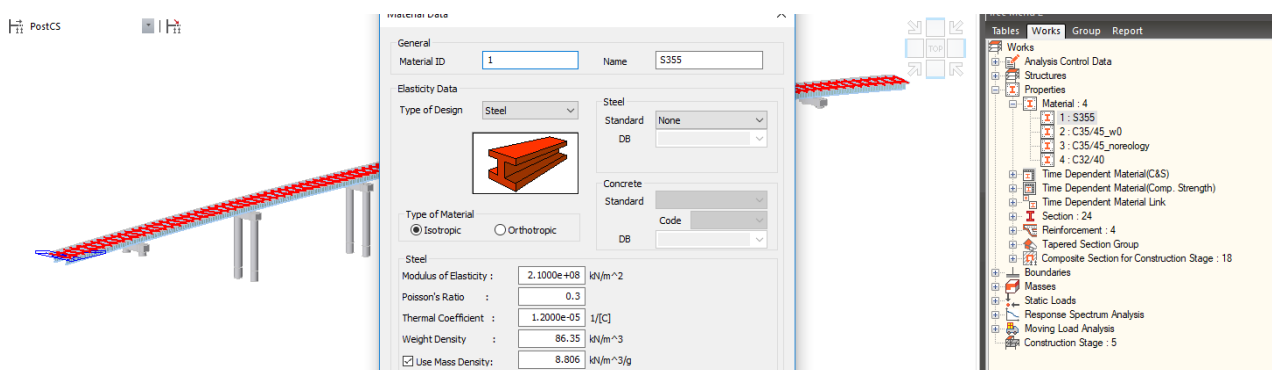


Figura 6.12 – Carpenteria metallica

Il peso proprio degli elementi in carpenteria metallica è stato computato associando ad ogni elemento il corrispondente peso specifico del materiale, ovvero un peso specifico di  $86.35 \text{ kN/m}^3$  (valore di  $78.50 \text{ kN/m}^3$  incrementato del 10% per tener in conto di piastre di rinforzo, di irrigidimento e di bulloni).

### Calcestruzzo pulvino e pile:

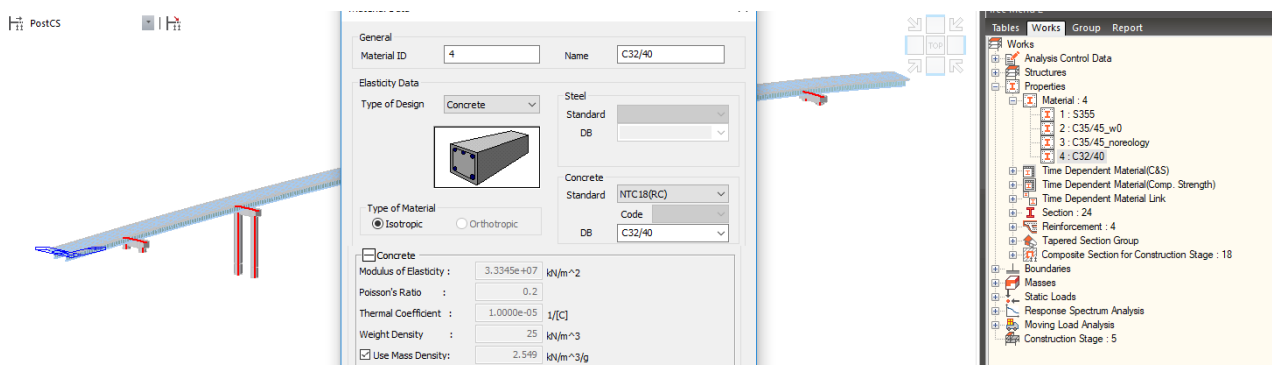


Figura 6.13 – Calcestruzzo pile e pulvini

### Calcestruzzo soletta impalcato:

Come descritto successivamente nelle fasi costruttive di carico, la sezione acciaio-calcestruzzo è definita composta in fase 2b, quindi in tale fase la soletta in c.a. assume le proprietà di calcestruzzo C35/45. A questo è assegnato un peso specifico nullo in modo da permettere nelle fasi costruttive di inserire il peso della soletta in calcestruzzo e delle coppelle come carico. Inoltre per conferire la dovuta rigidità flessionale in direzione trasversale la soletta è stata modellata con elementi beam, permettendo quindi il collegamento delle travi principali nel campo tra due traversi in acciaio.

Al materiale calcestruzzo della soletta sono assegnati tutti gli effetti reologici, legati al ritiro e alla viscosità come descritto di seguito.

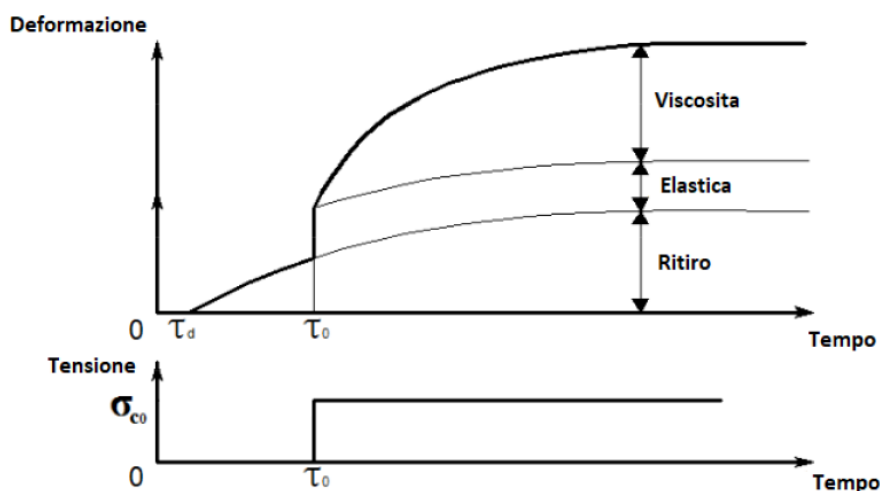
#### 6.4.1 Effetti reologici

Gli effetti reologici legati al ritiro e alla viscosità sono inseriti all'interno del software Midas Civil mediante la funzione "Time Dependent Material" attraverso la quale si sviluppano deformazioni e sollecitazioni sulla struttura nell'evolversi del tempo. Tali effetti sono valutati in accordo alle vigenti norme tecniche e relativi eurocodici. Brevemente di seguito si descrive quanto riportato nel manuale di "Midas Civil".

“ .....

##### Time Dependent Material Properties:

La deformazione totale di un elemento è composta da differenti contributi, tra cui la deformazione dovuta alla viscosità e la deformazione dovuta al ritiro. Queste due deformazioni agiscono molto spesso quasi contemporaneamente, come mostrato nella seguente figura:



Tuttavia, anche se si verificano in contemporanea, ritiro e viscosità vengono considerate separatamente durante la progettazione.

La deformazione totale  $\varepsilon_c(t)$  in funzione del tempo  $t$  viene definita tramite la seguente relazione:

$$\varepsilon_c(t, t_0) = \varepsilon_{ci}(t, t_0) + \varepsilon_{cc}(t, t_0) + \varepsilon_{cs}(t, t_0)$$

Dove:

- $\varepsilon_{ci}(t, t_0)$  è la deformazione elastica iniziale, dovuta al carico applicato al tempo  $t_0$ ;
- $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$  è la deformazione dovuta alla viscosità e si sviluppa solamente per  $t > t_0$ ;
- $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$  è la deformazione dovuta al ritiro;

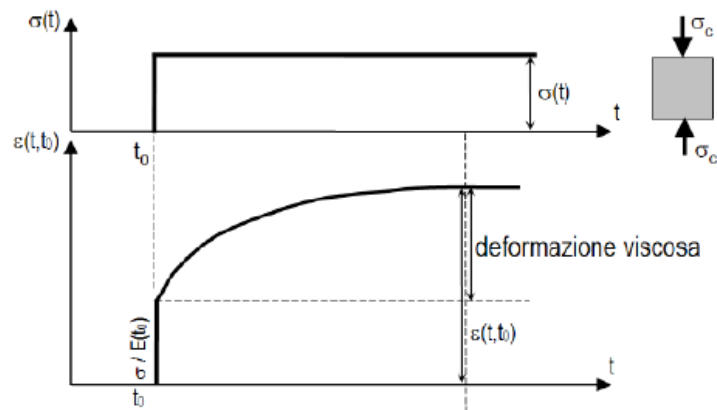
La deformazione dovuta alla viscosità in un elemento è in funzione della tensione agente su esso. Un calcestruzzo ad alta resistenza produce una deformazione dovuta alla viscosità minore rispetto ad un calcestruzzo di bassa resistenza, sottoposto ad una tensione identica.

La grandezza delle deformazioni dovute alla viscosità può essere 1,5-3 volte quelle delle deformazioni elastiche. Inoltre, circa il 50% delle deformazioni totali dovute alla viscosità avviene entro i primi mesi e la quasi totalità si verifica in circa 5 anni.

La viscosità nel calcestruzzo può variare in funzione di diversi fattori:

- un aumento del rapporto acqua/cemento porta ad un aumento della viscosità;
- la viscosità diminuisce con l'aumento dell'età e della resistenza del calcestruzzo, quando esso è caricato;
- le deformazioni dovute alla viscosità aumentano con l'aumento della temperatura ambiente e la diminuzione dell'umidità;
- la deformazione dovuta alla viscosità dipende anche da molti altri fattori legati alla qualità del calcestruzzo e alle condizioni di esposizione come la tipologia, la quantità e la dimensione massima dell'aggregato, il tipo di cemento, dimensione e forma della massa di calcestruzzo, quantità di armatura e condizioni di solidificazione.

La maggior parte dei materiali conserva la proprietà della viscosità. Tuttavia, questo fenomeno è più pronunciato nel calcestruzzo. Il fenomeno della viscosità può essere descritto tramite il seguente esempio, dove un elemento di calcestruzzo viene caricato da una forza di compressione assiale al tempo  $t_0$ . L'elemento sarà così soggetto ad una tensione costante di compressione  $\sigma$  che tuttavia porterà ad una deformazione non costante nel tempo, come mostrato nella seguente figura:



La deformazione dipendente dalla tensione  $\varepsilon_{c\sigma}(t, t_0)$  dovuta al carico agente al tempo  $t_0$  viene espressa tramite la relazione:

$$\varepsilon_{c\sigma}(t, t_0) = \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma}{E_c(t_0)} + \frac{\sigma}{E_{ci}} \cdot \varphi(t, t_0) = \sigma \cdot J(t, t_0)$$

Dove:

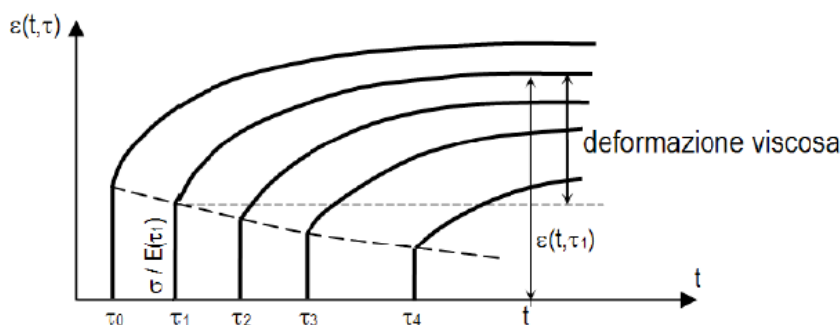
- $E_c(t_0)$  è il modulo elastico al tempo di applicazione del carico  $t_0$ ;
- $E_{ci}$  è il modulo elastico all'età di 28 giorni;
- $\varphi(t, t_0)$  è il coefficiente di viscosità, che rappresenta la capacità di deformarsi nel tempo del calcestruzzo e viene definito come il rapporto tra la deformazione di viscosità e quella elastica, come mostrato nella seguente relazione:

$$\varphi(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{cc}(t, t_0)}{\varepsilon_{ci}(t_0)}$$

-  $J(t, t_0)$  è la funzione di viscosità, che rappresenta la deformazione totale dipendente dalla tensione ottenuta per una tensione unitaria. Essa si ottiene dalla relazione:

$$J(t, t_0) = \frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{ci}}$$

La funzione della viscosità varia ampiamente in funzione del tempo di applicazione del carico. Ciò è dovuto all'aumento della resistenza del calcestruzzo nel tempo e al cambiamento dell'idratazione nel tempo. Per queste ragioni, più il tempo di applicazione del carico  $t_0$  sarà maggiore, minore sarà la deformazione dovuta alla viscosità, come mostrato nella seguente figura:



La viscosità è un fenomeno in cui le deformazioni si incrementano per effetto di carichi costanti e senza necessariamente carichi aggiuntivi. Per questo motivo, i fattori per la determinazione degli effetti della viscosità sono la storia temporale delle tensioni dell'elemento e il coefficiente di viscosità per numerose età di carico.

Per considerare gli effetti della viscosità in strutture in calcestruzzo si possono utilizzare differenti metodi:

- l'utilizzo di valori del coefficiente di viscosità  $\varphi(t, t_0)$ , ottenuti attraverso la sperimentazione o tramite l'esperienza. Tuttavia, questo metodo è complesso in quanto è necessario conoscere tale coefficiente per ciascun elemento in differenti fasi in cui è sollecitato;
- gli effetti della viscosità vengono valutati tramite funzioni specifiche di viscosità, espresse numericamente e integrando la tensione risultante in ogni fase.

Nel caso di applicazioni pratiche, dove non viene effettuata un'opportuna sperimentazione mediante prove, viene utilizzato il secondo metodo, dove il calcestruzzo viene considerato come un materiale visco-elastico lineare e, per tensioni e sollecitazioni variabili, viene assunta valida la sovrapposizione degli effetti. Per queste ragioni, la deformazione totale dovuta ad una tensione variabile  $\varepsilon_c(t)$ , si ottiene tramite la relazione:

$$\varepsilon_c(t) = \sigma \cdot J(t, t_0) + \int_{t_0}^t J(t, t_0) \cdot \frac{\partial \sigma(t)}{\partial t} dt$$

La funzione di viscosità  $J(t, t_0)$  dipende dal coefficiente di viscosità  $\varphi(t, t_0)$ . Quest'ultimo può essere valutato tramite la seguente relazione, come definito in Eurocodice 2-1-1 nell'appendice B:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$$

dove:

- $\varphi_0$  è il coefficiente nominale della viscosità, che è influenzato dall'umidità relativa  $RH$ , dalla resistenza del calcestruzzo  $f_{ck}$  e dal tempo di applicazione del carico  $t_0$ ;
- $\beta_c(t, t_0)$  è il coefficiente che descrive l'evoluzione della viscosità nel tempo dopo l'applicazione del carico. Esso dipende dall'umidità relativa  $RH$ , dal tempo di applicazione del carico  $t_0$  e dal tempo in cui viene effettuata l'analisi  $t$ .

“ .....



Viene mostrato l'andamento del coefficiente di viscosità  $\varphi(t, t_0)$  del caso in esame e del ritiro, tramite le seguenti figure:

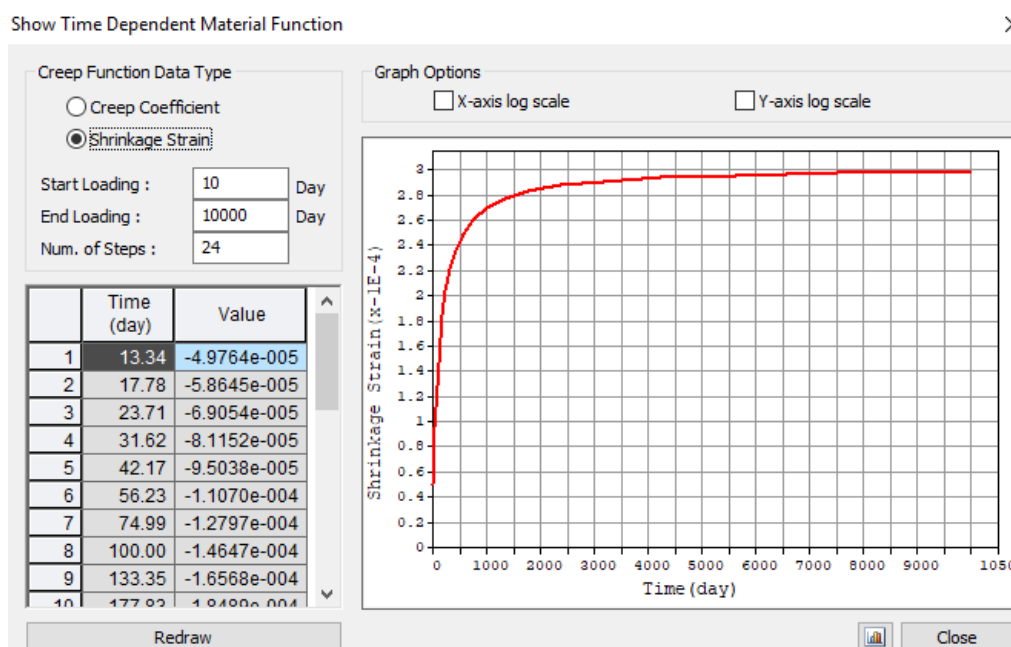
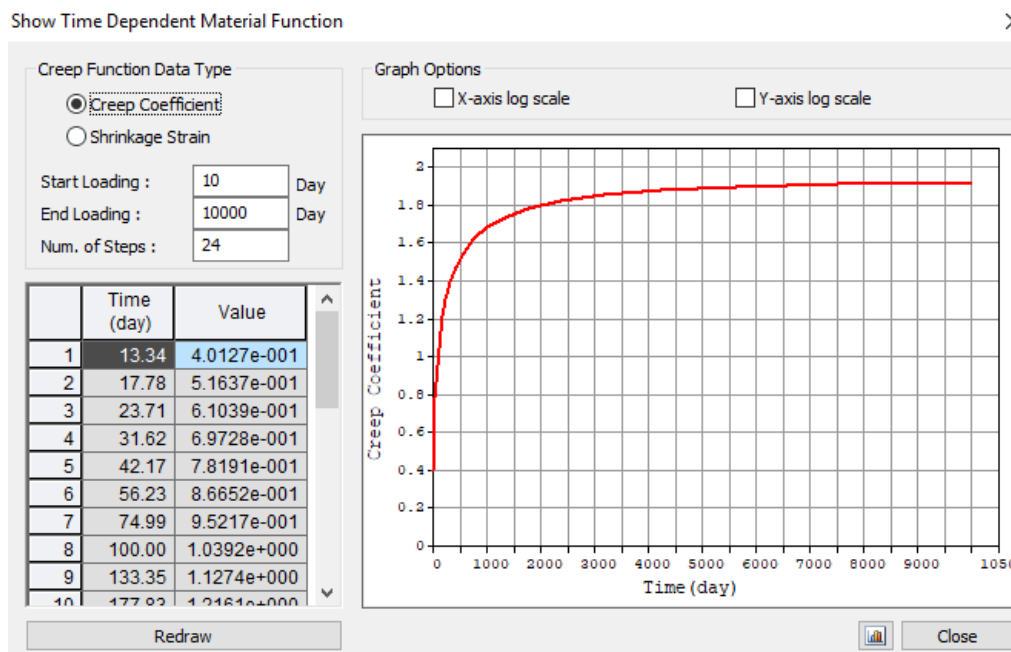


Figura 6.14 – Curve di viscosità e ritiro



## 6.5 Fasi costruttive e di carico

Lo stato tensionale all'interno dell'opera è influenzato dalle fasi costruttive, per questa ragione è necessario considerarle all'interno della modellazione.

L'opera viene suddivisa in quattro differenti fasi evolutive del ponte:

- **Fase 0:** getto sottostrutture, dove sono attive solamente le pile del ponte, come definito in figura. Unica azione agente è il loro peso proprio. Questa fase viene ipotizzata di durata pari a  $\Delta t = 0$ .

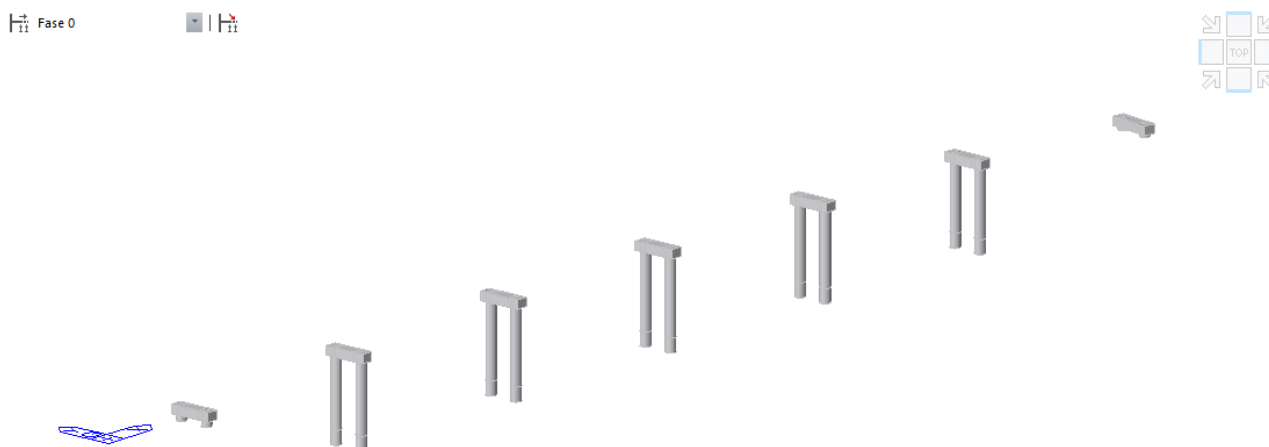


Figura 6.15 – Fase 0

- **Fase 1:** posizionamento travi metalliche, dove vengono attivate le travi principali e i traversi. Anche in questo caso, l'unica azione agente è il loro peso proprio:

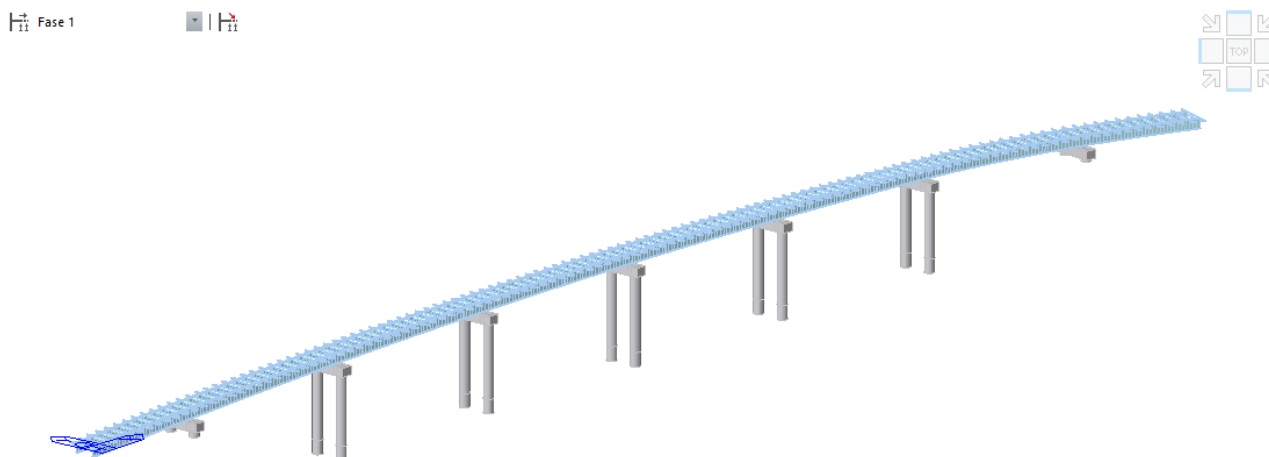


Figura 6.16 – Fase 1

- **Fase 2:** tale fase può essere distinta in ulteriore due sottofasi 2a e 2b.

La fase “a” corrisponde al primo giorno della fase 2, in cui si ha il posizionamento delle lastre predalles ed il getto della soletta di calcestruzzo. Non viene attivato alcun elemento ma viene introdotto il peso del calcestruzzo fresco e delle lastre:

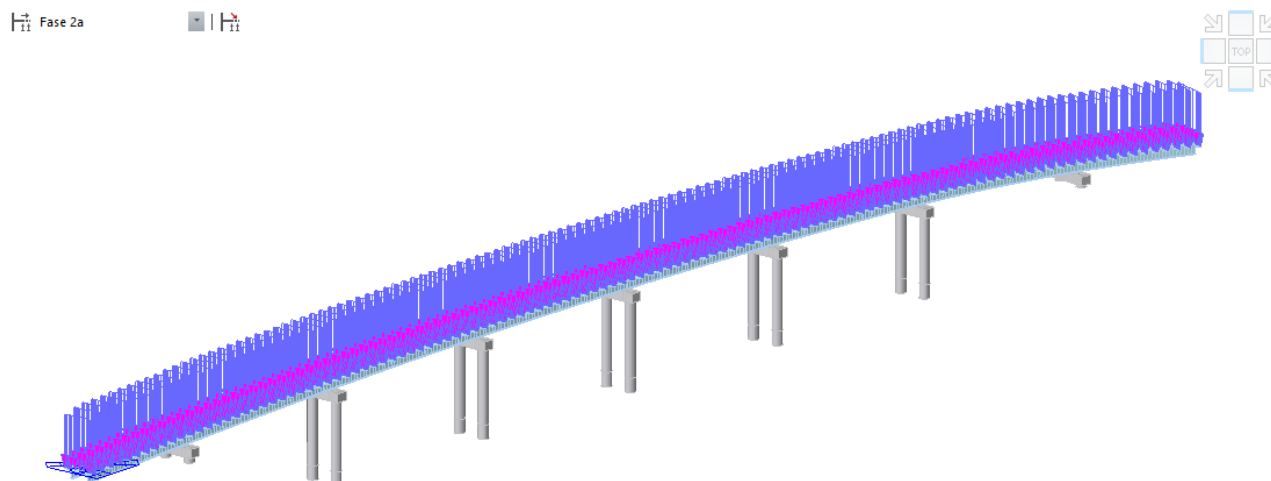


Figura 6.17 – Fase 2a

La fase “b” ha una durata di  $\Delta t = 28$ gg e corrisponde al tempo di maturazione del calcestruzzo della soletta di impalcato per cui si ha la formazione della sezione composta. In questa fase, si attivano gli effetti reologici di ritiro primario e secondario, secondo le curve reologiche descritte nel paragrafo precedente:

Works

- Analysis Control Data
- Construction Stage Analysis [ Stage=Last ]
- Structures
  - Nodes : 2831
  - Elements : 3849
- Properties
  - Material : 4
  - Time Dependent Material(C&S)
  - Time Dependent Material(Comp. Strength)
  - Time Dependent Material Link
  - Section : 24
  - Reinforcement : 4
  - Tapered Section Group
  - Composite Section for Construction Stage : 18
    - 1:1:TRL\_CA [ Stage=Phase 1 ; Type=Composite-I ]
    - 2:2:TRL\_B [ Stage=Phase 1 ; Type=Composite-I ]
    - 3:3:TRL\_B1 [ Stage=Phase 1 ; Type=Composite-I ]
    - 4:4:TRL\_CH [ Stage=Phase 1 ; Type=Composite-I ]
    - 5:5:TRL\_CD\_fess [ Stage=Phase 1 ; Type=Composite-I ]
    - 6:6:TRL\_CD [ Stage=Phase 1 ; Type=Composite-I ]
    - 7:7:TRL\_CD2 [ Stage=Phase 1 ; Type=Composite-I ]
    - 8:8:TRL\_CE\_fess [ Stage=Phase 1 ; Type=Composite-I ]
    - 9:9:TRL\_CF [ Stage=Phase 1 ; Type=Composite-I ]
    - 10:10:TRL\_CF\_fess [ Stage=Phase 1 ; Type=Composite-I ]
    - 11:11:TRL\_CG\_fess [ Stage=Phase 1 ; Type=Composite-I ]
    - 12:12:TRL\_C [ Stage=Phase 1 ; Type=Composite-I ]
    - 13:13:TRL\_A [ Stage=Phase 1 ; Type=Composite-I ]
    - 14:14:TRL\_CC [ Stage=Phase 1 ; Type=Composite-I ]
    - 15:15:TRL\_M2Atamp1 [ Stage=Phase 1 ; Type=Tapered ]
    - 16:16:TRL\_M2Atamp2 [ Stage=Phase 1 ; Type=Tapered ]
    - 17:17:TRL\_M2Ctamp1 [ Stage=Phase 1 ; Type=Tapered ]
    - 18:18:TRL\_M2Ctamp2 [ Stage=Phase 1 ; Type=Tapered ]

Add/Modify Composite Section for Construction Stage

Active Stage: Fase 1

Section: 1 1: TRL\_CA

Composite Type: Normal

Section Type: Composite

Section Shape: CP\_I

Element List: 1to5 350to354 383to387 732f

Construction Sequence

Part	Material Type	Material	Composite Stage	Age	h	w/s	M	Stiff.
1	Element		Active Stage	0	0.03	0	0	...
2	Material	2: C35/45_w0	Fase 2b	0	0.23	0	0	...

OK Cancel Apply

Figura 6.18 – Attivazione della sezione composta e degli effetti reologici dal 1g della fase 2b

Fase 2b

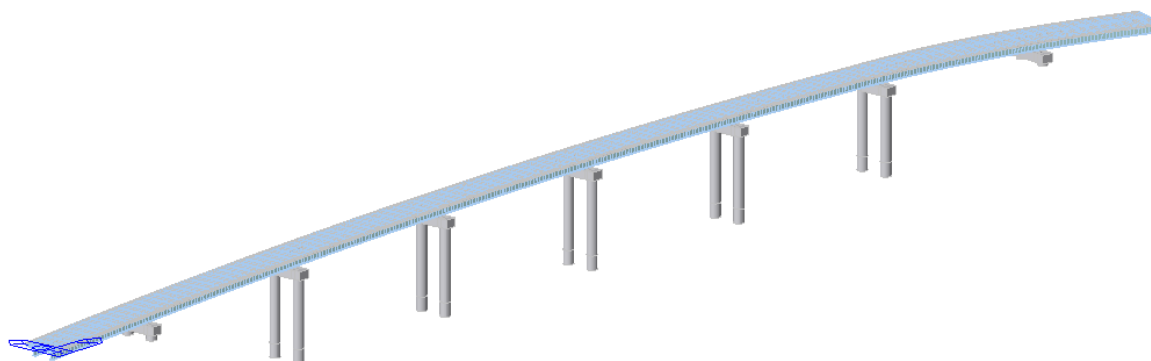


Figura 6.19 – Fase 2b

- **Fase 3:** in questa fase vengono attivate diverse azioni:
  - a) pesi permanenti portati (peso della pavimentazione, dei cordoli, dei guardavia, delle reti di protezione, delle velette e delle barriere antirumore);
  - b) fenomeni di creep primario e secondario che si evolvono nel tempo per effetto dello stato tensionale iniziale di fase 3.

Quest'ultima fase ha una durata di  $\Delta t = 10000$  gg e tali carichi sono definiti come azioni a "lungo termine".

Secondo questa impostazione, si ha un aggiornamento continuo della reologia del calcestruzzo nel tempo dunque step non lineari che tengono conto della storia di carico (CS: Costruzione per Stage).

Attraverso tale metodo, vengono prodotti degli effetti sulla struttura che sono valutati in maniera più rigorosa rispetto al classico metodo per cui va ad operare sul coefficiente di omogeneizzazione.

Tutte le altre azioni che agiscono sul ponte durante la sua vita utile, sono definiti come azioni "a breve termine" e sono implementati all'interno del FEM al termine della fase CS identificati appunto come "PostCS". Tali azioni sono state già definite ed esplicitate in analisi dei carichi (azioni in fase Post) e di seguito riepilogate:

- cedimenti;
- temperatura uniforme e lineare;
- vento;
- urto di veicoli in svio;
- variabile stradale [azioni verticali (SLE, SLU e Fatica), frenamento/accelerazione e forza centrifuga];
- azioni sismiche.

A titolo di esempio si mostra l'applicazione del vento, dell'urto e del variabile stradale sul ponte:

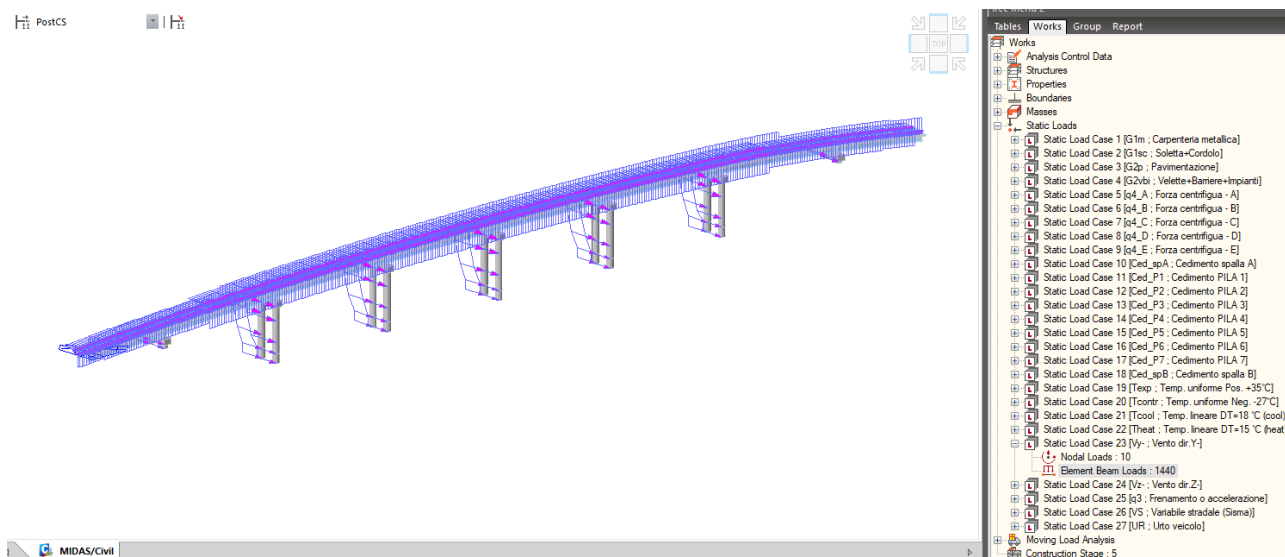


Figura 6.20 – Applicazione carico da vento

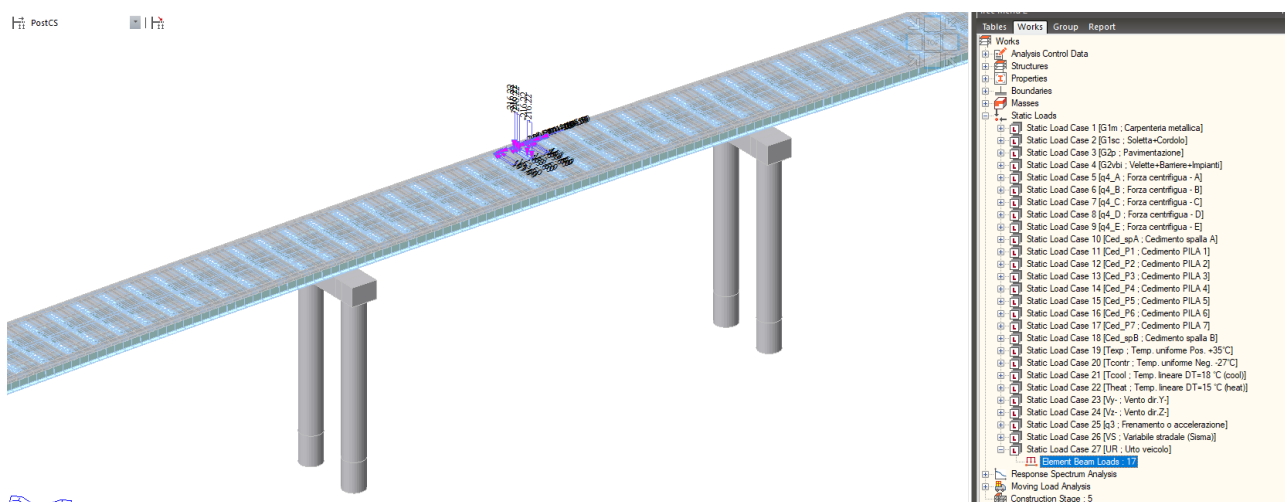


Figura 6.21 – Applicazione carico da urto di veicolo in svio

I carichi stradali sono stati inseriti nel modello come “Moving Load” all’interno del Midas Civil, il che consente di esaminare tutte le posizioni del carico lungo il ponte al fine di massimizzarne le sollecitazioni:

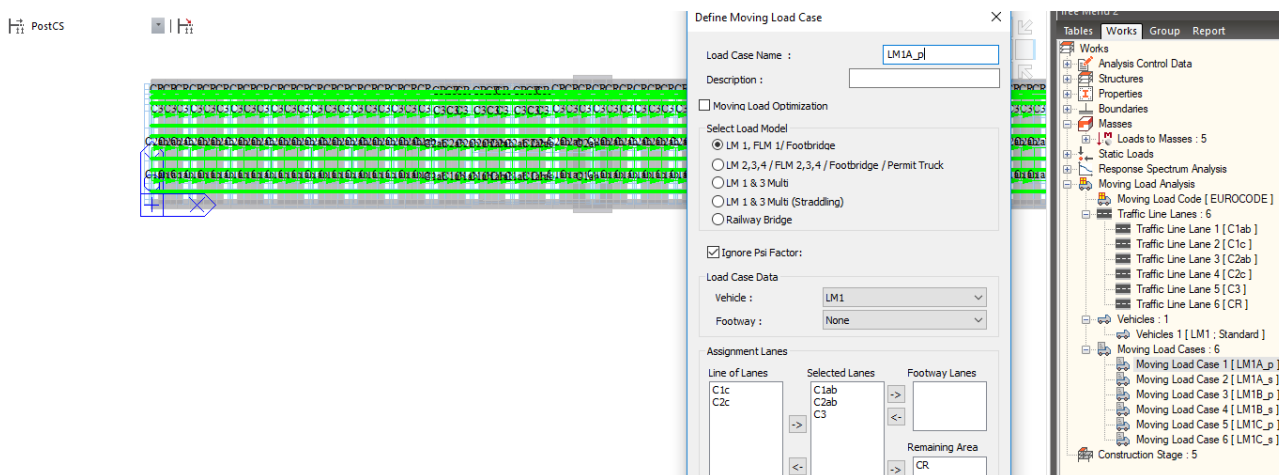


Figura 6.22 – Variabile stradale (Moving Load su schema di carico A)

## 6.6 Combinazioni di carico

Le azioni agenti sul ponte finora descritte sono combinate linearmente secondo il principio di sovrapposizione degli affetti al termine della fase CS identificata come “PostCS”, mediante opportuni coefficienti parziali di sicurezza in funzione delle combinazioni considerate.

I carichi permanenti portati di fase 3 sono definiti nel modello come “Erection Load”(ER), in modo tale da poter assegnare un coefficiente parziale di sicurezza ( $\gamma_{G2} = 1.5$ ) differente da quello del peso proprio “DL” ( $\gamma_{G1} = 1.35$ ) in combinazione SLU.

Per quanto riguarda i cedimenti come già specificato, per ottenere la combinazione di carico più gravosa si è considerato il cedimento applicato singolarmente su ciascuna pila o spalla e successivamente ne sono stati involuppati gli effetti (nelle combinazioni si indica come Ence\_CED). Analogamente per la forza centrifuga, sono stati implementati diversi casi di carico per diverse posizioni sfavorevoli e ne è stato creato l'involuppo (nelle combinazioni si indica come Ence\_q4).

Per quanto riguarda la temperatura, nel caso si consideri sia la variazione che la componente uniforme si considerano le seguenti relazioni di combinazione, il cui valore è poi moltiplicato per il coefficiente parziale e di combinazione:

$$\text{UNI EN 1991-1/5} \Rightarrow \omega_M \Delta T_{M, \text{Heat}} + \Delta T_{N, \text{Exp}} \quad \Delta T_{M, \text{Heat}} + \omega_N \Delta T_{N, \text{Exp}}$$

analogamente per  $\Delta T_{M, \text{Heat}}$  e  $\Delta T_{N, \text{Con}}$ , dove  $\omega_M = 0.75$  e  $\omega_N = 0.35$

Infine per il carico variabile stradale, si considerano due moving load per ciascun schema di carico A, B e C, contraddistinti dal pedice “s” o “p”, rispettivamente per indicare se il carico è secondario o principale. In entrambi i casi si utilizza il coefficiente 1.35 in quanto si tiene già conto all'interno del software dei coefficienti parziali  $\psi_0$  (valore frequente del carico verticale).

Nelle pagine a seguire si riportano delle tabelle con le combinazioni per gli stati limite inserite nel modello:

	TEMPERATURA				VENTO		Acc	VARIABILE STRADALE						PP	PERM. PORTATI		EFFETTI REOLOGICI		INVILUPPI q4 E Ced			
	Texp	Tcontr	Tcool	Theat	Vy-	Vz-	q3	LM1A_p	LM1A_s	LM1B_p	LM1B_s	LM1C_p	LM1C_s	DL	ER1	ER2	CRP-SEC	RIT-SEC	Enve_q4	Enve_CED		
SLU0							1.350	1.350						1.350	1.500	1.500				1.350	1.200	
SLU1				0.900	0.900	0.900									1.350	1.500	1.500	1.200	1.200			
SLU2	0.900				0.900	0.900									1.350	1.500	1.500	1.200	1.200			
SLU3		0.900			1.500	1.500					1.350				1.350	1.500	1.500	1.200	1.200			
SLU4	0.900			0.675	1.500	1.500			1.350				1.350	1.500	1.500	1.200	1.200	1.200		1.200		
SLU5	0.900			0.675	0.900	0.900			1.350				1.350	1.500	1.500	1.200	1.200	1.200		1.200		
SLU6	0.900			0.675	0.900	0.900			1.350				1.350	1.500	1.500	1.200	1.200	1.200	1.350	1.200		
SLU7	0.900			0.675	0.900	0.900	1.350					1.350		1.350	1.500	1.500	1.200	1.200		1.200		
SLU8		0.900			0.900	-0.900							1.350		1.350	1.500	1.500	1.200	1.200		1.200	
SLU9	1.500			1.125	0.900	0.900								1.350	1.350	1.500	1.500	1.200	1.200		1.200	
SLU10		1.500			0.900	-0.900								1.350	1.350	1.500	1.500	1.200	1.200		1.200	
SLU11		0.900			0.900	-0.900		1.350						1.350	1.500	1.500				1.200		
SLU12	0.900			0.675	0.900	-0.900		1.350						1.350	1.500	1.500	1.200	1.200		1.200		
SLU13		0.900			1.500	-1.500			1.350					1.350	1.500	1.500	1.200	1.200		1.200		
SLU14	0.900			0.675	0.900	-0.900			1.350					1.350	1.500	1.500	1.200	1.200	1.350	1.200		
SLU15					0.900	0.900	1.350	1.350						1.350	1.500	1.500	1.200	1.200		1.200		
SLU16					0.900	0.900			1.350						1.350	1.500	1.500	1.200	1.200		1.200	
SLU17			0.900		0.900	0.900									1.350	1.500	1.500	1.200	1.200		1.200	
SLU18	0.900			0.675	1.500	1.500				1.350					1.350	1.500	1.500	1.200	1.200		1.200	
SLU19							1.350							1.350	1.500	1.500	1.200	1.200	1.350	1.200		
SLU20										1.350					1.350	1.500	1.500	1.200	1.200		1.200	
SLU21			0.900		1.500	1.500				1.350					1.350	1.500	1.500	1.200	1.200		1.200	
SLU22			0.900		1.500	-1.500				1.350					1.000	1.000	1.000	1.200	1.200		1.200	
SLU23			0.900		1.500	-1.500	1.350		1.350					1.000	1.000	1.000	1.200	1.200		1.200		
SLU24			0.900		1.500	-1.500				1.350					1.000	1.000	1.000	1.200	1.200	1.350	1.200	
SLU25					0.900	-0.900			1.350						1.000	1.000	1.000	1.200	1.200		1.200	
SLU26					0.900	-0.900			1.350						1.000	1.000	1.000	1.200	1.200		1.200	
SLU27					1.500	-1.500	1.350					1.350		1.000	1.000	1.000	1.200	1.200		1.200		
SLU28	0.900			0.675	1.500	-1.500						1.350			1.000	1.000	1.000	1.200	1.200		1.200	
SLU29					0.900	-0.900					1.350				1.000	1.000	1.000	1.200	1.200		1.200	
SLU30					0.900	-0.900					1.350				1.000	1.000	1.000	1.200	1.200		1.200	
SLU31					1.500	-1.500								1.000	1.000	1.000	1.200	1.200		1.200		
SLU32	0.900			0.675	1.500	-1.500								1.000	1.000	1.000	1.200	1.200		1.200		

Tabella 6.1 – Combinazioni SLU

	TEMPERATURA				VENTO		Acc q3	VARIABILE STRADALE					PP	PERM. PORTATI		EFFETTI REOLOGICI		INVILUPPI q4 E Ced	
	Temp	Tcontr	Tcool	Theat	Vy-	Vz-		LM1A_p	LM1A_s	LM1B_p	LM1B_s	LM1C_p		LM1C_s	DL	ER1	ER2	CRP-SEC	RIT-SEC
CH0														1.000	1.000	1.000			
CH1				0.600	0.600	0.600		1.000						1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
CH2	0.600				0.600	0.600		1.000						1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
CH3		0.600			1.000	1.000			1.000					1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
CH4	0.600			0.450	1.000	1.000			1.000					1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
CH5	0.600			0.450	0.600	0.600	1.000		1.000					1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
CH6	0.600			0.450	0.600	0.600			1.000					1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
CH7	0.600			0.450	0.600	0.600					1.000			1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
CH8		0.600			0.600	-0.600					1.000			1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
CH9	1.000			0.750	0.600	0.600						1.000		1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
CH10		1.000			0.600	-0.600							1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
CH11		0.600			0.600	-0.600		1.000						1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
CH12	0.600			0.450	0.600	-0.600		1.000						1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
CH13		0.600			1.000	-1.000			1.000					1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
CH14	0.600			0.450	0.600	-0.600			1.000					1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
CH15					0.600	0.600		1.000						1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
CH16					0.600	0.600		1.000						1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
CH17			0.600		0.600	0.600		1.000						1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
CH18	0.600			0.450	1.000	1.000		1.000						1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
CH19									1.000					1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
CH20							1.000		1.000					1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
CH21			0.600		1.000	1.000			1.000					1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
CH22			0.600		1.000	-1.000			1.000					1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
CH23			0.600		1.000	-1.000	1.000		1.000					1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
CH24			0.600		1.000	-1.000			1.000					1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
CH25					0.600	-0.600		1.000						1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
CH26					0.600	-0.600		1.000						1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
CH27					1.000	-1.000					1.000			1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
CH28	0.600			0.450	1.000	-1.000					1.000			1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
CH29					0.600	-0.600				1.000				1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
CH30					0.600	-0.600				1.000				1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
CH31					1.000	-1.000								1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
CH32	0.600			0.450	1.000	-1.000								1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000

Tabella 6.2 – Combinazioni SLE-CH

	TEMPERATURA				VENTO		Acc	VARIABILE STRADALE						PP	PERM. PORTATI		EFFETTI REOLOGICI		INVILUPPI q4 E Ced	
	Temp	Tcontr	Tcool	Theat	Vy-	Vz-	q3	LM1A_p	LM1A_s	LM1B_p	LM1B_s	LM1C_p	LM1C_s	DL	ER1	ER2	CRP-SEC	RIT-SEC	Enve_q4	Enve_CED
FR0														1.000	1.000					
FR1														1.000	1.000	1.000				
FR2	0.500							1.000						1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		1.000
FR3		0.500						1.000						1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		1.000
FR4			0.500					1.000						1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		1.000
FR5				0.500				1.000						1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		1.000
FR6	0.500							1.000						1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		1.000
FR7		0.500						1.000						1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		1.000
FR8			0.600											1.000	1.000		1.000	1.000		
FR9				0.600										1.000	1.000		1.000	1.000		
FR10					0.600									1.000	1.000		1.000	1.000		
FR11						0.600								1.000	1.000		1.000	1.000		
FR12	0.600													1.000	1.000		1.000	1.000		
FR13		0.600	0.450											1.000	1.000		1.000	1.000		
FR14	0.500				0.200	0.200								1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		1.000
FR15		0.500			0.200	0.200								1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		1.000
FR16			0.500		0.200	0.200								1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		1.000
FR17				0.500	0.200	0.200								1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		1.000
FR18	0.500				0.200	0.200								1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		1.000
FR19		0.500	0.375		0.200	0.200								1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		1.000
FR20	0.500				0.200	-0.200								1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
FR21		0.500			0.200	-0.200								1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
FR22			0.500		0.200	-0.200								1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
FR23				0.500	0.200	-0.200								1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
FR24	0.500				0.200	-0.200								1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
FR25		0.500	0.375		0.200	-0.200								1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		

Tabella 6.3 – Combinazioni SLE-FR

	TEMPERATURA				VENTO		Acc	VARIABILE STRADALE						PP	PERM. PORTATI		EFFETTI REOLOGICI		INVILUPPI q4 E Ced	
	Temp	Tcontr	Tcool	Theat	Vy-	Vz-	q3	LM1A_p	LM1A_s	LM1B_p	LM1B_s	LM1C_p	LM1C_s	DL	ER1	ER2	CRP-SEC	RIT-SEC	Enve_q4	Enve_CED
QP0														1.000	1.000					
QP1														1.000	1.000	1.000				
QP2	0.500													1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		1.000
QP3		0.500												1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		1.000
QP4			0.500											1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		1.000
QP5				0.500										1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		1.000
QP6	0.500													1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		1.000
QP7		0.500	0.375											1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		1.000
QP8	0.500													1.000	1.000		1.000	1.000		
QP9		0.500												1.000	1.000		1.000	1.000		
QP10			0.500											1.000	1.000		1.000	1.000		
QP11				0.500										1.000	1.000		1.000	1.000		
QP12	0.500													1.000	1.000		1.000	1.000		
QP13		0.500	0.375											1.000	1.000		1.000	1.000		

Tabella 6.4 – Combinazioni SLE-QP

Per le combinazioni sismiche al fine di tenere in conto della temperatura (con coefficiente 0.5) si crea un inviluppo indicato come Enve\_T.

TMP1	0.500			
TMP2		0.500		
TMP3			0.500	
TMP4				0.500
TMP5	0.500			0.375
TMP6		0.500	0.375	

		TMP1	TMP2	TMP3	TMP4	TMP5
Enve_T	Envelope	1	1	1	1	1



	VS	SISMA									PP	PERM.				REOLOGICI		Invilppi	
	VS	EVX	EVY	EVZ	ECX	ECY	ECZ	EDX	EDY	EDZ	DL	ER1	ER2	CRP	RIT	Enve_T	Enve_CED		
SLD1	0.200							1			1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
SLD2	0.200							-1			1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
SLD3	0.200							1	0.3	0.3	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
SLD4	0.200							1	-0.3	-0.3	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
SLD5	0.200							1	-0.3	0.3	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
SLD6	0.200							1	0.3	-0.3	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
SLD7	0.200							-1	0.3	0.3	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
SLD8	0.200							-1	-0.3	-0.3	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
SLD9	0.200							-1	-0.3	0.3	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
SLD10	0.200							-1	0.3	-0.3	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
SLD11	0.200								1		1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
SLD12	0.200								-1		1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
SLD13	0.200							0.3	1	0.3	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
SLD14	0.200							-0.3	1	-0.3	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
SLD15	0.200							-0.3	1	0.3	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
SLD16	0.200							0.3	1	-0.3	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
SLD17	0.200							0.3	-1	0.3	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
SLD18	0.200							-0.3	-1	-0.3	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
SLD19	0.200							-0.3	-1	0.3	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
SLD20	0.200							0.3	-1	-0.3	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
SLD21	0.200									1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
SLD22	0.200									-1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
SLD23	0.200							0.3	0.3	1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
SLD24	0.200							-0.3	-0.3	1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
SLD25	0.200							-0.3	0.3	1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
SLD26	0.200							0.3	-0.3	1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
SLD27	0.200							0.3	0.3	-1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
SLD28	0.200							-0.3	-0.3	-1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
SLD29	0.200							-0.3	0.3	-1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
SLD30	0.200							0.3	-0.3	-1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		

Tabella 6.5 – Combinazioni SLD

	VS	SISMA									PP	PERM.		REOLOGICI		Invilppi	
	VS	EVX	EVY	EVZ	ECX	ECY	ECZ	EDX	EDY	EDZ	DL	ER1	ER2	CRP	RIT	Enve_T	Enve_CED
SLV1	0.200	1									1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLV2	0.200	-1									1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLV3	0.200	1	0.3	0.3							1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLV4	0.200	1	-0.3	-0.3							1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLV5	0.200	1	-0.3	0.3							1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLV6	0.200	1	0.3	-0.3							1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLV7	0.200	-1	0.3	0.3							1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLV8	0.200	-1	-0.3	-0.3							1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLV9	0.200	-1	-0.3	0.3							1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLV10	0.200	-1	0.3	-0.3							1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLV11	0.200		1								1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLV12	0.200		-1								1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLV13	0.200	0.3	1	0.3							1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLV14	0.200	-0.3	1	-0.3							1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLV15	0.200	-0.3	1	0.3							1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLV16	0.200	0.3	1	-0.3							1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLV17	0.200	0.3	-1	0.3							1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLV18	0.200	-0.3	-1	-0.3							1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLV19	0.200	-0.3	-1	0.3							1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLV20	0.200	0.3	-1	-0.3							1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLV21	0.200			1							1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLV22	0.200			-1							1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLV23	0.200	0.3	0.3	1							1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLV24	0.200	-0.3	-0.3	1							1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLV25	0.200	-0.3	0.3	1							1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLV26	0.200	0.3	-0.3	1							1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLV27	0.200	0.3	0.3	-1							1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLV28	0.200	-0.3	-0.3	-1							1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLV29	0.200	-0.3	0.3	-1							1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLV30	0.200	0.3	-0.3	-1							1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000

Tabella 6.6 – Combinazioni SLV

	VS	EVX	EVY	EVZ	ECX	ECY	ECZ	EDX	EDY	EDZ	DL	ER1	ER2	CRP	RIT	Enve_T	Enve_CED
SLC1	0.200				1						1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLC2	0.200				-1						1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLC3	0.200				1	0.3	0.3				1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLC4	0.200				1	-0.3	-0.3				1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLC5	0.200				1	-0.3	0.3				1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLC6	0.200				1	0.3	-0.3				1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLC7	0.200				-1	0.3	0.3				1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLC8	0.200				-1	-0.3	-0.3				1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLC9	0.200				-1	-0.3	0.3				1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLC10	0.200				-1	0.3	-0.3				1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLC11	0.200					1					1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLC12	0.200					-1					1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLC13	0.200				0.3	1	0.3				1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLC14	0.200				-0.3	1	-0.3				1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLC15	0.200				-0.3	1	0.3				1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLC16	0.200				0.3	1	-0.3				1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLC17	0.200				0.3	-1	0.3				1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLC18	0.200				-0.3	-1	-0.3				1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLC19	0.200				-0.3	-1	0.3				1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLC20	0.200				0.3	-1	-0.3				1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLC21	0.200						1				1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLC22	0.200						-1				1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLC23	0.200				0.3	0.3	1				1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLC24	0.200				-0.3	-0.3	1				1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLC25	0.200				-0.3	0.3	1				1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLC26	0.200				0.3	-0.3	1				1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLC27	0.200				0.3	0.3	-1				1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLC28	0.200				-0.3	-0.3	-1				1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLC29	0.200				-0.3	0.3	-1				1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SLC30	0.200				0.3	-0.3	-1				1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000

Tabella 6.7 – Combinazioni SLC

	TEMPERATURA				VENTO		Acc	VARIABILE STRADALE						pp	PERM. PORTATI		EFFETTI REOLOGICI		INVILUPPI q4 E Ced	
	Temp	Tcontr	Tcool	Theat	Vy-	Vz-	q3	LM1A_p	LM1A_s	LM1B_p	LM1B_s	LM1C_p	LM1C_s	DL	ER1	ER2	CRP-SEC	RIT-SEC	Enve_q4	Enve_CED
A0														1.000	1.000					
A1														1.000	1.000	1.000				
A2	0.500													1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		1.000
A3		0.500												1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		1.000
A4			0.500											1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		1.000
A5				0.500										1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		1.000
A6	0.500			0.375										1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		1.000
A7		0.500	0.375											1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		1.000
A8	0.500													1.000	1.000		1.000	1.000		
A9		0.500												1.000	1.000		1.000	1.000		
A10			0.500											1.000	1.000		1.000	1.000		
A11				0.500										1.000	1.000		1.000	1.000		
A12	0.500			0.375										1.000	1.000		1.000	1.000		
A13		0.500	0.375											1.000	1.000		1.000	1.000		

Tabella 6.8 – Combinazioni Eccezionali - SLA

## 7. ANALISI DEI RISULTATI

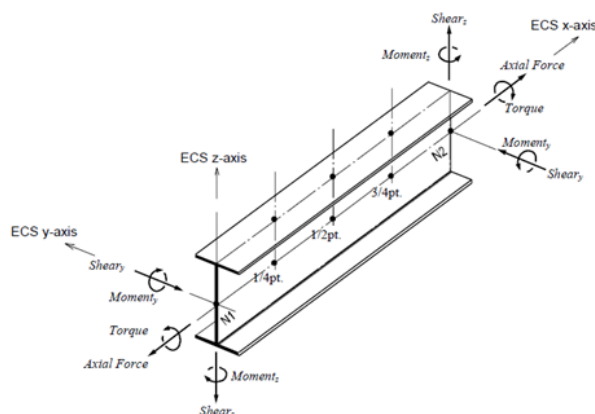
Si descrivono le unità di misura adottate:

- Lunghezze m
- Carichi kN, kN/m, kN/m<sup>2</sup>
- Peso per unità di volume kN/m<sup>3</sup>
- Momenti flettenti kNm
- Sforzo assiali al metro di lunghezza kN
- Azioni taglianti al metro di lunghezza kN
- Massa ton | kN/g

### 7.1 Chiave di lettura dell'output

Nei modelli ad elementi finiti si farà ricorso alle seguenti convenzioni:

RISULTATI DI ANALISI STRUTTURALI	
DX, DY, DZ	Spostamenti nodali nelle dimensioni lineari del modello.
RX, RY, RZ	Rotazioni, in radianti.
Axial Force	Sforzi normali di compressione (negativi) e di trazione (positivi)
My, Mz	Momenti flettenti (My e Mz) nei piani principali d'inerzia rispett. xz e yz.
Shear y, Shear z	Sforzi di taglio nelle direzioni locali rispettivamente y e z.
Torque	Momenti torcenti alle due estremità della trave.



Con elemento "Truss" si intenderà un elemento dotato di sola rigidezza assiale avente 3 gradi di libertà per nodo, mentre con elemento "Beam" si intenderà un elemento dotato di rigidezza assiale, flessionale e torsionale dotato di 6 gradi di libertà per ciascun nodo.

Le lettere maiuscole X, Y, Z identificano i tre assi del sistema di riferimento globale, mentre le lettere minuscole x, y, z identificano i tre assi del sistema di riferimento locale.

## 7.2 Peso della struttura

Di seguito si riporta una tabella di sintesi che riporta i pesi permanenti a cui è soggetta la struttura:

• Peso carpenteria:	G1m	= 18218.60 kN
• Peso soletta in c.a.:	G1s	= 34608.10 kN
• Peso permanenti portati + pavim.:	G2p	= 18572.62 kN
<hr/>		
	G <sub>TOT</sub>	≈ 71400.00 kN

Considerata l'area complessiva di impalcato pari a circa 4850mq, si ha un peso della carpenteria metallica pari a circa 380kg/mq.

### 7.3 Risultati dell'analisi modale

Nel seguito si riportano i principali risultati dell'analisi modale. Come metodo per la ricerca dei modi di vibrare, nonché dei periodi, visto l'elevato numero di gradi di libertà, è stato adottato il metodo di Rayleigh-Ritz, il quale consente di ridurre il numero di gradi di libertà, raggiungendo con un numero minore di modi, una massa partecipante totale superiore all'85%. La combinazione modale utilizzata è la combinazione quadratica completa CQC, in accordo alle NTC18 al §7.3.3.1. Come descritto in analisi dei carichi, sono state considerate anche le masse sismiche dei carichi variabili da traffico stradale con un fattore di scala pari a 0.2.

Nella tabella sottostante, si riportano i risultati dell'analisi modale:

Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
EIGENVALUE ANALYSIS							
	Mode No	Frequency (rad/sec)	Frequency (cycle/sec)	Period (sec)	Tolerance		
	1	2.841062	0.452169	2.211562	0.0000e+00		
	2	3.046048	0.484794	2.062733	0.0000e+00		
	3	3.299508	0.525133	1.904279	0.0000e+00		
	4	3.638288	0.579051	1.726962	0.0000e+00		
	5	4.319609	0.687487	1.454573	0.0000e+00		
	6	5.790196	0.921538	1.085142	0.0000e+00		
	7	7.876773	1.253627	0.797685	0.0000e+00		
	8	8.493140	1.351725	0.739795	0.0000e+00		
	9	8.648264	1.376414	0.726526	0.0000e+00		
	10	8.858562	1.409884	0.709278	0.0000e+00		
	11	9.365510	1.490567	0.670886	0.0000e+00		
	12	9.649765	1.535808	0.651123	0.0000e+00		
	13	9.877004	1.571974	0.636143	0.0000e+00		
	14	9.953684	1.584178	0.631242	0.0000e+00		
	15	10.015183	1.593966	0.627366	0.0000e+00		
	16	10.804281	1.719555	0.581546	0.0000e+00		
	17	11.722254	1.865655	0.536005	0.0000e+00		
	18	12.254288	1.950331	0.512734	0.0000e+00		
	19	12.791118	2.035770	0.491215	0.0000e+00		
	20	13.733064	2.185685	0.457522	0.0000e+00		
	21	13.949502	2.220132	0.450424	0.0000e+00		
	22	14.450602	2.299885	0.434804	0.0000e+00		
	23	15.061342	2.397087	0.417173	0.0000e+00		
	24	15.393275	2.449916	0.408177	0.0000e+00		
	25	15.623612	2.486575	0.402160	0.0000e+00		
	26	15.698843	2.498548	0.400232	0.0000e+00		
	27	16.068197	2.557333	0.391032	0.0000e+00		
	28	16.091486	2.561039	0.390466	0.0000e+00		
	29	16.905646	2.690617	0.371662	0.0000e+00		
	30	17.100781	2.721674	0.367421	0.0000e+00		
	31	17.291702	2.752060	0.363364	0.0000e+00		
	32	18.107696	2.881929	0.346990	0.0000e+00		
	33	19.285326	3.069355	0.325801	0.0000e+00		

Tabella 7.1 – Periodi e modi di vibrare

	Node	Mode	UX		UY		UZ		RX		RY		RZ	
	MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
		Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
			MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
		1	66.14	66.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.14	0.14	0.00	0.00
		2	0.00	66.15	50.20	50.21	0.00	0.00	19.79	19.80	0.00	0.14	0.12	0.12
		3	0.00	66.15	0.01	50.21	0.00	0.00	0.01	19.81	0.00	0.14	64.11	64.23
		4	0.00	66.15	8.93	59.15	0.00	0.00	0.05	19.86	0.00	0.14	0.65	64.88
		5	0.00	66.15	0.04	59.19	0.00	0.00	0.00	19.86	0.00	0.14	4.76	69.64
		6	0.00	66.15	0.10	59.29	0.00	0.00	0.01	19.87	0.00	0.14	0.00	69.65
		7	0.01	66.16	0.00	59.29	0.00	0.00	0.00	19.87	0.00	0.14	0.04	69.69
		8	1.69	67.84	0.00	59.29	0.00	0.00	0.00	19.87	0.00	0.14	0.00	69.69
		9	2.67	70.51	0.00	59.29	0.00	0.00	0.00	19.87	0.00	0.14	0.00	69.69
		10	3.27	73.78	0.00	59.29	0.00	0.00	0.00	19.87	0.00	0.14	0.00	69.69
		11	3.23	77.01	0.00	59.29	0.00	0.00	0.00	19.87	0.00	0.15	0.00	69.69
		12	0.08	77.09	0.00	59.29	0.00	0.00	0.00	19.87	0.10	0.24	0.00	69.69
		13	3.40	80.48	0.00	59.29	0.00	0.00	0.00	19.87	0.00	0.25	0.00	69.69
		14	0.02	80.51	0.00	59.29	0.00	0.01	0.01	19.88	0.00	0.25	0.00	69.69
		15	0.00	80.51	0.00	59.29	0.03	0.03	0.00	19.89	0.01	0.25	0.00	69.70
		16	0.00	80.51	0.00	59.29	0.09	0.13	0.00	19.89	0.01	0.26	0.00	69.70
		17	0.00	80.51	0.00	59.29	0.00	0.13	0.01	19.90	0.15	0.41	0.00	69.70
		18	0.00	80.51	0.00	59.29	0.00	0.13	0.00	19.90	0.80	1.21	0.00	69.70
		19	0.00	80.51	0.00	59.29	0.08	0.21	0.00	19.90	0.14	1.35	0.00	69.70
		20	0.00	80.51	0.00	59.29	0.04	0.25	0.00	19.90	0.00	1.35	0.01	69.71
		21	0.00	80.51	0.00	59.29	0.59	0.83	0.15	20.06	0.00	1.35	0.00	69.71
		22	0.00	80.51	0.00	59.29	0.33	1.16	0.02	20.07	0.14	1.49	0.00	69.71
		23	0.00	80.51	0.52	59.81	0.00	1.16	0.05	20.12	0.02	1.51	0.01	69.72
		24	0.00	80.51	7.06	66.87	0.00	1.16	0.64	20.76	0.00	1.51	0.06	69.78
		25	0.00	80.51	0.07	66.94	0.01	1.17	0.00	20.76	2.14	3.65	0.02	69.81
		26	0.00	80.51	1.15	68.10	0.00	1.17	0.07	20.84	0.12	3.76	1.50	71.31
		27	0.00	80.51	1.10	69.20	0.10	1.27	0.17	21.01	7.77	11.53	0.24	71.55
		28	0.00	80.51	4.00	73.20	0.04	1.31	0.11	21.12	2.11	13.64	0.61	72.16
		29	0.00	80.51	0.01	73.21	0.42	1.73	2.76	23.87	0.22	13.87	0.02	72.18
		30	0.00	80.51	3.93	77.14	0.01	1.74	0.02	23.89	0.00	13.87	4.86	77.04
		31	0.00	80.51	0.00	77.15	23.39	25.13	0.01	23.90	0.16	14.03	0.00	77.04
		32	0.00	80.51	4.47	81.62	0.00	25.13	0.01	23.91	0.00	14.03	4.65	81.69
		33	0.00	80.51	0.01	81.63	0.00	25.13	0.00	23.92	0.00	14.03	0.13	81.82
		34	0.00	80.51	0.00	81.63	0.88	26.01	0.01	23.92	0.02	14.05	0.00	81.82
		35	0.00	80.51	0.00	81.63	1.48	27.49	0.00	23.92	3.10	17.14	0.00	81.82
		36	0.00	80.51	0.00	81.64	1.00	28.49	0.14	24.06	0.69	17.83	0.00	81.82
		37	0.00	80.51	0.00	81.64	6.49	34.98	0.28	24.34	13.37	31.21	0.00	81.82
		38	0.00	80.51	0.00	81.64	2.29	37.28	1.02	25.36	0.09	31.30	0.00	81.82
		39	0.00	80.51	0.00	81.64	3.24	40.52	1.60	26.95	10.54	41.83	0.00	81.82
		40	0.00	80.51	0.00	81.64	0.02	40.54	0.01	26.96	3.83	45.66	0.00	81.82
		41	0.00	80.51	0.00	81.64	0.00	40.54	0.00	26.96	0.13	45.78	0.00	81.82
		42	0.00	80.51	0.00	81.64	0.01	40.55	0.02	26.98	0.01	45.79	0.00	81.82
		43	0.00	80.51	0.00	81.64	0.02	40.56	0.00	26.98	0.04	45.83	0.00	81.82
		44	0.00	80.51	0.00	81.64	0.06	40.63	0.17	27.15	0.06	45.89	0.00	81.82
		45	0.00	80.51	0.00	81.64	0.00	40.63	0.00	27.15	0.00	45.89	0.00	81.82
		46	0.00	80.51	0.00	81.64	0.06	40.68	1.10	28.25	0.03	45.92	0.00	81.82
		47	0.00	80.51	0.00	81.64	11.42	52.11	0.00	28.25	0.00	45.92	0.00	81.82
		48	0.00	80.51	0.00	81.64	9.24	61.35	0.00	28.25	0.07	45.99	0.00	81.82
		49	5.87	86.38	0.00	81.64	0.04	61.38	0.00	28.26	0.07	46.07	0.00	81.82
		50	4.88	91.26	0.02	81.66	0.59	61.97	0.18	28.44	0.52	46.58	0.00	81.82
		51	0.02	91.27	9.34	91.00	0.03	62.00	59.16	87.60	0.00	46.59	0.01	81.84
		52	0.17	91.45	0.04	91.04	23.75	85.74	0.37	87.98	0.02	46.61	0.00	81.84

Tabella 7.2 – Masse partecipanti

Dalla tabella sopra si osserva che per il raggiungimento di una massa partecipante superiore all'85% in X, Y e Z sono necessario n.52 modi. Inoltre si nota che i primi tre periodi con maggiore massa partecipante sono:

- traslazionale in X con periodo  $T_1 = 2.21$  sec e massa partecipante pari a 66.14%;

- traslazionale in Y con periodo  $T_2 = 2.06$  sec e massa partecipante pari a 50.21%;
- rotazionale attorno a Z con periodo  $T_3 = 1.90$  sec e massa partecipante pari a 64.11%;

mentre il primo modo traslazione in direzione Z si ha al n.31 con periodo  $T=2.75$ sec e massa partecipante pari al 25.13%.

A seguire si illustrano delle immagini che mostrano i principali modi di vibrare:

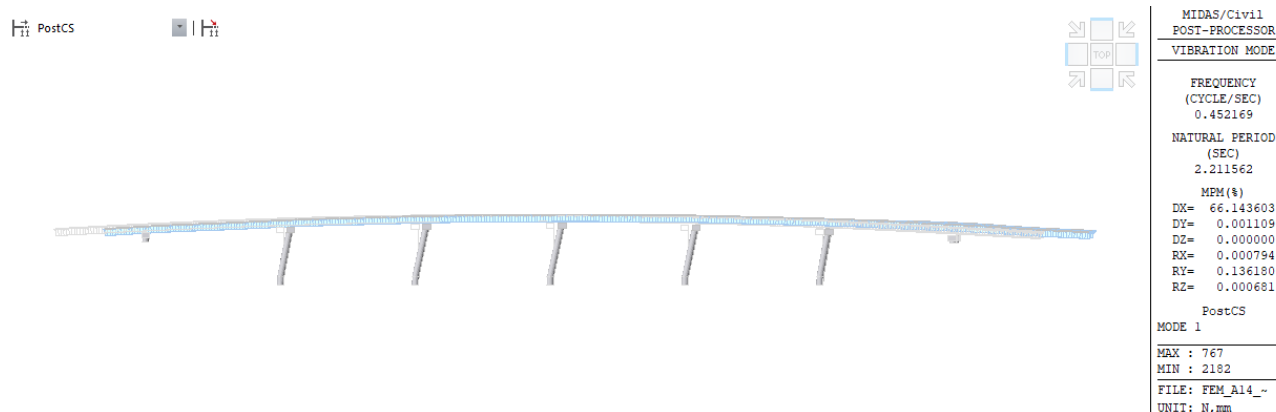


Figura 7.1 – 1° Modo di vibrare in direzione X

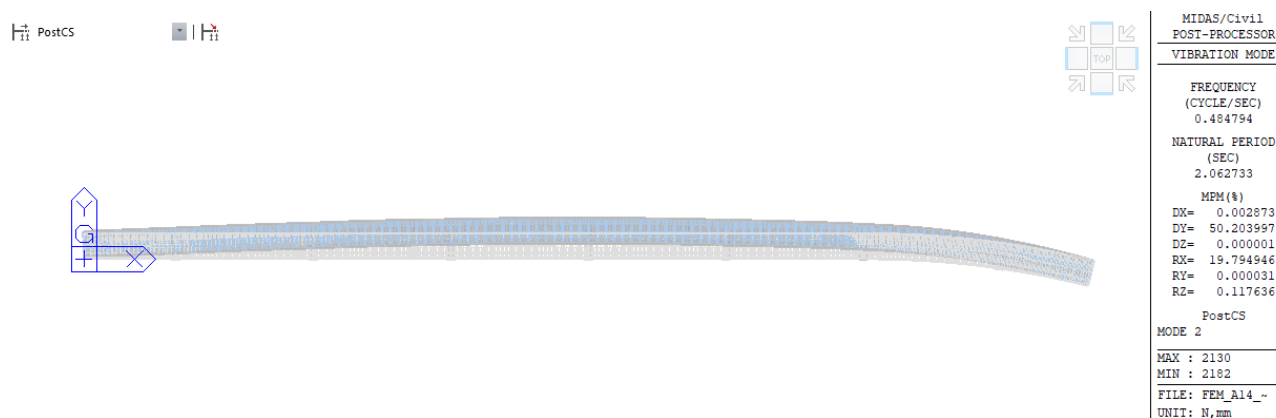


Figura 7.2 – 2° Modo di vibrare in direzione Y

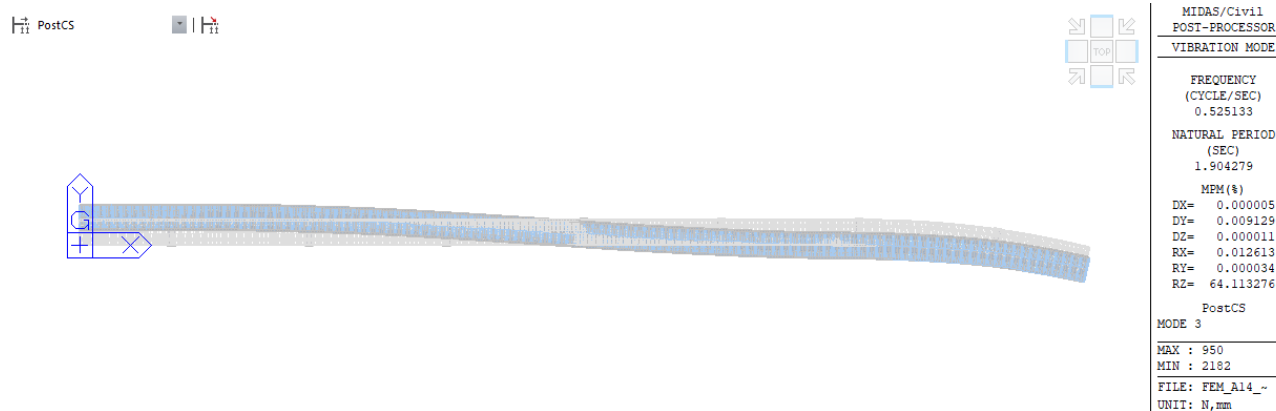


Figura 7.3 – 32° Modo di vibrare rotazionale attorno a Z

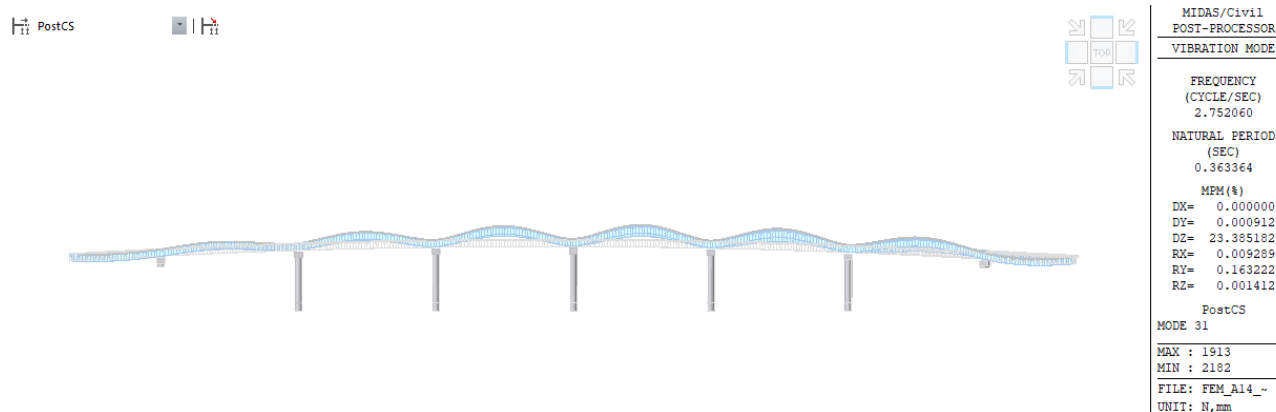


Figura 7.4 – 32° Modo di vibrare in direzione Z



## 7.4 Diagrammi di sollecitazioni da azioni elementari

Si riportano di seguito una serie di screenshots che mostrano i diagrammi di sollecitazioni per le principali azioni elementari.

### Peso proprio + permanenti portati:

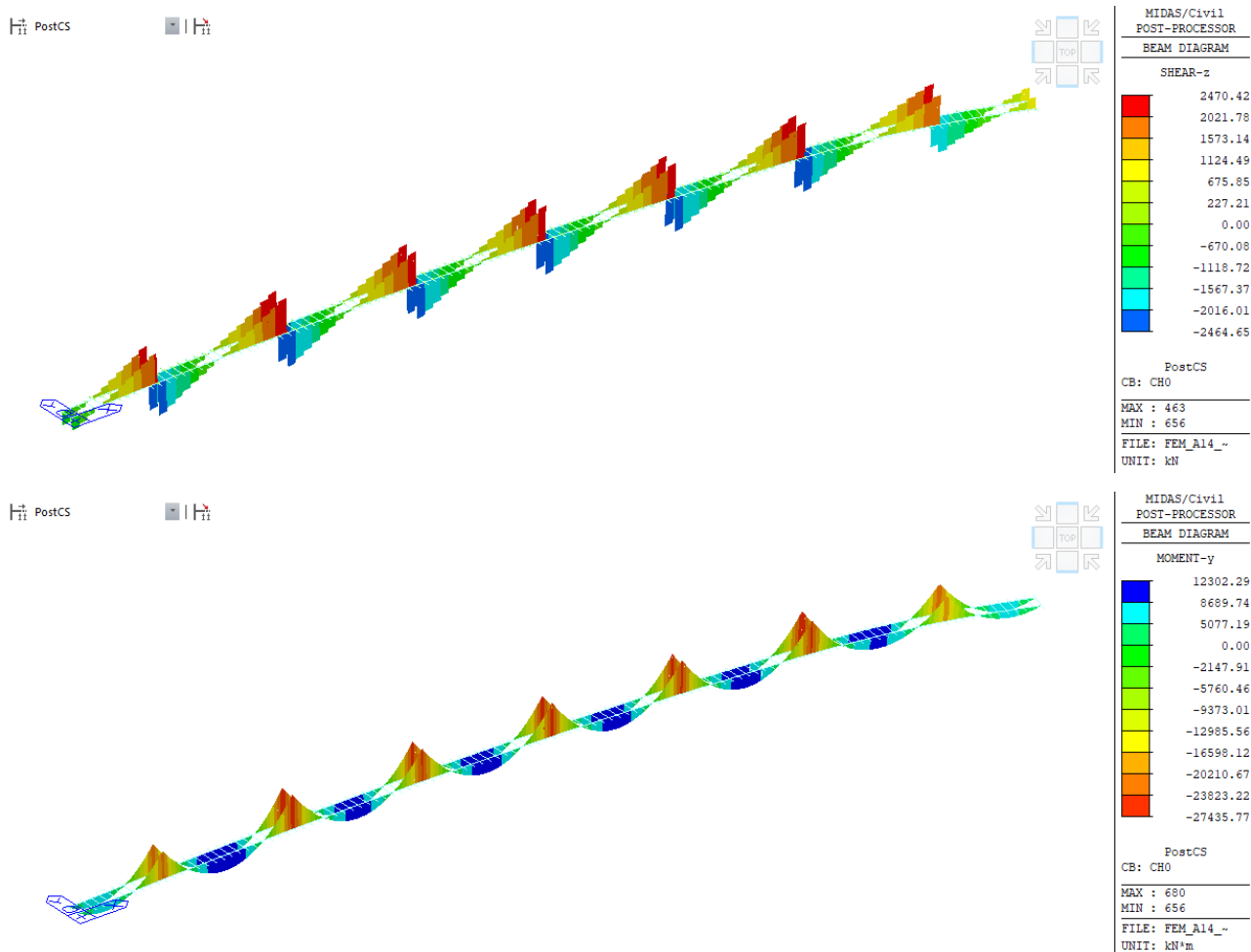
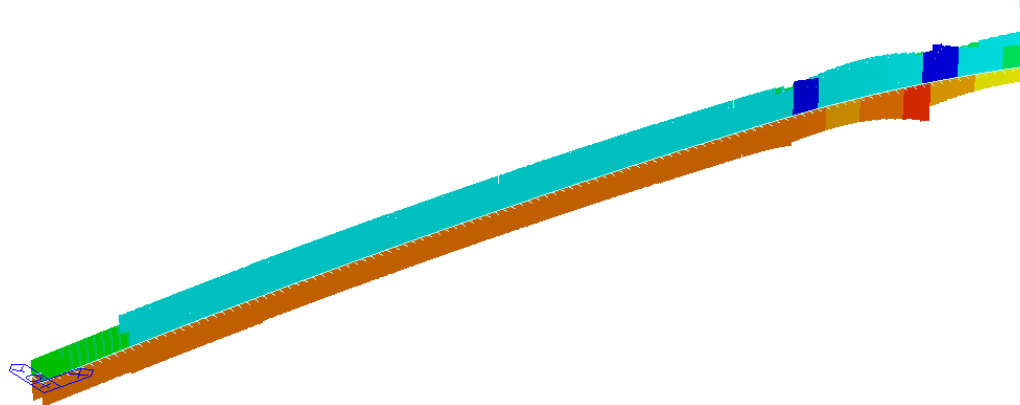


Figura 7.5 – Diagramma dei tagli e dei momenti da peso proprio + permanenti portati

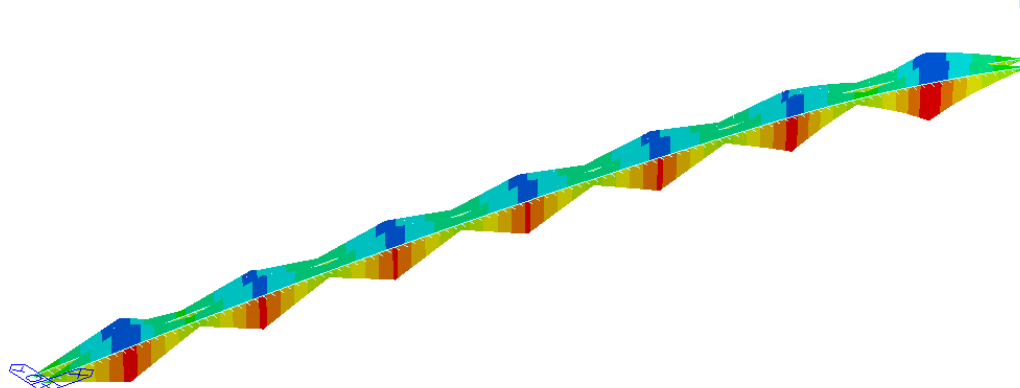
### Inviluppo dei cedimenti:

PostCS



MIDAS/Civil POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
SHEAR-z	
52.88	
43.19	
33.50	
23.82	
14.13	
0.00	
-5.25	
-14.94	
-24.63	
-34.32	
-44.00	
-53.69	
PostCS	
CBALL: ENV_CED	
MAX : 322	
MIN : 321	
FILE: FEM_A14_~	
UNIT: kN	

PostCS



MIDAS/Civil POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y	
1541.10	
1311.18	
1081.27	
851.35	
621.44	
391.52	
161.60	
0.00	
-298.23	
-528.14	
-758.06	
-987.98	
PostCS	
CBALL: ENV_CED	
MAX : 322	
MIN : 322	
FILE: FEM_A14_~	
UNIT: kN*m	

Figura 7.6 – Diagramma dei tagli e dei momenti derivanti da cedimenti

### Vento di direzione Y:

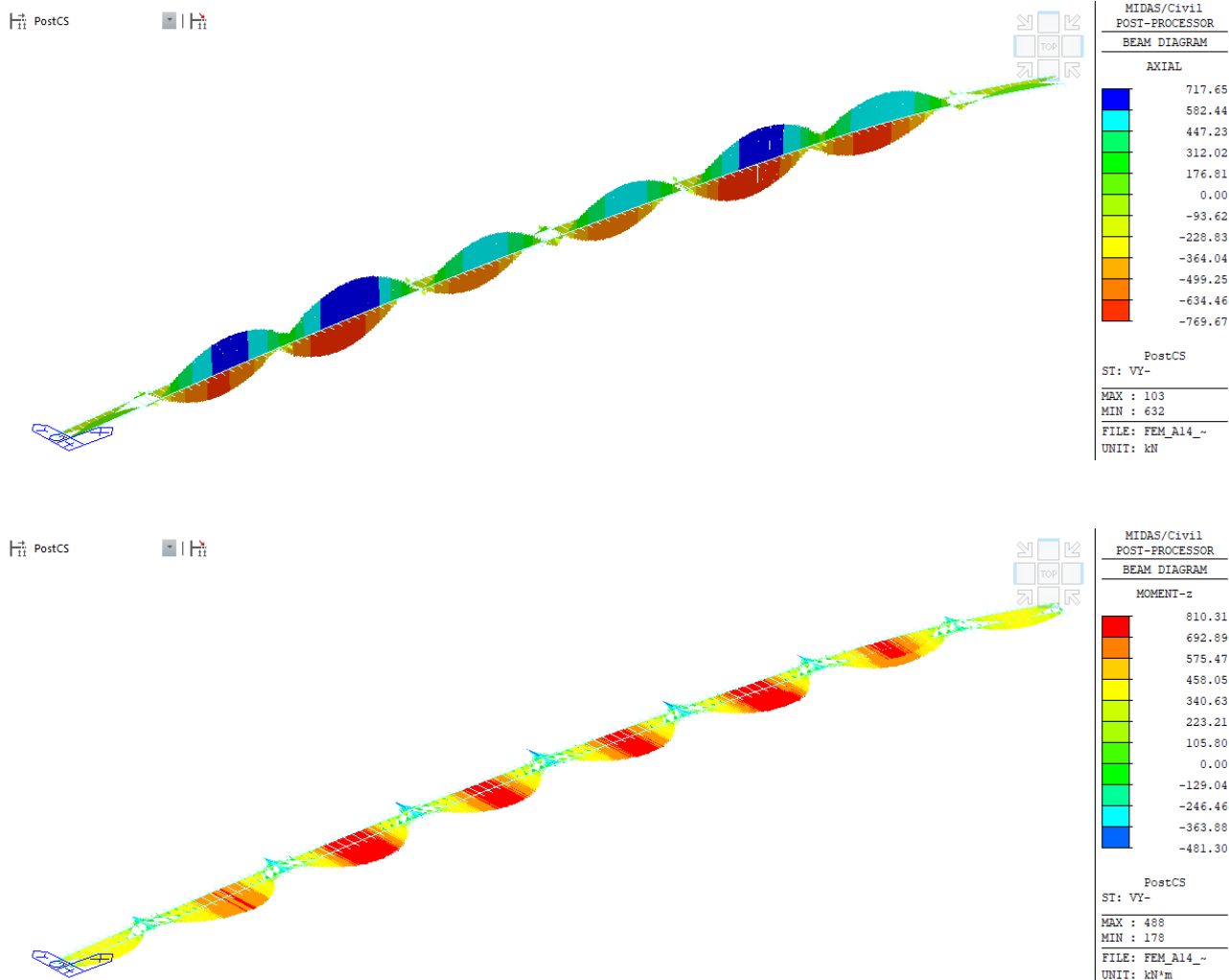


Figura 7.7 – Diagramma dello sforzo normale e momento per carico da vento in direzione Y

### Moving Load (Configurazione trasversale A):

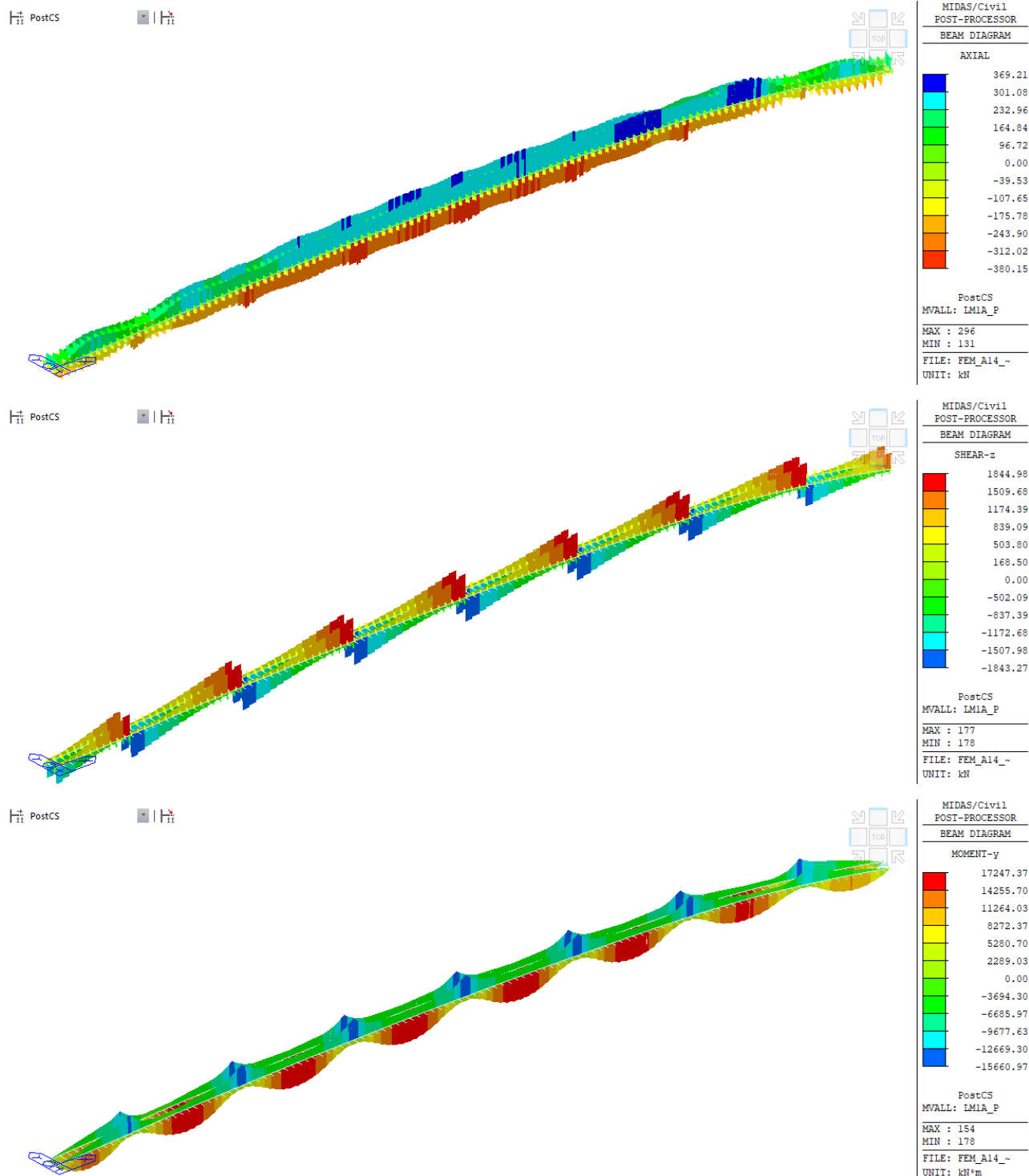


Figura 7.8 – Diagramma dello sforzo normale, taglio e momento per carico stradale (config. A)

### Moving Load FLM3 (per verifiche di fatica):

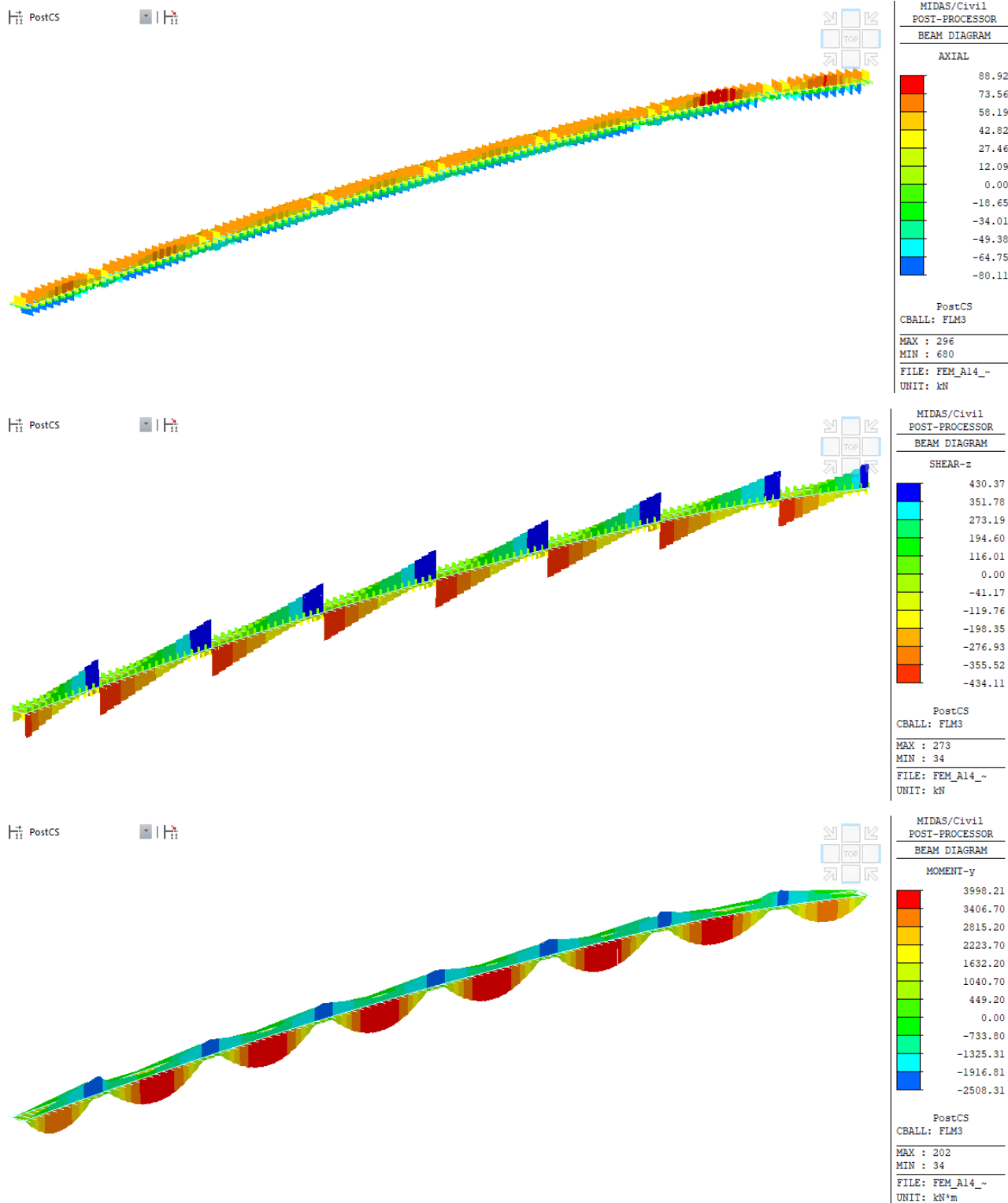


Figura 7.9 – Diagramma dello sforzo normale, taglio e momento per carico stradale (FLM3) da fatica

## 7.5 Diagrammi di sollecitazioni da inviluppo delle combinazioni

Si riportano di seguito una serie di screenshots che mostrano gli inviluppi delle principali sollecitazioni per diversi stati limite.

### 7.5.1 Stato Limite di Resistenza (SLR = SLU + SLV)

#### TRAVI PRINCIPALI:

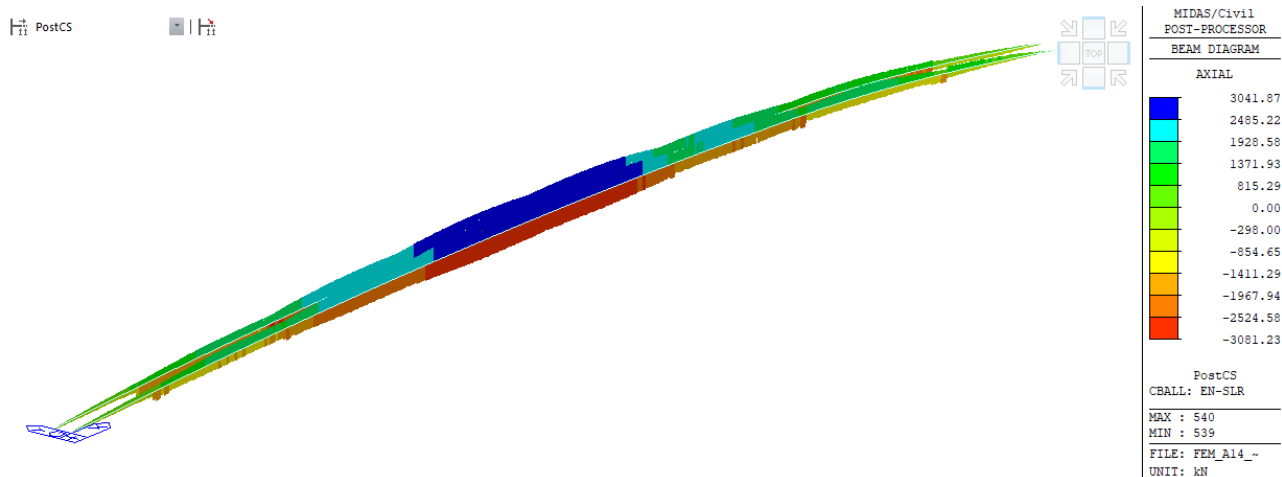


Figura 7.10 – Travi principali: Inviluppo SLR (SLU+SLV) - Sforzo normale Fx (kN)

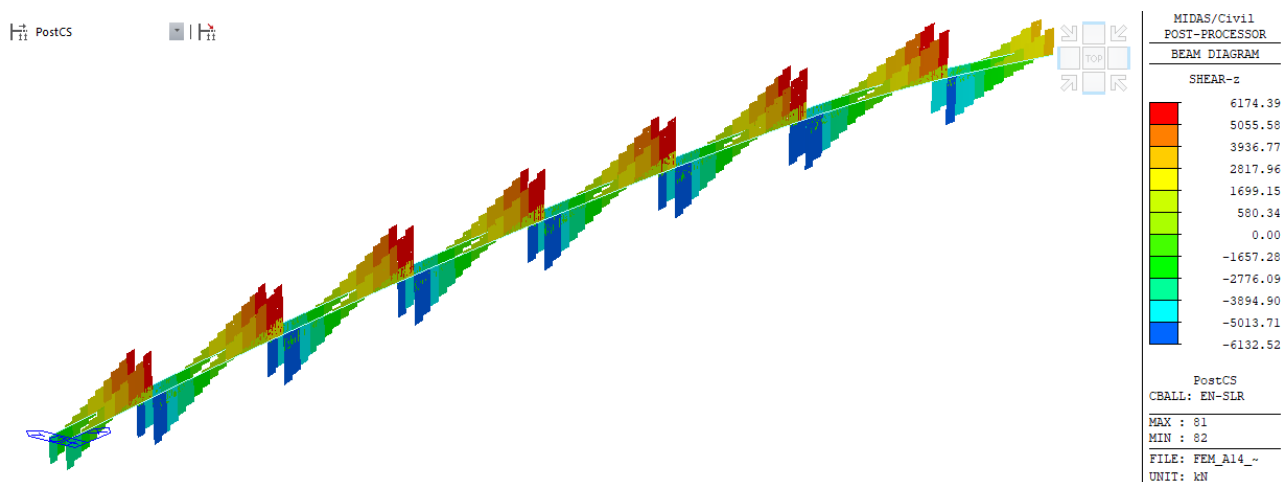


Figura 7.11 – Travi principali: Inviluppo SLR (SLU+SLV) - Taglio Fz (kN)

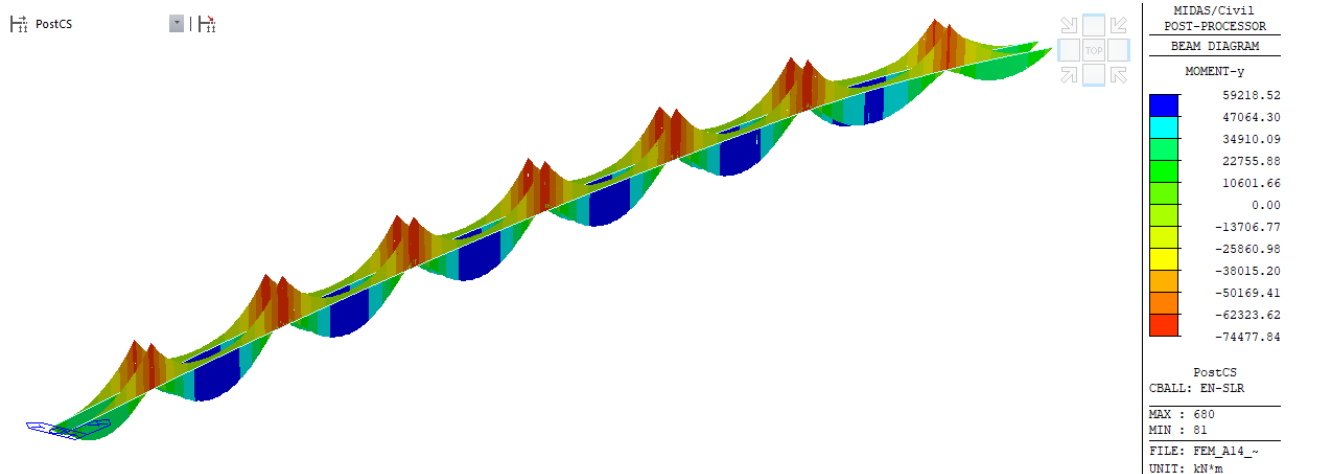


Figura 7.12 – Travi principali: Involuppo SLR (SLU+SLV) - Momento flettente  $M_y$  (kNm)

## TRAVERSI:

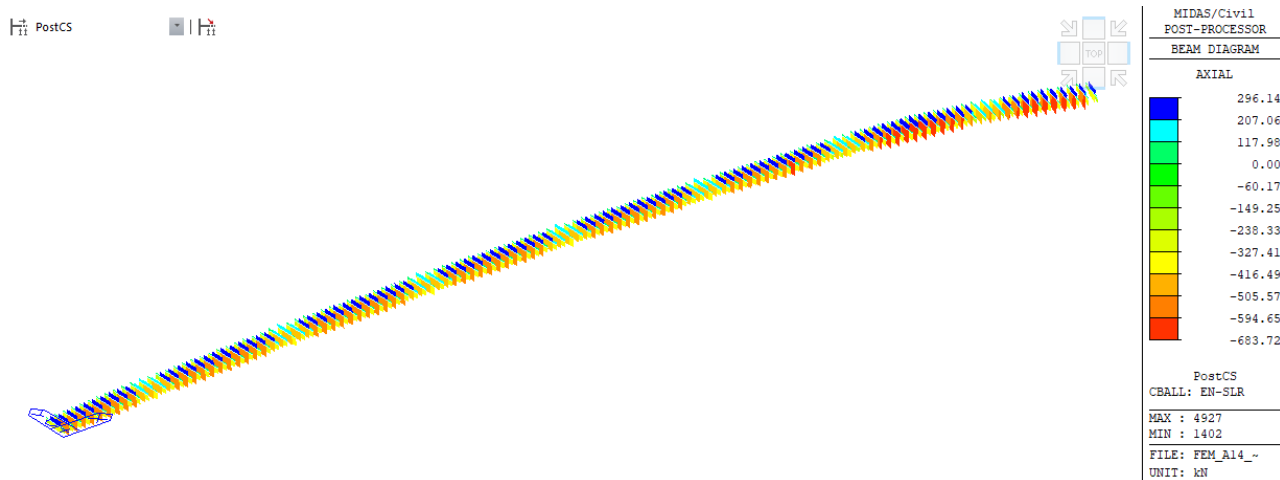


Figura 7.13 – Travi principali: Involuppo SLR (SLU+SLV) -  $F_x$  (kN)

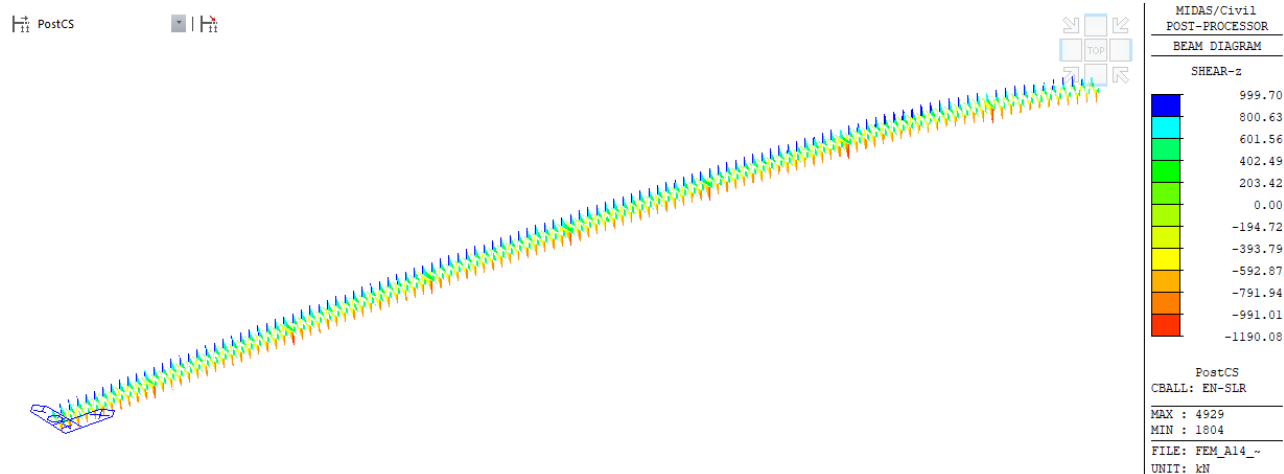


Figura 7.14 – Travi principali: Involuppo SLR (SLU+SLV) - Taglio Fz (kN)

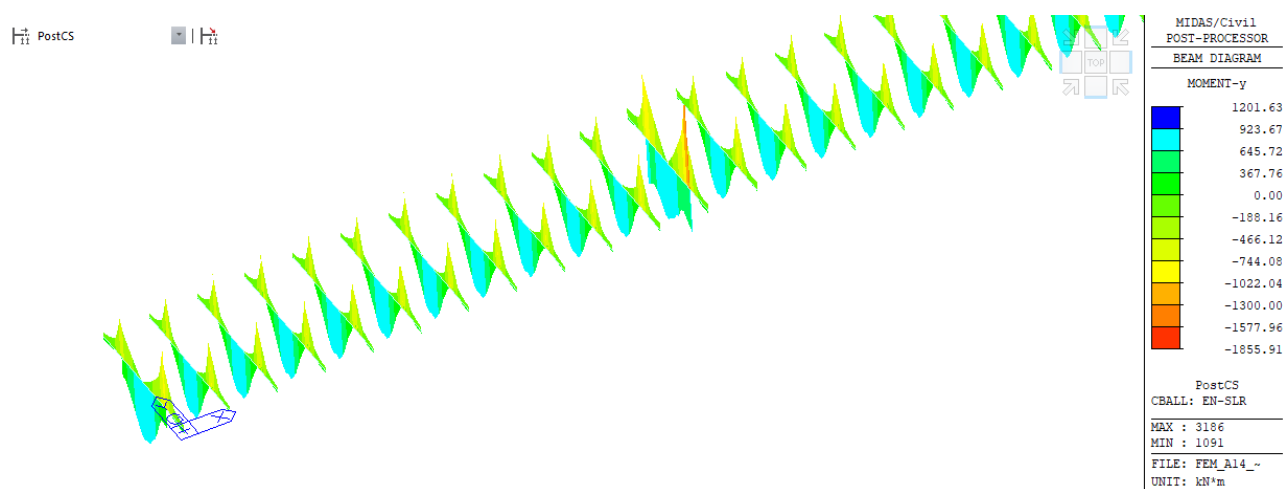
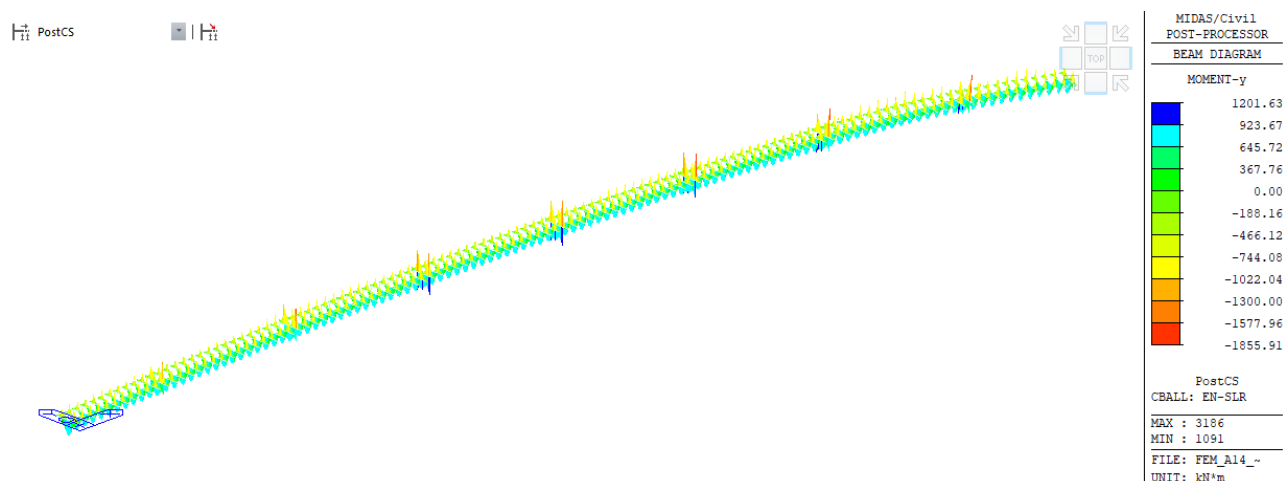


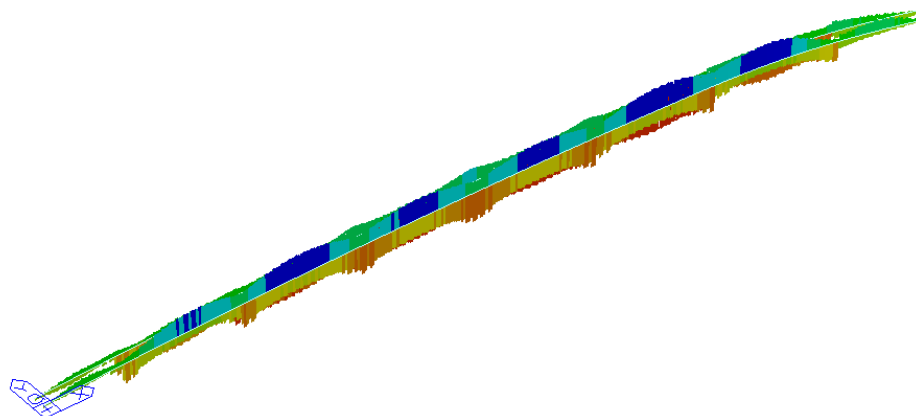
Figura 7.15 – Travi principali: Involuppo SLR (SLU+SLV) - My (kNm)



## 7.5.2 Stato Limite di Esercizio (SLECH)

### TRAVI PRINCIPALI:

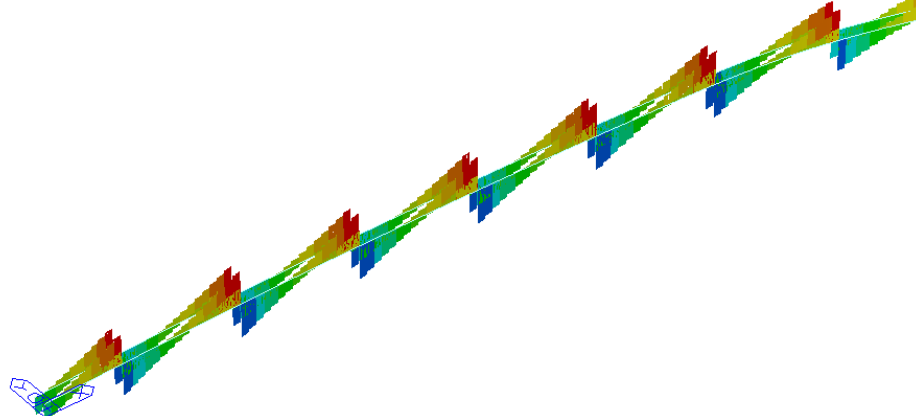
PostCS



MIDAS/Civil POST-PROCESSOR BEAM DIAGRAM	
AXIAL	
	1347.67
	1050.12
	752.57
	455.03
	157.48
	0.00
	-437.61
	-735.16
	-1032.71
	-1330.25
	-1627.80
	-1925.35
PostCS	
CBALL: EN-CH	
MAX :	251
MIN :	603
FILE: FEM_A14_~	
UNIT: kN	

Figura 7.16 – Travi principali: Involuppo SLECH - Sforzo normale Fx (kN)

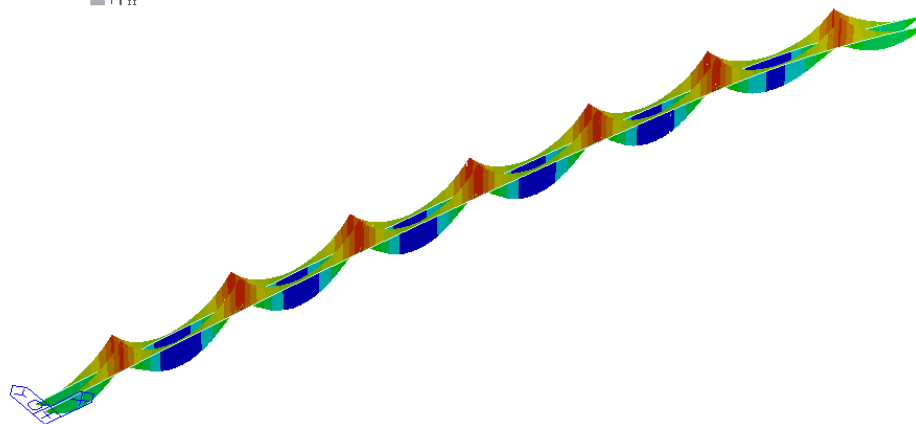
PostCS



MIDAS/Civil POST-PROCESSOR BEAM DIAGRAM	
SHEAR-z	
	4605.43
	3768.94
	2932.45
	2095.96
	1259.47
	422.98
	0.00
	-1250.00
	-2086.49
	-2922.98
	-3759.47
	-4595.96
PostCS	
CBALL: EN-CH	
MAX :	81
MIN :	82
FILE: FEM_A14_~	
UNIT: kN	

Figura 7.17 – Travi principali: Involuppo SLECH - Taglio Fz (kN)

PostCS

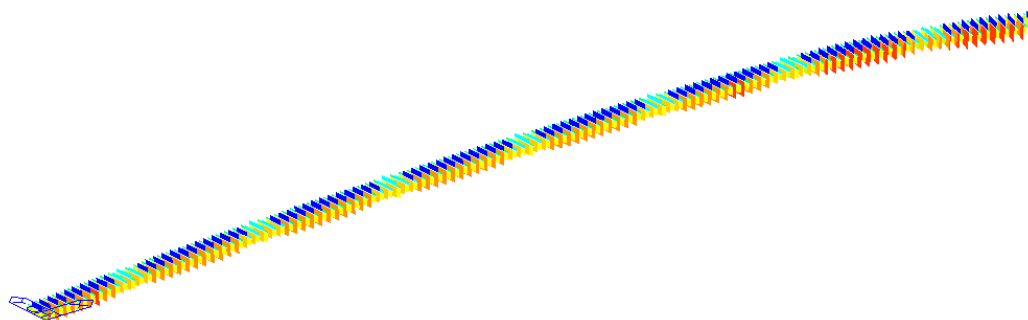


MIDAS/Civil POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y	
41075.04	
32417.57	
23760.09	
15102.62	
6445.15	
0.00	
-10869.80	
-19527.27	
-28184.75	
-36842.22	
-45499.69	
-54157.17	
PostCS	
CBALL: EN-CH	
MAX : 680	
MIN : 81	
FILE: FEM_A14_~	
UNIT: kN*m	

Figura 7.18 – Travi principali: Involuppo SLECH - My (kNm)

## TRAVERSI:

PostCS



MIDAS/Civil POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
AXIAL	
217.56	
150.78	
84.00	
0.00	
-49.55	
-116.33	
-183.11	
-249.88	
-316.66	
-383.44	
-450.22	
-516.99	
PostCS	
CBALL: EN-CH	
MAX : 4927	
MIN : 1402	
FILE: FEM_A14_~	
UNIT: kN	

Figura 7.19 – Traversi: Involuppo SLE-CH - Sforzo normale Fx (kN)

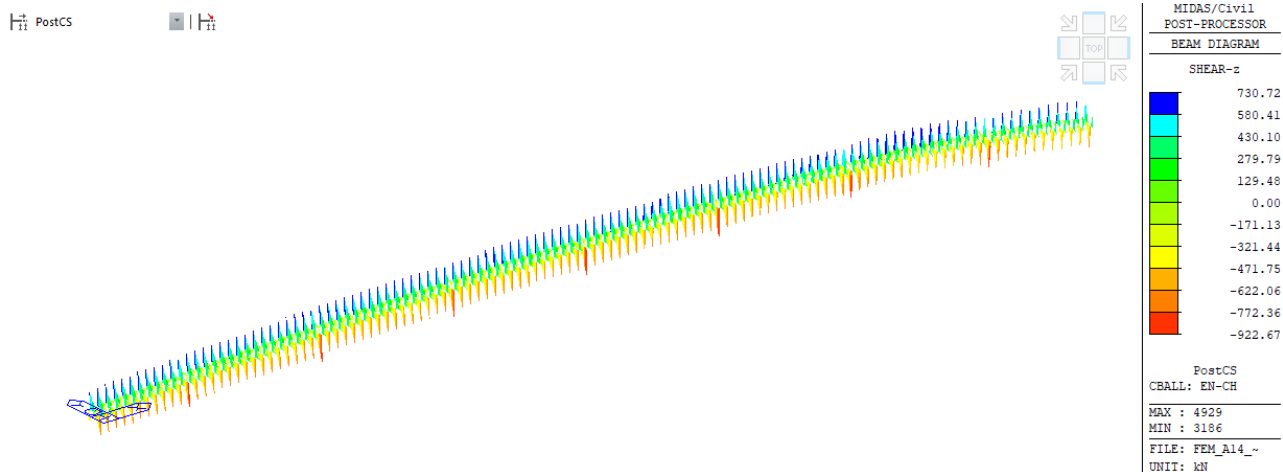


Figura 7.20 – Traversi: Involuppo SLE-CH – Taglio Fz (kN)

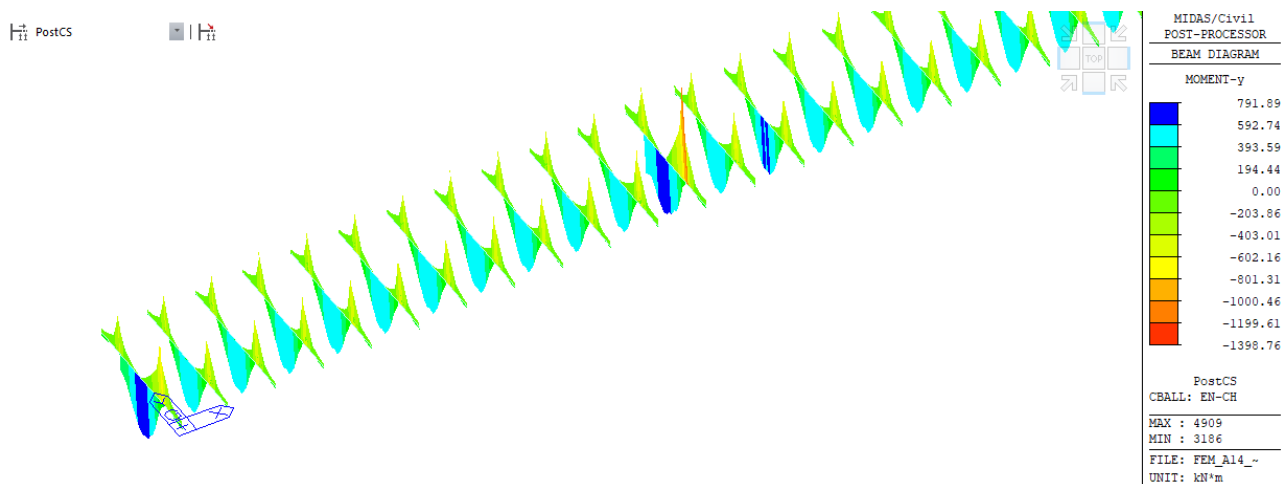
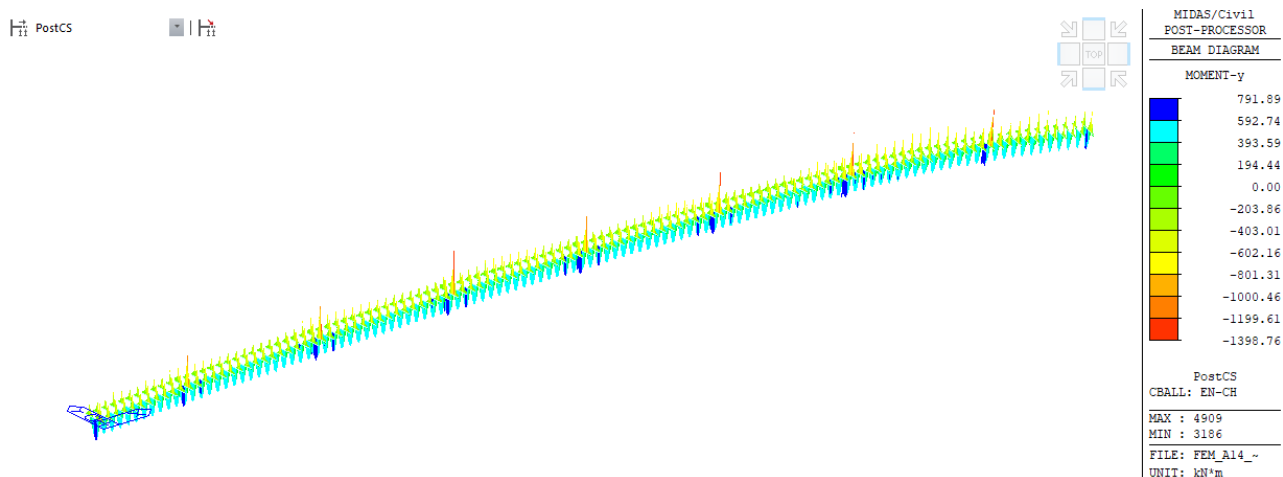


Figura 7.21 – Traversi: Involuppo SLE-CH – Momento flettente My (kNm)

## 7.5.1 Stato Limite di Esercizio (SLE-FR)

### TRAVI PRINCIPALI:

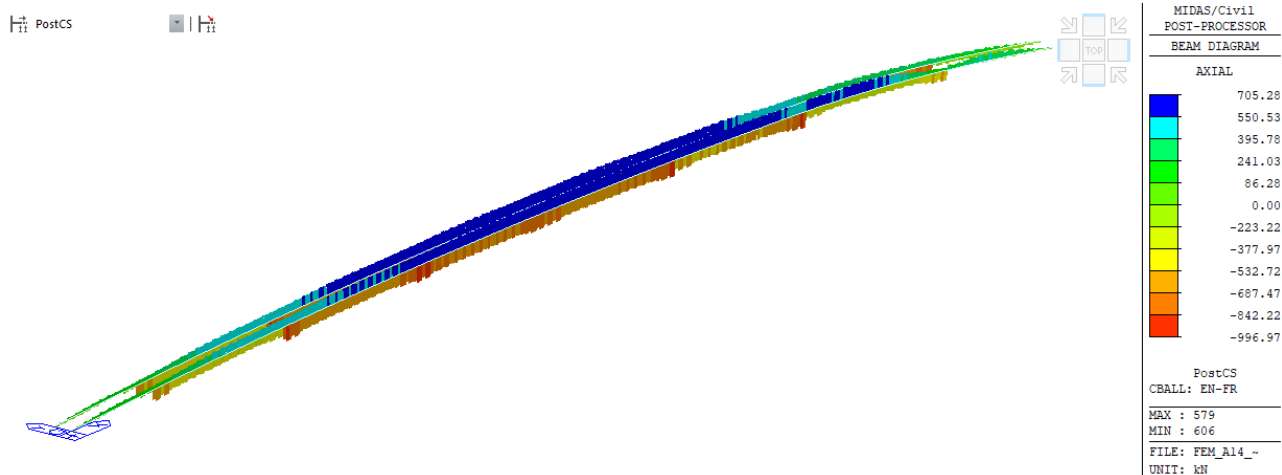


Figura 7.22 – Travi principali: Involuppo SLE-FR - Sforzo normale  $F_x$  (kN)

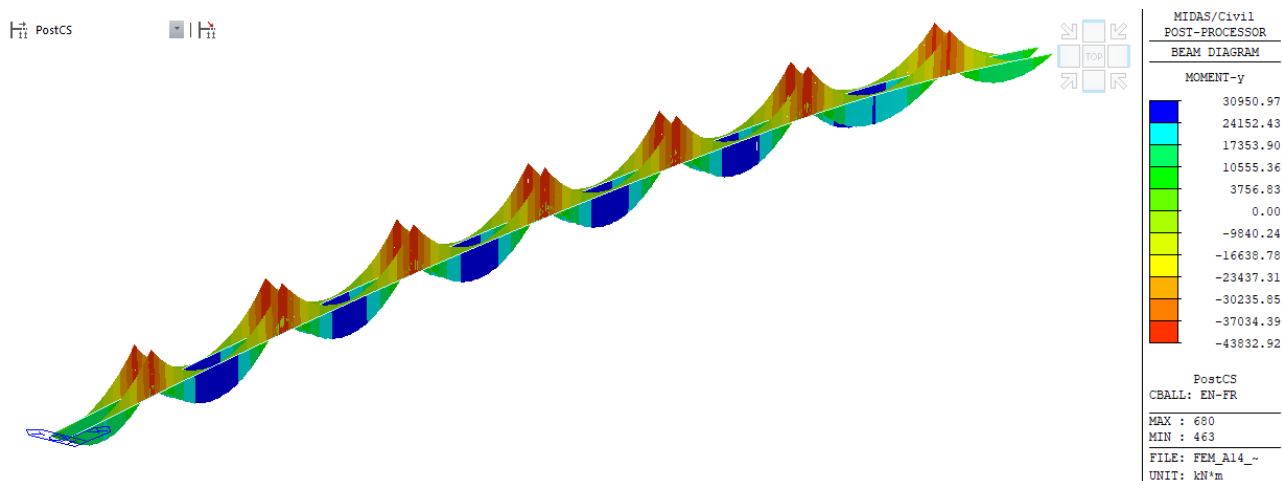
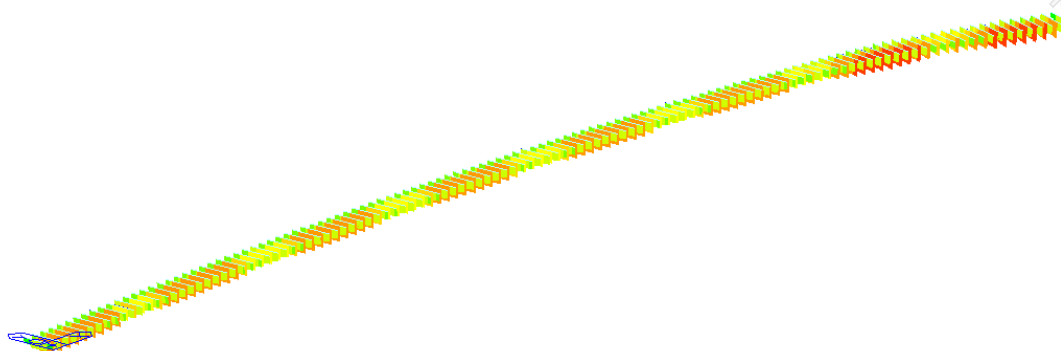


Figura 7.23 – Travi principali: Involuppo SLE-FR - Momento flettente  $M_y$  (kNm)

## TRAVERSI:

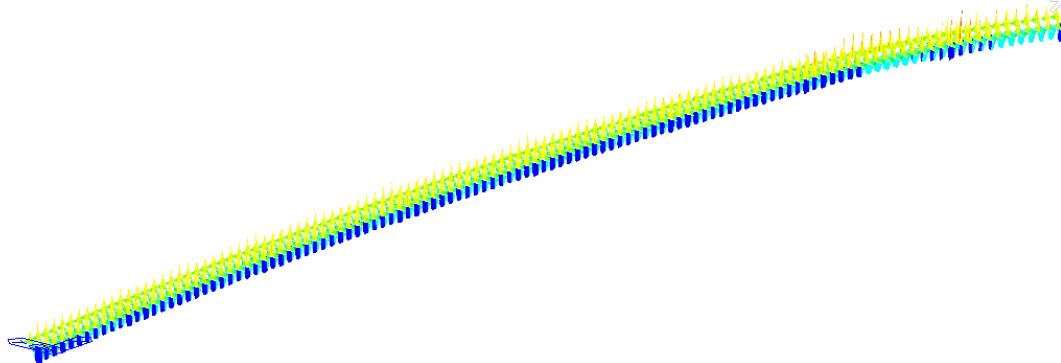
PostCS



MIDAS/Civil1 POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
AXIAL	
	20.42
	0.00
	-61.03
	-101.76
	-142.48
	-183.20
	-223.93
	-264.65
	-305.38
	-346.10
	-386.82
	-427.55
PostCS	
CBALL: EN-FR	
MAX : 4927	
MIN : 1402	
FILE: FEM_A14_~	
UNIT: kN	

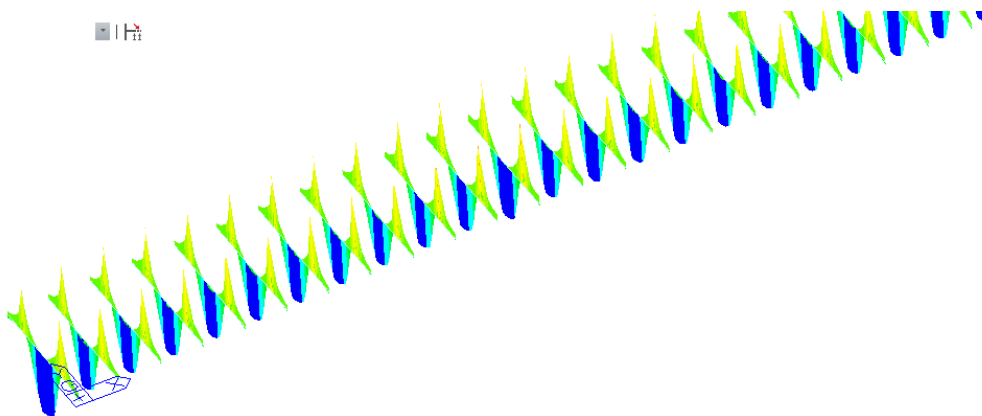
Figura 7.24 – Traversi: Involuppo SLE-FR - Sforzo normale  $F_x$  (kN)

PostCS



MIDAS/Civil1 POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y	
	436.87
	326.86
	216.84
	106.82
	0.00
	-113.22
	-223.24
	-333.26
	-443.28
	-553.29
	-663.31
	-773.33
PostCS	
CBALL: EN-FR	
MAX : 4662	
MIN : 1091	
FILE: FEM_A14_~	
UNIT: kNm	

PostCS



MIDAS/Civil1 POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y	
	436.87
	326.86
	216.84
	106.82
	0.00
	-113.22
	-223.24
	-333.26
	-443.28
	-553.29
	-663.31
	-773.33
PostCS	
CBALL: EN-FR	
MAX : 4662	
MIN : 1091	
FILE: FEM_A14_~	
UNIT: kNm	

Figura 7.25 – Traversi: Involuppo SLE-FR – Momento flettente  $M_y$  (kNm)

## 7.5.1 Stato Limite di Esercizio (SLE-QP)

### TRAVI PRINCIPALI:

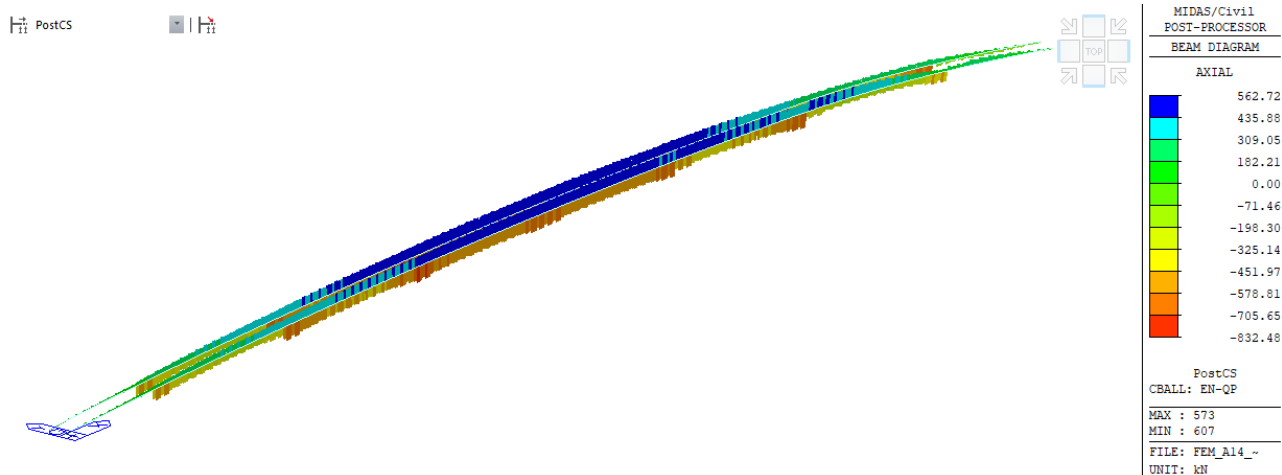


Figura 7.26 – Travi principali: Inviluppo SLEQP - Sforzo normale  $F_x$  (kN)

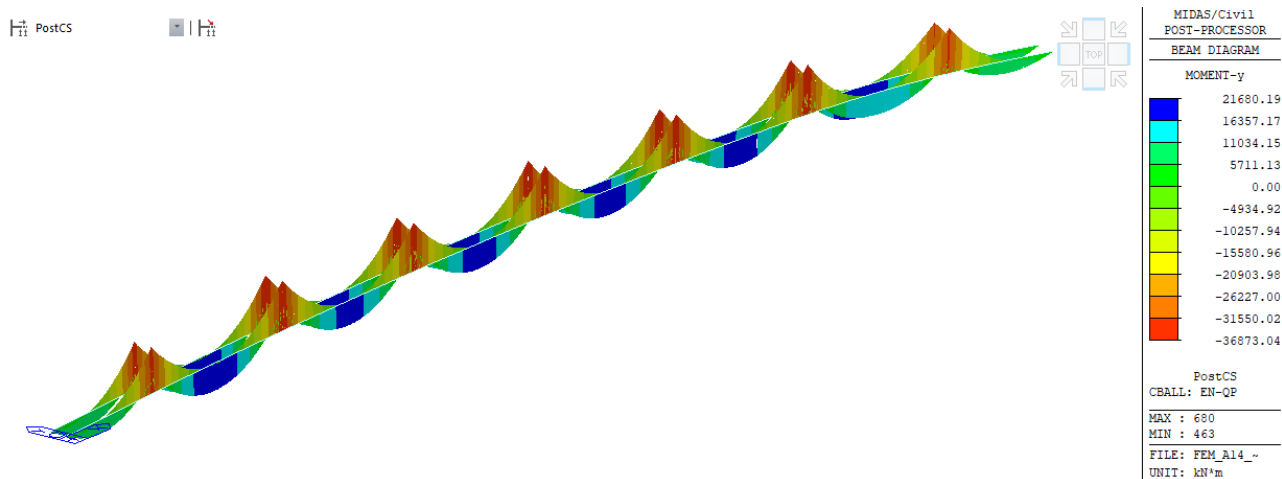


Figura 7.27 – Travi principali: Inviluppo SLEQP - Momento flettente  $M_y$  (kNm)

## TRAVERSI:

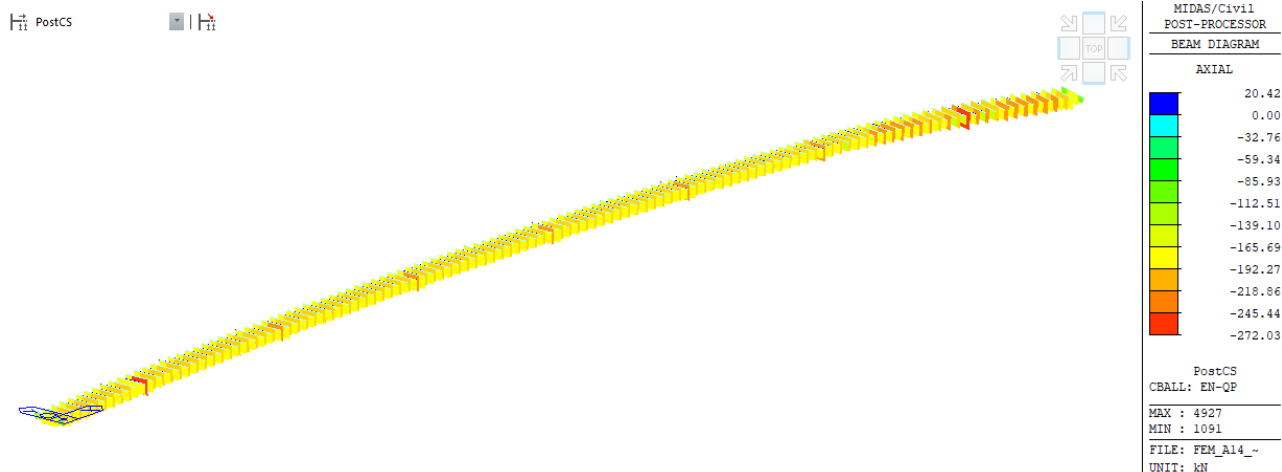


Figura 7.28 – Traversi: Involuppo SLE-QP - Sforzo normale Fx (kN)

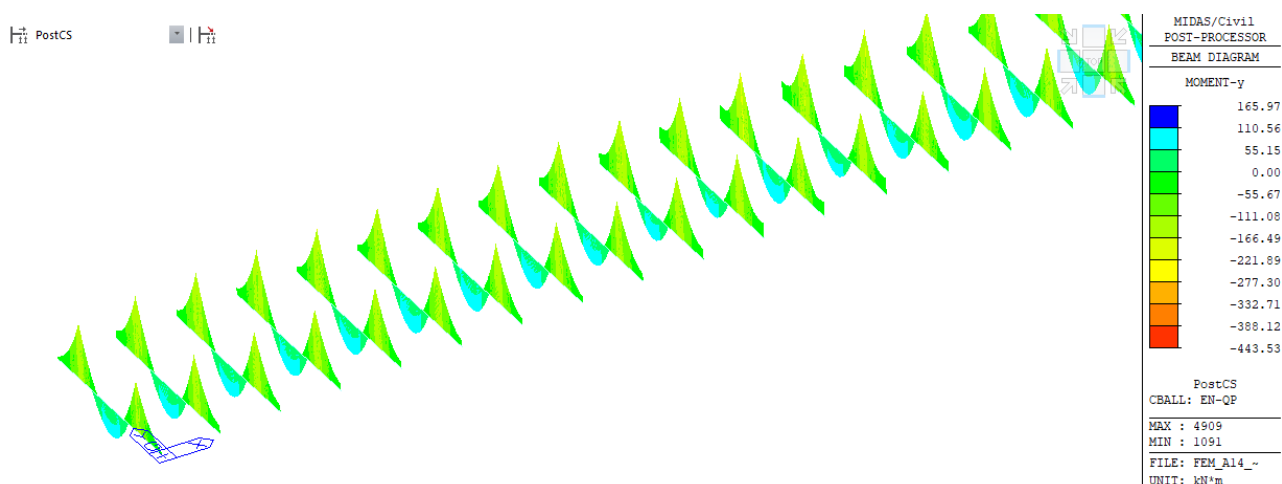
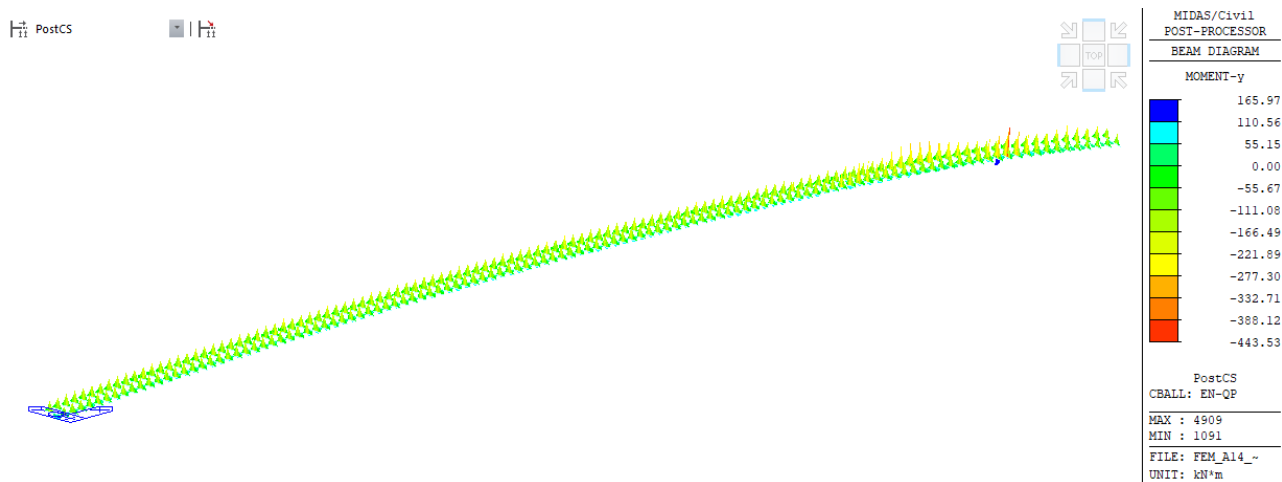


Figura 7.29 – Traversi: Involuppo SLE-QP – Momento flettente My (kNm)

## 7.6 Azioni elementari sugli isolatori elastomerici

Si riportano le tabelle riassuntive riguardante le azioni trasmesse dall'impalcato sugli isolatori elastomerici, nonché le reazioni vincolari della sovrastruttura per singoli casi di carico:

CARP. MET. + SOLETTA IN C.A.					
Elem.	No.	Node	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)
Spalla A	1	2205 2207	-825.3	0.8	0.0
	2	2204 2206	-825.3	-0.7	0.0
Pila 1	3	2218 2222	-3357.8	-1.6	16.1
	4	2221 2223	-3357.5	1.7	15.9
Pila 2	5	2236 2240	-3669.4	-1.6	13.3
	6	2239 2241	-3670.2	1.6	13.0
Pila 3	13	2246 2256	-3575.1	-1.8	5.4
	14	2249 2257	-3571.9	1.3	5.3
Pila 4	17	2252 2258	-3605.1	-1.6	0.2
	18	2253 2259	-3615.8	1.6	-0.3
Pila 5	19	2242 2250	-3589.6	-1.6	-5.6
	22	2243 2251	-3549.1	1.6	-5.1
Pila 6	23	2229 2234	-3667.0	-0.9	-12.2
	26	2230 2235	-3678.6	1.9	-15.9
Pila 7	27	2209 2214	-3331.9	-1.9	-16.2
	28	2210 2215	-3401.4	0.6	-14.0
Spalla B	29	2198 2200	-779.3	-0.7	0.0
	34	2199 2203	-847.3	0.7	0.0

PERMANENTI PORTATI					
Elem.	No.	Node	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)
Spalla A	1	2205 2207	-361.9	0.3	0.0
	2	2204 2206	-318.3	0.5	0.0
Pila 1	3	2218 2222	-1147.8	0.3	-6.0
	4	2221 2223	-1319.7	0.1	-6.4
Pila 2	5	2236 2240	-1271.9	-0.1	-1.6
	6	2239 2241	-1460.7	-0.4	-1.6
Pila 3	13	2246 2256	-1243.1	0.1	-1.1
	14	2249 2257	-1426.5	-0.3	-1.1
Pila 4	17	2252 2258	-1247.4	0.2	0.1
	18	2253 2259	-1433.7	-0.1	0.1
Pila 5	19	2242 2250	-1258.9	-0.1	0.9
	22	2243 2251	-1432.8	-0.4	1.0
Pila 6	23	2229 2234	-1197.1	-1.6	3.1
	26	2230 2235	-1408.3	-2.1	1.9
Pila 7	27	2209 2214	-763.1	0.1	4.8
	28	2210 2215	-986.9	0.8	5.9
Spalla B	29	2198 2200	-199.2	1.1	0.0
	34	2199 2203	-262.8	1.3	0.0

RITIRO					
Elem.	No.	Node	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)
Spalla A	1	2205 2207	187.0	-4.8	0.0
	2	2204 2206	187.0	4.8	0.0
Pila 1	3	2218 2222	-203.4	11.2	106.5
	4	2221 2223	-203.5	-11.3	106.5
Pila 2	5	2236 2240	27.4	11.1	55.6
	6	2239 2241	27.3	-11.4	55.6
Pila 3	13	2246 2256	-10.4	11.2	27.3
	14	2249 2257	-11.9	-11.3	27.3
Pila 4	17	2252 2258	-3.9	11.6	0.1
	18	2253 2259	2.7	-11.0	0.3
Pila 5	19	2242 2250	1.7	12.8	-27.1
	22	2243 2251	-28.3	-9.8	-27.4
Pila 6	23	2229 2234	-122.2	14.3	-57.6
	26	2230 2235	180.3	-8.0	-54.6
Pila 7	27	2209 2214	-499.7	9.1	-106.5
	28	2210 2215	105.6	-13.1	-105.8
Spalla B	29	2198 2200	183.0	2.0	0.0
	34	2199 2203	181.2	-7.4	0.0

CREEP					
Elem.	No.	Node	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)
Spalla A	1	2205 2207	-55.9	-0.1	0.0
	2	2204 2206	-56.2	-0.7	0.0
Pila 1	3	2218 2222	62.2	-0.4	-31.9
	4	2221 2223	60.8	0.2	-31.8
Pila 2	5	2236 2240	-9.0	0.0	-16.6
	6	2239 2241	-9.2	0.6	-16.6
Pila 3	13	2246 2256	3.7	-0.2	-8.2
	14	2249 2257	3.6	0.4	-8.2
Pila 4	17	2252 2258	1.5	-0.4	-0.1
	18	2253 2259	-0.7	0.2	-0.1
Pila 5	19	2242 2250	0.3	-0.4	8.0
	22	2243 2251	7.1	0.2	8.1
Pila 6	23	2229 2234	35.6	-0.4	17.0
	26	2230 2235	-56.0	0.1	16.3
Pila 7	27	2209 2214	153.4	-0.3	31.8
	28	2210 2215	-27.9	0.5	32.3
Spalla B	29	2198 2200	-54.5	0.1	0.0
	34	2199 2203	-58.7	0.7	0.0

TEMPERATURA - Texp					
Elem.	No.	Node	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)
Spalla A	1	2205 2207	31.5	-3.7	0.0
	2	2204 2206	31.4	3.8	0.0
Pila 1	3	2218 2222	-63.9	9.2	-366.5
	4	2221 2223	-63.6	-8.8	-366.5
Pila 2	5	2236 2240	15.2	9.3	-197.7
	6	2239 2241	16.0	-8.7	-197.7
Pila 3	13	2246 2256	10.8	9.0	-94.9
	14	2249 2257	11.0	-9.0	-95.0
Pila 4	17	2252 2258	16.6	7.6	1.3
	18	2253 2259	16.5	-10.4	1.0
Pila 5	19	2242 2250	18.4	4.2	96.2
	22	2243 2251	-0.4	-13.9	95.7
Pila 6	23	2229 2234	-12.7	-0.4	198.7
	26	2230 2235	41.3	-18.3	199.6
Pila 7	27	2209 2214	-96.2	15.4	361.8
	28	2210 2215	-32.8	-2.5	363.9
Spalla B	29	2198 2200	25.1	12.3	0.0
	34	2199 2203	35.8	5.0	0.0

TEMPERATURA - Tcontr					
Elem.	No.	Node	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)
Spalla A	1	2205 2207	-24.3	2.9	0.0
	2	2204 2206	-24.2	-2.9	0.0
Pila 1	3	2218 2222	49.3	-7.1	282.7
	4	2221 2223	49.1	6.8	282.7
Pila 2	5	2236 2240	-11.7	-7.2	152.5
	6	2239 2241	-12.3	6.7	152.5
Pila 3	13	2246 2256	-8.3	-7.0	73.2
	14	2249 2257	-8.5	7.0	73.3
Pila 4	17	2252 2258	-12.8	-5.9	-1.0
	18	2253 2259	-12.8	8.0	-0.8
Pila 5	19	2242 2250	-14.2	-3.2	-74.2
	22	2243 2251	0.3	10.7	-73.8
Pila 6	23	2229 2234	9.8	0.3	-153.3
	26	2230 2235	-31.8	14.2	-154.0
Pila 7	27	2209 2214	74.2	-11.9	-279.1
	28	2210 2215	25.3	1.9	-280.7
Spalla B	29	2198 2200	-19.4	-9.5	0.0
	34	2199 2203	-27.6	-3.8	0.0



TEMPERATURA - Theat					
Elem.	No.	Node	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)
Spalla A	1	2205	-696.7	-2.1	0.0
	2	2207	-696.5	2.0	0.0
Pila 1	3	2218	720.2	5.1	-605.0
	4	2222	720.8	-4.5	-604.9
Pila 2	5	2236	-70.6	5.9	-320.9
	6	2240	-68.9	-3.6	-320.9
Pila 3	13	2246	37.4	6.6	-156.4
	14	2256	46.1	-3.0	-156.4
Pila 4	17	2252	22.9	5.0	0.0
	18	2258	6.5	-4.6	-0.9
Pila 5	19	2242	-0.5	-3.9	157.2
	22	2250	95.2	-13.2	157.2
Pila 6	23	2229	528.9	-24.2	331.1
	26	2234	-673.6	-34.3	318.4
Pila 7	27	2230	1784.1	21.0	595.4
	28	2235	-404.6	10.9	606.2
Spalla B	29	2198	-660.0	20.3	0.0
	34	2199	-690.7	16.6	0.0

TEMPERATURA - Tcool					
Elem.	No.	Node	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)
Spalla A	1	2205	300.2	-2.8	0.0
	2	2207	300.2	2.8	0.0
Pila 1	3	2218	-328.3	6.5	90.5
	4	2222	-328.4	-6.6	90.4
Pila 2	5	2236	40.9	6.3	46.0
	6	2240	40.7	-6.8	46.0
Pila 3	13	2246	-12.3	6.0	22.8
	14	2256	-15.4	-7.1	22.8
Pila 4	17	2252	-2.0	6.2	-0.1
	18	2258	5.7	-7.0	0.2
Pila 5	19	2242	6.9	8.0	-22.8
	22	2250	-41.0	-5.2	-23.2
Pila 6	23	2229	-210.9	12.7	-49.0
	26	2234	294.5	-0.1	-43.8
Pila 7	27	2230	-784.1	3.3	-88.8
	28	2235	150.5	-9.5	-91.1
Spalla B	29	2198	284.6	-0.6	0.0
	34	2199	298.2	-6.1	0.0

CEDIMENTI (Envelope all)					
Elem.	No.	Node	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)
Spalla A	1	2205	-35.8	0.0	0.0
	2	2207	-35.8	0.0	0.0
Pila 1	3	2218	72.5	0.0	-2.6
	4	2222	72.5	0.0	-2.6
Pila 2	5	2236	76.1	0.0	-2.2
	6	2240	76.1	0.0	-2.2
Pila 3	13	2246	73.1	0.1	-1.9
	14	2256	73.1	0.1	-1.9
Pila 4	17	2252	73.0	0.2	1.7
	18	2258	72.9	0.2	1.7
Pila 5	19	2242	73.9	0.2	2.0
	22	2250	72.0	0.2	2.0
Pila 6	23	2229	92.1	-0.4	2.1
	26	2234	59.3	-0.4	2.3
Pila 7	27	2230	112.1	-1.4	2.8
	28	2235	-42.8	-1.5	2.6
Spalla B	29	2198	-32.8	1.3	0.0
	34	2199	-37.5	1.4	0.0

FRENAMENTO E ACCELERAZIONE					
Elem.	No.	Node	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)
Spalla A	1	2205	2.2	0.0	0.0
	2	2207	2.1	0.0	0.0
Pila 1	3	2218	4.2	0.0	73.2
	4	2222	4.2	0.0	73.2
Pila 2	5	2236	1.4	-0.1	59.4
	6	2240	1.2	-0.1	59.4
Pila 3	13	2246	1.1	-0.2	57.6
	14	2256	0.6	-0.2	57.6
Pila 4	17	2252	0.1	-0.1	57.2
	18	2258	-0.5	-0.1	57.2
Pila 5	19	2242	-1.5	0.6	58.1
	22	2250	-0.9	0.6	58.2
Pila 6	23	2229	-3.6	2.5	60.4
	26	2234	0.1	2.5	60.6
Pila 7	27	2230	-0.4	6.4	72.9
	28	2235	-8.3	6.4	73.1
Spalla B	29	2198	-4.4	2.9	0.0
	34	2199	-0.2	2.9	0.0

FORZA CENTRIFUGA (Envelope all)					
Elem.	No.	Node	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)
Spalla A	1	2205	-0.1	0.2	0.0
	2	2207	-0.2	0.2	0.0
Pila 1	3	2218	0.6	-0.6	-1.9
	4	2222	-0.6	-0.6	-2.0
Pila 2	5	2236	1.1	-0.8	-1.5
	6	2240	-1.1	-0.8	-1.6
Pila 3	13	2246	1.2	-1.3	-1.5
	14	2256	-1.2	-1.3	-1.6
Pila 4	17	2252	3.6	4.2	-1.5
	18	2258	-3.6	4.2	-1.6
Pila 5	19	2242	-14.9	14.5	-1.8
	22	2250	14.1	14.5	-1.4
Pila 6	23	2229	-27.9	27.4	-2.7
	26	2234	27.8	27.3	-0.8
Pila 7	27	2230	-35.7	33.1	-6.9
	28	2235	30.6	33.9	-2.1
Spalla B	29	2198	-30.0	30.6	0.0
	34	2199	24.4	31.2	0.0

VENTO					
Elem.	No.	Node	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)
Spalla A	1	2205	184.7	90.5	0.0
	2	2207	-185.3	90.5	0.0
Pila 1	3	2218	-720.4	300.2	-19.9
	4	2222	719.2	300.2	-7.0
Pila 2	5	2236	-959.2	377.0	-14.2
	6	2240	959.5	377.0	-6.2
Pila 3	13	2246	-1001.7	418.5	-11.2
	14	2256	1001.7	418.5	-8.1
Pila 4	17	2252	-1007.0	428.0	-9.4
	18	2258	1010.1	428.0	-9.5
Pila 5	19	2242	-1004.4	418.2	-8.5
	22	2250	997.3	418.2	-11.7
Pila 6	23	2229	-951.5	377.8	-7.4
	26	2234	968.3	377.5	-14.9
Pila 7	27	2230	-705.0	300.2	4.2
	28	2235	732.1	298.7	-11.6
Spalla B	29	2198	-187.0	92.1	0.0
	34	2199	174.2	90.9	0.0

SISMA EX - SLV					
Elem.	No.	Node	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)
Spalla A	1	2205 2207	28.7	-4.5	0.0
	2	2204 2206	28.1	-4.5	0.0
Pila 1	3	2218 2222	45.2	4.4	738.0
	4	2221 2223	47.7	4.4	738.0
Pila 2	5	2236 2240	-36.7	5.6	635.2
	6	2239 2241	-37.6	5.6	635.2
Pila 3	13	2246 2256	-31.7	6.7	613.7
	14	2249 2257	39.4	6.7	613.8
Pila 4	17	2252 2258	-26.1	6.6	607.8
	18	2253 2259	27.2	6.6	607.9
Pila 5	19	2242 2250	-42.1	7.8	621.2
	22	2243 2251	50.9	7.8	621.1
Pila 6	23	2229 2234	34.1	6.7	644.9
	26	2230 2235	45.2	6.6	644.5
Pila 7	27	2209 2214	98.1	6.8	738.5
	28	2210 2215	-131.6	6.8	736.4
Spalla B	29	2198 2200	-18.0	-10.4	0.0
	34	2199 2203	-54.2	-10.7	0.0

SISMA EY - SLV					
Elem.	No.	Node	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)
Spalla A	1	2205 2207	-186.0	-182.6	0.0
	2	2204 2206	186.0	-182.6	0.0
Pila 1	3	2218 2222	488.8	-455.3	22.0
	4	2221 2223	-488.3	-455.3	-10.4
Pila 2	5	2236 2240	624.3	-575.6	18.5
	6	2239 2241	-624.5	-575.6	-9.8
Pila 3	13	2246 2256	775.8	-713.0	12.2
	14	2249 2257	-774.8	-713.1	-4.8
Pila 4	17	2252 2258	826.8	-758.1	3.8
	18	2253 2259	-827.9	-758.1	6.1
Pila 5	19	2242 2250	741.2	-680.7	-6.9
	22	2243 2251	-736.2	-680.7	14.6
Pila 6	23	2229 2234	578.0	-539.1	-10.4
	26	2230 2235	-582.9	-538.4	19.5
Pila 7	27	2209 2214	445.5	-434.8	-32.0
	28	2210 2215	-469.5	-434.0	2.9
Spalla B	29	2198 2200	186.4	-179.5	0.0
	34	2199 2203	-166.5	-180.1	0.0

SISMA EZ - SLV					
Elem.	No.	Node	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)
Spalla A	1	2205 2207	303.0	0.7	0.0
	2	2204 2206	290.3	-0.6	0.0
Pila 1	3	2218 2222	536.9	-0.9	6.5
	4	2221 2223	554.4	0.9	6.6
Pila 2	5	2236 2240	-581.5	-0.9	-5.0
	6	2239 2241	-575.2	0.9	-5.0
Pila 3	13	2246 2256	-668.8	1.1	-2.7
	14	2249 2257	-665.5	1.1	-2.7
Pila 4	17	2252 2258	-722.0	1.1	-0.5
	18	2253 2259	-708.6	1.0	0.3
Pila 5	19	2242 2250	-694.5	-1.3	2.8
	22	2243 2251	-651.5	1.3	3.2
Pila 6	23	2229 2234	-631.8	-1.5	-4.9
	26	2230 2235	-548.4	1.4	5.5
Pila 7	27	2209 2214	562.8	-2.2	6.7
	28	2210 2215	481.0	1.7	-6.7
Spalla B	29	2198 2200	313.8	-1.6	0.0
	34	2199 2203	258.9	1.9	0.0

SISMA EX - SLC					
Elem.	No.	Node	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)
Spalla A	1	2205 2207	34.6	-5.4	0.0
	2	2204 2206	33.8	-5.4	0.0
Pila 1	3	2218 2222	54.4	5.3	892.4
	4	2221 2223	57.6	5.3	892.4
Pila 2	5	2236 2240	-44.0	6.7	768.1
	6	2239 2241	-45.3	6.7	768.1
Pila 3	13	2246 2256	-38.2	8.1	742.1
	14	2249 2257	47.4	8.1	742.3
Pila 4	17	2252 2258	-31.3	8.0	735.0
	18	2253 2259	32.6	8.0	735.1
Pila 5	19	2242 2250	-50.8	9.4	751.2
	22	2243 2251	61.4	9.4	751.1
Pila 6	23	2229 2234	41.0	8.1	779.8
	26	2230 2235	54.5	8.0	779.4
Pila 7	27	2209 2214	118.4	8.2	893.0
	28	2210 2215	-159.1	8.3	890.5
Spalla B	29	2198 2200	-21.6	-12.6	0.0
	34	2199 2203	-65.1	-12.9	0.0

SISMA EY - SLC					
Elem.	No.	Node	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)
Spalla A	1	2205 2207	-224.9	-220.8	0.0
	2	2204 2206	225.0	-220.8	0.0
Pila 1	3	2218 2222	591.2	-550.7	26.6
	4	2221 2223	-590.5	-550.7	-12.6
Pila 2	5	2236 2240	754.6	-695.8	22.4
	6	2239 2241	-754.8	-695.8	-11.8
Pila 3	13	2246 2256	937.7	-861.9	14.8
	14	2249 2257	-936.6	-861.9	-5.8
Pila 4	17	2252 2258	999.6	-916.4	4.6
	18	2253 2259	-1000.9	-916.4	7.4
Pila 5	19	2242 2250	895.9	-822.8	-8.3
	22	2243 2251	-889.9	-822.8	17.7
Pila 6	23	2229 2234	698.6	-651.6	-12.6
	26	2230 2235	-704.6	-650.9	23.5
Pila 7	27	2209 2214	538.8	-525.9	-38.7
	28	2210 2215	-567.8	-524.9	3.5
Spalla B	29	2198 2200	225.5	-217.1	0.0
	34	2199 2203	-201.3	-217.9	0.0

SISMA EZ - SLC					
Elem.	No.	Node	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)
Spalla A	1	2205 2207	436.1	0.9	0.0
	2	2204 2206	417.7	-0.9	0.0
Pila 1	3	2218 2222	772.4	-1.2	9.4
	4	2221 2223	797.6	1.3	9.4
Pila 2	5	2236 2240	-835.6	-1.3	-7.2
	6	2239 2241	-826.6	1.2	-7.2
Pila 3	13	2246 2256	-961.2	1.6	-3.8
	14	2249 2257	-956.4	1.5	-3.9
Pila 4	17	2252 2258	-1037.7	1.5	-0.7
	18	2253 2259	-1018.4	1.4	0.4
Pila 5	19	2242 2250	-998.2	-1.9	4.0
	22	2243 2251	-936.3	1.9	4.5
Pila 6	23	2229 2234	-908.0	-2.1	-7.1
	26	2230 2235	-788.1	2.0	7.9
Pila 7	27	2209 2214	809.4	-3.1	9.6
	28	2210 2215	692.1	2.4	-9.7
Spalla B	29	2198 2200	451.4	-2.3	0.0
	34	2199 2203	372.7	2.7	0.0

SISMA EX - SLD					
Elem.	No.	Node	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)
Spalla A	1	2205 2207	11.4	-1.9	0.0
	2	2204 2206	11.1	-1.9	0.0
Pila 1	3	2218 2222	19.0	1.8	273.7
	4	2221 2223	20.1	1.8	273.7
Pila 2	5	2236 2240	-15.6	2.3	241.1
	6	2239 2241	-16.0	2.3	241.0
Pila 3	13	2246 2256	-13.5	2.7	233.3
	14	2249 2257	16.8	2.7	233.3
Pila 4	17	2252 2258	-11.1	2.7	231.1
	18	2253 2259	11.6	2.7	231.1
Pila 5	19	2242 2250	-17.9	3.1	236.1
	22	2243 2251	21.6	3.1	236.0
Pila 6	23	2229 2234	14.5	2.7	244.3
	26	2230 2235	19.2	2.7	244.2
Pila 7	27	2209 2214	37.5	2.9	273.9
	28	2210 2215	-49.8	2.9	273.1
Spalla B	29	2198 2200	-7.7	-4.0	0.0
	34	2199 2203	-21.7	-4.1	0.0

SISMA EY - SLD					
Elem.	No.	Node	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)
Spalla A	1	2205 2207	-78.4	-76.9	0.0
	2	2204 2206	78.4	-76.9	0.0
Pila 1	3	2218 2222	200.8	-186.8	8.9
	4	2221 2223	-200.5	-186.8	-4.2
Pila 2	5	2236 2240	250.2	-230.6	7.5
	6	2239 2241	-250.3	-230.6	-4.0
Pila 3	13	2246 2256	309.6	-284.5	5.0
	14	2249 2257	-309.2	-284.5	-2.0
Pila 4	17	2252 2258	329.9	-302.5	1.6
	18	2253 2259	-330.3	-302.5	2.5
Pila 5	19	2242 2250	295.6	-271.5	-2.9
	22	2243 2251	-293.7	-271.5	6.0
Pila 6	23	2229 2234	232.8	-216.8	-4.2
	26	2230 2235	-234.6	-216.6	7.9
Pila 7	27	2209 2214	185.0	-180.3	-12.8
	28	2210 2215	-195.0	-180.1	1.1
Spalla B	29	2198 2200	78.9	-75.9	0.0
	34	2199 2203	-70.5	-76.3	0.0

SISMA EZ - SLD					
Elem.	No.	Node	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)
Spalla A	1	2205 2207	75.0	0.2	0.0
	2	2204 2206	71.8	-0.2	0.0
Pila 1	3	2218 2222	132.9	-0.2	1.6
	4	2221 2223	137.2	0.2	1.6
Pila 2	5	2236 2240	-144.0	-0.2	-1.2
	6	2239 2241	-142.4	0.2	-1.2
Pila 3	13	2246 2256	-165.4	0.3	-0.7
	14	2249 2257	-164.5	0.3	-0.7
Pila 4	17	2252 2258	-178.5	0.3	-0.1
	18	2253 2259	-175.1	0.3	0.1
Pila 5	19	2242 2250	-171.7	-0.3	0.7
	22	2243 2251	-161.1	0.3	0.8
Pila 6	23	2229 2234	-156.3	-0.4	-1.2
	26	2230 2235	-135.8	0.3	1.4
Pila 7	27	2209 2214	139.3	-0.5	1.7
	28	2210 2215	119.1	0.4	-1.7
Spalla B	29	2198 2200	77.7	-0.4	0.0
	34	2199 2203	64.0	0.5	0.0

MOVING LOAD - LM1p_A (Envelope all)					
Elem.	No.	Node	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)
Spalla A	1	2205 2207	-1341.8	-7.2	0.0
	2	2204 2206	-1462.5	6.7	0.0
Pila 1	3	2218 2222	-2803.0	7.9	-22.4
	4	2221 2223	-2612.2	-7.9	-21.1
Pila 2	5	2236 2240	-3043.1	11.0	-22.6
	6	2239 2241	-2841.1	-9.2	-21.2
Pila 3	13	2246 2256	-3068.2	9.9	-22.0
	14	2249 2257	-2865.7	-9.2	-20.6
Pila 4	17	2252 2258	-3080.1	10.0	21.9
	18	2253 2259	-2882.0	-9.2	-20.8
Pila 5	19	2242 2250	-3060.3	9.6	22.0
	22	2243 2251	-2876.0	-9.1	20.9
Pila 6	23	2229 2234	-3022.7	-12.2	20.9
	26	2230 2235	-2872.9	-14.8	-22.9
Pila 7	27	2209 2214	-2746.3	9.3	18.5
	28	2210 2215	-2646.9	-9.0	25.2
Spalla B	29	2198 2200	-1404.2	7.8	0.0
	34	2199 2203	-1381.0	6.5	0.0

MOVING LOAD - LM1p_B (Envelope all)					
Elem.	No.	Node	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)
Spalla A	1	2205 2207	-515.3	-7.1	0.0
	2	2204 2206	-1445.2	-5.7	0.0
Pila 1	3	2218 2222	-2768.8	6.7	-21.2
	4	2221 2223	-1030.9	-7.3	-10.2
Pila 2	5	2236 2240	-3007.8	10.0	-21.7
	6	2239 2241	-1120.5	-7.0	-9.5
Pila 3	13	2246 2256	-3031.4	8.8	-21.3
	14	2249 2257	-1132.4	-7.1	-8.9
Pila 4	17	2252 2258	-3041.9	8.8	21.2
	18	2253 2259	-1140.3	-7.2	-8.8
Pila 5	19	2242 2250	-3023.8	8.5	21.3
	22	2243 2251	-1137.4	-7.1	9.0
Pila 6	23	2229 2234	-2982.7	9.9	20.0
	26	2230 2235	-1145.8	-9.9	10.2
Pila 7	27	2209 2214	-2708.4	8.2	17.2
	28	2210 2215	-1048.3	-8.2	11.7
Spalla B	29	2198 2200	-1391.9	-4.3	0.0
	34	2199 2203	-549.0	-5.7	0.0

MOVING LOAD - LM1p_C (Envelope all)					
Elem.	No.	Node	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)
Spalla A	1	2205 2207	-969.0	-5.0	0.0
	2	2204 2206	-968.9	5.0	0.0
Pila 1	3	2218 2222	-1884.0	8.0	-15.6
	4	2221 2223	-1884.1	-8.0	-15.6
Pila 2	5	2236 2240	-2046.7	9.1	-15.4
	6	2239 2241	-2046.7	-9.1	-15.5
Pila 3	13	2246 2256	-2064.4	9.1	-14.7
	14	2249 2257	-2065.5	-9.0	-14.7
Pila 4	17	2252 2258	-2073.5	9.1	14.7
	18	2253 2259	-2077.6	-8.9	-14.9
Pila 5	19	2242 2250	-2059.1	8.9	14.8
	22	2243 2251	-2073.3	-8.9	15.0
Pila 6	23	2229 2234	-2034.7	9.6	14.3
	26	2230 2235	-2067.6	-11.6	16.7
Pila 7	27	2209 2214	-1854.3	8.6	13.2
	28	2210 2215	-1911.0	-8.5	18.6
Spalla B	29	2198 2200	-921.8	5.5	0.0
	34	2199 2203	-1002.3	-4.3	0.0

## 8. CRITERI DI VERIFICA

### 8.1 Impalcato stradale

Per le verifiche delle sezioni acciaio-calcestruzzo si utilizza il post-processore all'interno del software strutturale Midas Civil che permette la verifica automatica delle sezioni composte acciaio-calcestruzzo avendo cura di aver inserito i parametri necessari.

Il programma effettua le verifiche di resistenza e di stabilità di membrature in acciaio ed acciaio-clt sulla base dei criteri contenuti negli Eurocodici di riferimento (EN 1993, EN 1994), e in osservanza a quanto previsto da NTC-2018.

Nell'ambito dei vari stati limite considerati si effettuano le seguenti verifiche:

- Verifiche di resistenza flessionale SLU della trave composta:
  - *Verifica Plastica (quando applicabile)*
  - *Verifica tensionale (quando non applicabile la verifica plastica)*
- Verifica di resistenza al taglio SLU:
  - *Verifica Plastica*
  - *Shear Buckling*
  - *Controllo intenzione Taglio-Flessione*
- Verifica di instabilità latero-torsionale SLU
- Verifiche di controllo tensionale SLE
- Verifica delle connessioni trave-soletta (piolature) SLU e SLE
- Verifica SLE - Web breathing
- Verifiche di fatica

Nel seguito vengono espone in dettaglio i criteri di verifica adottati.

### 8.1.1 Verifiche di resistenza SLU

#### Verifica a flessione della sezione composta

Le verifiche di resistenza a flessione delle sezioni allo SLU viene effettuata attraverso i seguenti passaggi:

##### - Classificazione della sezione

Effettuata sulla base delle caratteristiche geometriche dei singoli sotto componenti in accordo alle EN1993-1-1:2005, 5.5.2 e sulla base dell'effettivo valore di  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$  per la combinazione in esame.

##### - Verifica:

La verifica consiste nel soddisfacimento della seguente:  $M_{Ed} \leq M_{Rd}$

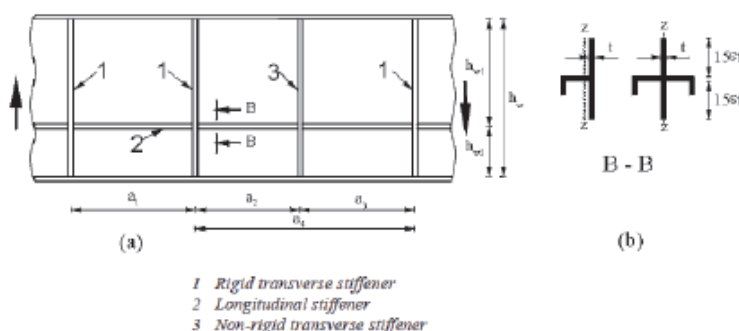
dove  $M_{Ed}$  è il momento sollecitante, mentre  $M_{Rd}$  è quello resistente calcolato secondo approccio elastico o plastico sulla base della classificazione effettuata.

- Per classi 1 e 2 (*approccio plastico* – UNI EN1994-2:2006, §6.2.1.2)
- Per classi 3 e 4 (*approccio elastico* – UNI EN1994-2:2005, §6.4 e UNI EN1994-2:2006, §6.2.1.5)

#### Verifica a taglio

Viene effettuato il calcolo del taglio resistente plastico e del rapporto di sfruttamento a taglio.

Per sezioni soggette a "shear buckling" viene valutato il coefficiente di riduzione  $\chi_w$ , e successivamente valutato il taglio resistente  $V_{b,Rd}$  come somma dei contributi resistenti dell'anima  $V_{bw,Rd}$  e, se applicabile, delle flange  $V_{bf,Rd}$ , secondo la procedura indicata nell' EN1993-1-5. Per tali fenomeni di instabilità dell'anima, è possibile assegnare eventuali irrigidimenti verticali e longitudinali che vengono presi in conto nella verifica.



[Fig. 3.24] Web with transverse and longitudinal stiffeners

### Verifica interazione azione assiale - flessione - taglio (tutte le classi)

Si utilizza l'approccio indicato nelle EN1994-2:2005, §6.2.2.4(1), per cui:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (3.55)$$

where,

$V_{Ed}$  : Design value of the shear force acting on the composite section.

$V_{Rd}$  : Design value of the resistance of the composite section to vertical shear.

(1) Verification condition of interaction between shear force and bending moment

When the following condition is satisfied, combined effects of bending and shear need to be verified.

$$\overline{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} > 0.5 \quad (3.50)$$

where,

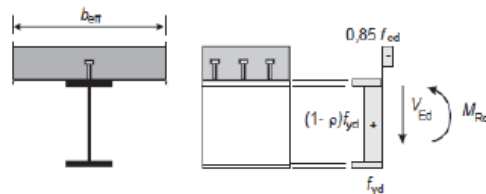
$V_{Ed}$  : The design shear force including shear from torque.

$V_{bw,Rd}$  : The design resistance for shear of contribution from the web.

(2) For cross-sections in Class1 or 2

Apply the reduced design steel strength  $(1-\rho)f_{yd}$  in the shear area.

$$\rho = \left( \frac{2V_{Ed}}{V_{Rd}} - 1 \right)^2 \quad (3.51)$$



[Fig. 3.27] Plastic stress distribution modified by the effect of vertical shear

(3) For cross-sections in Class3 and 4

- $\overline{\eta}_3 \leq 0.5$  :  $M_{Rd}$ ,  $N_{Rd}$  need not be reduced.
- $\overline{\eta}_3 > 0.5$  : The combined effects of bending and shear in the web of an I or box girder should satisfy.

$$\overline{\eta}_1 + \left( 1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}} \right) \left( 2\overline{\eta}_3 - 1 \right)^2 \leq 1.0 \quad (3.52)$$

where,

$$\overline{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \geq \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}} \quad (3.53)$$

$$\overline{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} \quad (3.54)$$

EN1994-2:2005  
 6.2.2.4(1)

EN1994-2:2005  
 6.2.2.4(2)  
 Figure 6.7

EN1993-1-5:2006  
 7.1(1)

### 8.1.2 Verifiche instabilità latero-torsionale

La verifica in accordo alle UNI EN 1994-2:2005, per cui:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} + \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1.0$$

$N_{b,Rd}$ ,  $M_{b,Rd}$  shall be calculated as follows.

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} M_{Rd} \quad (3.56)$$

EN1994-2:2005  
6.4.2(1)

where,

$\chi_{LT}$  : The reduction factor for lateral-torsional buckling corresponding to the relative slenderness  $\lambda_{LT}$   
 $M_{Rd}$  : The design resistance moment at the relevant cross-section.

(1) The reduction factor  $\chi_{LT}$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1.0 \quad (3.57)$$

EN1993-1-1:2005  
6.3.2.2

where,

$$\Phi_{LT} = 0.5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad (3.58)$$

[Table 3.24] Lateral torsional buckling curve for cross-section

Cross section	Limits	Buckling Curve
Welded I-Section	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d

EN1993-1-1:2005  
Table 6.4

In midas Civil, plate I- girder is considered as welded section. Rolled section is not considered.

$\alpha_{LT}$  : An imperfection factor.

[Table 3.25] Imperfection factor for lateral torsional buckling curves

Buckling Curve	$\alpha_{LT}$
a	0.21
b	0.34
c	0.49
d	0.76

EN1993-1-1:2005  
Table 6.3

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.103 \frac{L}{b} \sqrt{\frac{f_y}{E_m}} \sqrt{1 + \frac{A_{we}}{3A_f}} \quad (3.59)$$

Designers' Guide to  
EN1994-2, (D6.14)

$$m_1 = 1.0 + 0.44(1 + \mu)\Phi^{1.5} + \frac{3 + 2\Phi}{350 - 50\mu} \quad (3.60)$$

$$m_2 = 1.0 + 0.44(1 + \mu)\Phi^{1.5} + \left(0.195 + \left(0.05 + \frac{\mu}{100}\right)\Phi\right)^{0.5} \quad (3.61)$$

$$\gamma = \frac{cL^4}{EI} \quad (3.62)$$

$$c = \frac{C_d}{l} \quad (3.63)$$

$C_d$  : The spring stiffness.

$L$  : The distance between the springs.

$$\mu = \frac{V_2}{V_1}, \quad V_2 < V_1$$

[Table 3.26] Calculation of  $\Phi$

Bending moment	$\Phi$
Change sign	$\Phi = \frac{2}{1 + \mu}$
Not change sign	$\Phi = \frac{2(1 - M_2/M_1)}{1 + \mu}, \quad M_2 < M_1$

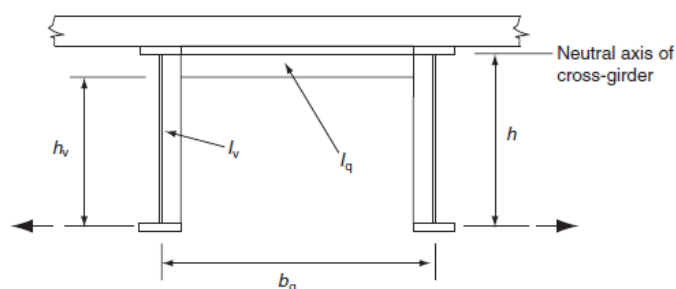
(2) The design resistance moment  $M_{Rd}$

[Table 3.27] Design resistance moment for section class

Section Class	$M_{Rd}$
1, 2	$M_{pl,Rd}$
3	$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + kM_{c,Ed}$

In midas Civil, the verification of lateral-torsional buckling for Class 4 is done by applying the identical equation as Class 3.

Nel caso in esame il parametro  $C_d$  viene calcolato secondo quanto indicato nelle linee guida delle UNI EN1994-2, per cui si tiene conto della rigidezza flessionale degli elementi che compongono l'impalcato (travi principali + trasversi):



$$C_d = \frac{EI_v}{\frac{h_v^3}{3} + \frac{h^2 b_q I_v}{2I_q}}$$



### 8.1.3 Verifiche SLE - Limitazione delle tensioni

La verifica viene condotta puntualmente con riferimento allo stato tensionale nell'acciaio, nelle barre di armatura e nel calcestruzzo

#### Acciaio

La verifica è condotta con riferimento alle tensioni di Von Mises valutate sotto la combinazione fondamentale SLE rara.

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{y,Ed}^2 - \sigma_{x,Ed} \cdot \sigma_{y,Ed} + 3 \cdot \tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{m,ser})^2$$

dove:

- $\sigma_{x,Ed}$  è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;
- $\sigma_{z,Ed}$  è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;
- $\tau_{Ed}$  è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura.
- $\gamma_{m,ser} = 1.0$  è il coefficiente da applicare al materiale in condizioni di esercizio secondo le EN 1993-2 e EN 1994-2.

Il limite tensionale è di in funzione degli spessori dei piatti è di  $f_{yk} = 335 \text{ N/mm}^2$ .

#### Barre di armatura

Si verifica che lo stato tensionale nelle barre soddisfi la seguente relazione:

$$\sigma_s \leq \sigma_{allow} = k_3 f_{sk} \quad (3.101)$$

where,

$k_3$  : It is used as the user defined value.

[Table 3.35] Recommended value of k for reinforcement

Serviceability Load combination Type	k	
	Applied	Recommended
Characteristic	$k_3$	0.45

EN1994-2:2005  
7.2.2(4)

#### Calcestruzzo

Si verifica che lo stato tensionale nel calcestruzzo soddisfi la seguente relazione:

$$\sigma_c \leq \sigma_{allow} = k f_{ck} \quad (3.100)$$

where,

$k$  : It is used as the user defined value. Refer to 3.1.1.1 for the input parameter of  $k_1$ ,  $k_2$ .

[Table 3.34] Recommended value of  $k$  for concrete

Serviceability Load combination Type	$k$	
	Applied	Recommended
Characteristic	$k_1$	0.6
Quasi-permanent	$k_2$	0.45

EN1994-2:2005  
7.2.2(2)

$f_{ck}$  : The characteristic value of the cylinder compressive strength of concrete at 28 days.

#### 8.1.4 Verifiche SLU e SLE - Connessioni trave soletta

Le piolature adottate sono tutte a completo ripristino di resistenza. I dettagli adottati per la connessione trave-soletta sono conformi alle NTC-18 paragrafo 4.3.4.1.2 e C.4.3.4. La verifica tensionale elastica viene condotta mediante la deduzione del massimo scorrimento "elastico" a taglio sul singolo piolo secondo la condizione di carico analizzata (SLU o SLE). Lo scorrimento unitario è calcolato come segue:

$$v_{ED} = \frac{V \cdot S}{J}$$

In cui  $S$  e  $J$  sono univocamente definite sulla base delle caratteristiche non fessurate.

Quindi si fa il confronto con la portanza del piolo valutata come:

$$p_{RD}^1 = \frac{0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v}$$

$$p_{RD}^2 = \frac{0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v}$$

$$\alpha = 0.2 \cdot \left( \frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{per } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4$$

$$\alpha = 1 \quad \text{per } \frac{h_{sc}}{d} > 4$$

$$P_{RD} = \min(p_{RD}^1, p_{RD}^2)$$

La verifica sarà quindi condotta come segue:

$$v_{ED} \leq n \cdot P_{RD} \quad \text{S.L.U. (combinazione fondamentale)}$$

$$v_{ED} \leq K_s \cdot n \cdot P_{RD} \quad \text{S.L.E. (combinazione caratteristica)}$$

$K_s$  è un coefficiente riduttivo per lo SLE assunto pari a 0.60.

$n$  è il numero di pioli per unità di lunghezza considerata

### 8.1.5 Verifica SLE - Web breathing

La verifica è volta alla limitazione della snellezza dei singoli pannelli e sotto pannelli. I criteri di verifica sono contenuti nelle NTC-18, cap. 4.2.4.1.3.4, che rimandano a EN 1993.2, cap. 7.4.

Tale verifica non è stata condotta in quanto ogni singolo pannello d'anima delle travi principali più sollecitate ha dimensioni geometriche tali per cui risultano soddisfatte la seguente relazione fornita nella UNI EN 1993.2:

$$b/t_w = 2745/16 = 171.56 < (30+4 \times 60) = 270$$

### 8.1.6 Verifiche di fatica

Le verifiche a fatica vengono effettuate con l'impiego del metodo dei coefficienti  $\lambda$ , associato all'impiego del veicolo a fatica FLM3 (istruzioni NTC-18, cap. 4.2.4.1.4.6.3., ovvero EN 1993-2 cap. 9). In sintesi, il metodo consente di valutare l'oscillazione di sforzo in un dato dettaglio strutturale sulla base del transito di uno specifico modello di carico (FLM3). L'azione oscillante del singolo automezzo, opportunamente calibrata mediante l'applicazione dei fattori equivalenti di danno, fornisce l'impatto del traffico reale sul dettaglio considerato.

Si ha pertanto:

- $\Delta\sigma_p = |\sigma_{p,max} - \sigma_{p,min}|$  escursione tensionale, valutata in combinazione di progetto a fatica.
- $\Delta\sigma_{E,2} = \lambda \Phi_2 \Delta\sigma_p$  ampiezza equivalente allo spettro di danneggiamento per 2 e6 cicli

con:

$$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 \leq \lambda_{max} \quad \text{fattore equivalente di danno}$$

$\Phi_2$  fattore di amplificazione dinamica valutato come:

$\Phi_2 = 1.30(1 - D/26) \leq 1$  essendo D la distanza in m della sezione trasversale in esame dal giunto di dilatazione.

Verifica a fatica:  $\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2} \leq \Delta\sigma_d / \gamma_{Mf}$

In ottemperanza alla norma e nell'ottica del concetto di vita illimitata si pone:

$$\gamma_{Ff} = 1$$

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

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

### 8.1.6.1 Calcolo dei coefficienti $\lambda$ e $\lambda_{max}$

Il valore dei coefficienti  $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3, \lambda_4$  viene determinato secondo quanto previsto in EN 1993-2 cap. 9 e EN 1994-2 § 6.8.6.2 rispettivamente per i dettagli di carpenteria e per le piolature (in quest'ultimo caso i coefficienti  $\lambda$  verranno indicati con il pedice aggiuntivo "v"). Di seguito si riporta il calcolo di ciascun coefficiente per il ponte in esame:

#### - Coefficiente $\lambda_1 - \lambda_{v1}$

Il coefficiente  $\lambda_1$  dipende dalla lunghezza e tipologia della linea di influenza. Per la verifica dei dettagli di carpenteria (connettori esclusi), viene dedotto dai grafici di seguito riportati, rispettivamente per la zona di centro campata e per la zona in prossimità degli appoggi interni, con riferimento alla luce  $L$  calcolata secondo lo schema di cui alla EN 1993-2 cap. 9.5.2.(2):

**Parametro:**  $\lambda_1 - \lambda_{v1}$

Luce della campata iniziale	$L_{min}$	40.00 m
Luce della campate intermedie	$L_{max}$	60.00 m

Parametro per campata con $L=40m$	Larghezza di rifer. $L_R$ [m]	Lunghezza critica linea d'influenza			Parametro $\lambda_1$		
		Flessione $L_f$ [m]	Taglio $L_t$ [m]	Reazioni $L_r$ [m]	Flessione $\lambda_{1,f}$ [-]	Taglio $\lambda_{1,t}$ [-]	Reazioni $\lambda_{1,r}$ [-]
Mezzeria	34.00	40.00	16.00	-	2.25	2.49	-
Appoggio estremità	-	50.00	40.00	40.00	1.90	1.80	1.80
Appoggio intermedio	6.00	50.00	40.00	100.00	1.90	1.80	2.20

Parametro per campata con $L=60m$	Larghezza di rifer. $L_R$ [m]	Lunghezza critica linea d'influenza			Parametro $\lambda_1$		
		Flessione $L_f$ [m]	Taglio $L_t$ [m]	Reazioni $L_r$ [m]	Flessione $\lambda_{1,f}$ [-]	Taglio $\lambda_{1,t}$ [-]	Reazioni $\lambda_{1,r}$ [-]
Mezzeria	51.00	60.00	24.00	-	2.05	2.41	-
Appoggio estremità	-	60.00	60.00	60.00	2.00	2.00	2.00
Appoggio intermedio	9.00	60.00	60.00	120.00	2.00	2.00	2.20

Le tabelle sopra sono valide per il calcolo del parametro  $\lambda_1$  relativo a dettagli costruttivi di carpenteria metallica.

Per le verifiche a fatica di pioli, il parametro in esame assume il valor  $\lambda_{1v} = 1.55$  UNI EN 1994-2, §6.8.6.2 (4)

#### - Coefficiente $\lambda_2 - \lambda_{v2}$

Il coefficiente  $\lambda_2$  dipende dalla tipologia e dal volume di traffico.

Per la valutazione dei dettagli di carpenteria, si fa riferimento a EN 1993-2 § 9.5.2.(3). il coefficiente  $\lambda_2$  viene determinato in funzione del flusso atteso di veicoli pesanti ( $N_{Obs}$ ), e dal peso medio degli stessi  $Q_{m1}$ .

Parametro:  $\lambda_2 - \lambda_{v2}$

NTC18 - Tab. 5.1. X - Flusso annuo di veicoli pesanti sulla corsia di marcia lenta






Categorie di traffico	Flusso annuo di veicoli di peso superiore a 100 kN sulla corsia di marcia lenta
1 - Strade ed autostrade con 2 o più corsie per senso di marcia, caratterizzate da intenso traffico pesante	2,0x10 <sup>6</sup>
2 - Strade ed autostrade caratterizzate da traffico pesante di media intensità	0,5x10 <sup>6</sup>
3 - Strade principali caratterizzate da traffico pesante di modesta intensità	0,125x10 <sup>6</sup>
4 - Strade locali caratterizzate da traffico pesante di intensità molto ridotta	0,05x10 <sup>6</sup>

>>>> Categoria di traffico

1

Numero annuo di veicoli	N <sub>0BS</sub>	[-]	2000000
Numero annuo medio	N <sub>0</sub>	[-]	500000
Peso di FLM3	Q <sub>0</sub>	[kN]	480

NTC18 - Tab. 5.1. VIII - Composizione del traffico

	 Q <sub>1</sub> = 200 kN	 Q <sub>2</sub> = 310 kN	 Q <sub>3</sub> = 490 kN	 Q <sub>4</sub> = 390 kN	 Q <sub>5</sub> = 450 kN	
<input checked="" type="radio"/>	20%	5%	50%	15%	10%	Long distance
<input type="radio"/>	40%	10%	30%	15%	5%	Medium distance
<input type="radio"/>	80%	5%	5%	5%	5%	Local traffic

#### VERIFICHE DI DETTAGLI COSTRUTTIVI:

$$Q_{m1} = \left( \frac{\sum n_i Q_i^5}{\sum n_i} \right)^{1/5} = \text{kN } 445.40$$

$$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \left( \frac{N_{0bs}}{N_0} \right)^{1/5} = 1.224$$

#### VERIFICHE DI PIOLI:

$$Q_{m1} = \left( \frac{\sum n_i Q_i^8}{\sum n_i} \right)^{1/8} = \text{kN } 457.37$$

$$\lambda_{v,2} = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \left( \frac{N_{0bs}}{N_0} \right)^{1/8} = 1.133$$

#### - Coefficiente $\lambda_3 - \lambda_{v3}$

Il coefficiente  $\lambda_3$  dipende dalla vita di progetto della struttura. Per i dettagli di carpenteria, con riferimento a EN 1993-2 §9.5.2. (5):

Parametro:  $\lambda_3 - \lambda_{v3}$

Vita di progetto del ponte

V<sub>d</sub> = 100 anni

Parametro  $\lambda_3$  verifica di dettagli costruttivi

$$\lambda_3 = \left( \frac{t_{ld}}{100} \right)^{1/5} = 1.000$$

Parametro  $\lambda_3$  per verifica dei pioli:

$$\lambda_{v,3} = \left( \frac{t_{ld}}{100} \right)^{1/8} = 1.000$$

#### - Coefficiente $\lambda_4 - \lambda_{v4}$

Il coefficiente  $\lambda_4$  dipende dall'organizzazione delle corsie di carico in direzione trasversale e dalla loro posizione relativa sulla linea di influenza trasversale di ciascuna trave.

**Parametro:**  $\lambda_4 - \lambda_{v4}$

$\lambda_4$  è un coefficiente che tiene in considerazione l'azione simultanea di più veicoli.

$$\lambda_4 = \left[ 1 + \frac{N_2}{N_1} \left( \frac{\eta_2 Q_{m2}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 + \frac{N_3}{N_1} \left( \frac{\eta_3 Q_{m3}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 + \dots + \frac{N_k}{N_1} \left( \frac{\eta_k Q_{mk}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 \right]$$

dove :

- k numero di corsie con traffico pesante  
 $N_j$  numero di veicoli pesanti per anno nella corsia j  
 $Q_{mj}$  peso medio lordo dei veicoli pesanti nella corsia j  
 $\eta_j$  valore della linea d'influenza nella mezzera della corsia j

Visto che nel caso in esame vi è presente una sola corsia lenta con carico viaggiante FLM3, il parametro in esame assume valore unitario:

$$\lambda_4 = 1.000$$

$$\lambda_{v4} = 1.000$$

**- Coefficiente  $\lambda - \lambda_v$**

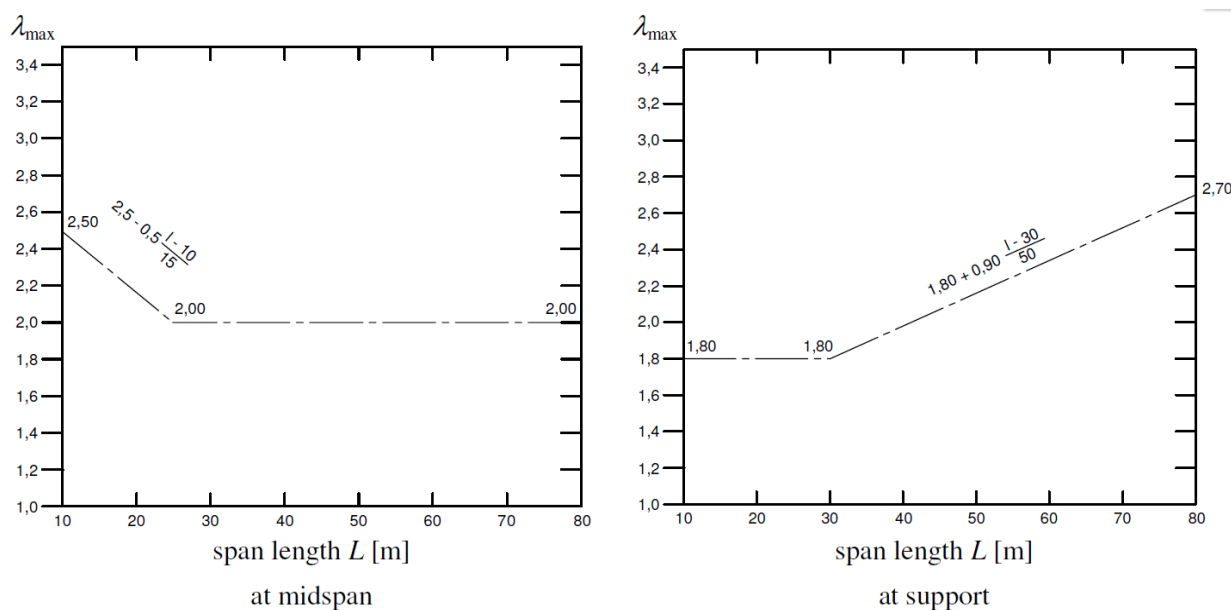
Il fattore equivalente di danno (per il momento flettente) è limitato superiormente dal fattore  $\lambda_{max}$ , da valutarsi secondo quanto previsto in EN 1993-2 §9.5.2.(7):

**Parametro:**  $\lambda_{max}$

Luce della campata iniziale	$L_{min}$	40.00 m
Luce della campata intermedie	$L_{max}$	60.00 m

Parametro per campata con L=40m	Larghezza di rifer. $L_R$ [m]	Lunghezza critica linea d'influenza			Parametro $\lambda_1$		
		Flessione	Taglio	Reazioni	Flessione	Taglio	Reazioni
		$L_f$ [m]	$L_t$ [m]	$L_r$ [m]	$\lambda_{1,f}$ [-]	$\lambda_{1,t}$ [-]	$\lambda_{1,r}$ [-]
Mezzera	34.00	40.00	16.00	-	2.00	2.30	-
Appoggio estremità	-	50.00	40.00	40.00	2.16	1.98	1.98
Appoggio intermedio	6.00	50.00	40.00	100.00	2.16	1.98	2.70

Parametro per campata con L=60m	Larghezza di rifer. $L_R$ [m]	Lunghezza critica linea d'influenza			Parametro $\lambda_1$		
		Flessione	Taglio	Reazioni	Flessione	Taglio	Reazioni
		$L_f$ [m]	$L_t$ [m]	$L_r$ [m]	$\lambda_{1,f}$ [-]	$\lambda_{1,t}$ [-]	$\lambda_{1,r}$ [-]
Mezzera	51.00	60.00	24.00	-	2.00	2.03	-
Appoggio estremità	-	60.00	60.00	60.00	2.34	2.34	2.34
Appoggio intermedio	9.00	60.00	60.00	120.00	2.34	2.34	2.70



#### 8.1.6.2 Valore del coefficiente $\lambda$ e $\lambda_v$ adottato

Di seguito si riporta una tabella di sintesi dei valori calcolati dei coefficienti per i dettagli costruttivi di carpenteria metallica:

	Parametro $\lambda_1$ (L=40m)			Parametro $\lambda_1$ (L=60m)		
	Flessione $\lambda_{1,f}$ [-]	Taglio $\lambda_{1,t}$ [-]	Reazioni $\lambda_{1,r}$ [-]	Flessione $\lambda_{1,f}$ [-]	Taglio $\lambda_{1,t}$ [-]	Reazioni $\lambda_{1,r}$ [-]
Mezzeria	2.00	2.30	0.00	2.00	2.03	0.00
Appoggio estremità	2.16	1.98	1.98	2.34	2.34	2.34
Appoggio intermedio	2.16	1.98	2.69	2.34	2.34	2.69

Dunque, indipendentemente dalla posizione di verifica e dallo stato di sollecitazione si adotta un unico valore del coefficiente pari a:

**$\lambda = 2.16$  (campata 40m)       $\lambda = 2.34$  (campata 60m)**

mentre nel caso dei connettori (pioli) si adotta un valore pari a:  **$\lambda = 1.76$ .**

### 8.1.6.3 Verifiche Dettagli e Coefficienti di sicurezza

Per la verifica a fatica dei dettagli di carpenteria, si prendono in esame i dettagli di seguito elencati unitamente alla categoria/num.dettaglio dedotti dalle tabelle riportate nella Circolare Esplicativa 2019 §C4.2.4.1.4.3:

- Piattabanda superiore. e inferiore - tensioni normali:

Categoria/dettaglio:	125/5	Tab.C4.2.XII.a
----------------------	-------	----------------

- Anima - tensioni tangenziali:

Categoria/dettaglio:	100/6	Tab.C4.2.XII.b
----------------------	-------	----------------

- Saldatura longitudinale continua:

Categoria/dettaglio:	125/1	Tab.C4.2.XIII
----------------------	-------	---------------

- Giunti di testa piattabande e anime:

Categoria/dettaglio:	90/6 (*)	Tab.C4.2.XIV	(*) size effect $k_s = (25/t)^{0.2}$
----------------------	----------	--------------	--------------------------------------

- Giunti con raccordo di transizione delle piattabande:

Categoria/dettaglio:	71/4 (b)	Tab.C4.2.XV
----------------------	----------	-------------

- Irrigidimenti verticali e longitudinali:

Categoria/dettaglio:	80/7	Tab.C4.2.XV
----------------------	------	-------------

Per la verifica a fatica delle piolature si seguono i criteri generali contenuti in EN 1994-2.

Il ciclo di verifica segue quanto previsto in EN 1994-2 cap. 6.8.7.2.(2), comprendendo la verifica separata per rottura del piolo e per rottura della piattabanda.

Per tutti i dettagli, nell'ambito dell'approccio “vita illimitata”, si adotteranno i seguenti coefficienti di sicurezza:

$\gamma_{Mf} = 1.35$  per tutti i dettagli di carpenteria

$\gamma_{Mf} = 1.15$  per la rottura del piolo



## 8.2 Soletta in c.a.

Per le verifiche della soletta si adotta il programma RC-sec della GeoStru, le cui verifiche sono condotte in accordo alle vigenti norme tecniche. Nel seguito vengono esposte in dettaglio i criteri di verifica adottati.

### 8.2.1 SLU/A – Presso-Tenso flessione

Si fa riferimento alle ipotesi di base riportate nel paragrafo 4.1.2.1.2.1 delle NTC:

- 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.

Per quanto concerne i materiali si adotta il diagramma di calcolo tensione-deformazione "parabola-rettangolo" per il calcestruzzo, elastico-perfettamente plastico per l'acciaio.

La verifica di resistenza si conduce confrontando  $M_{Rd}(N_{Ed})$  con  $M_{Ed}$  come indicato di seguito:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove:

$M_{Rd}$	è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a $N_{Ed}$ ,
$N_{Ed}$	è il valore di calcolo della compressione assiale (sforzo normale) dell'azione,
$M_{Ed}$	è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

Qualora le verifiche siano condotte per la combinazione eccezionale, secondo quanto descritto in §4.1.4 i coefficienti dei materiali parziali della sicurezza sono assunti unitari.

### 8.2.2 SLU/A - Taglio

Si distingue tra elementi non armati a taglio (paragrafo 4.1.2.3.5.2 delle NTC) ed elementi armati a taglio con staffe (paragrafo 4.1.2.3.5.1 delle NTC).

#### Elementi non armati a taglio

La verifica di resistenza si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed},$$

dove:

$V_{Rd}$	è il valore di calcolo della resistenza a taglio,
$V_{Ed}$	è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = \{0.18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \sigma_{cp}\} b_w d \geq (u_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) b_w d$$

Con:

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

$$u_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove:

- d è l'altezza utile della sezione (in mm),
- $\rho_1$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ ),
- $\sigma_{cp}$  è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 f_{cd}$ ),
- $b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

### Elementi armati a taglio

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  per elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio è valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio.

Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo ed i puntoni d'anima inclinati.

L'inclinazione  $\vartheta$  dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i seguenti limiti:

$$1 \leq \text{ctg } \vartheta \leq 2.5.$$

La verifica di resistenza si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed},$$

dove  $V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale (staffe), la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 d A_{sw}/s f_{yd} \text{ctg } \vartheta.$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c f'_{cd} \text{ctg } \vartheta (1 + \text{ctg}^2 \vartheta).$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

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

dove:

- d è l'altezza utile della sezione,
- $\sigma_{cp}$  è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 f_{ck}$ ),
- $b_w$  è la larghezza minima della sezione,
- $A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale,
- s è l'interasse tra due armature trasversali consecutive,
- $f'_{cd}$  è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima,
- $\alpha_c$  è il coefficiente maggiorativo funzione di  $\sigma_{cp}$ .

### 8.2.3 SLE - Fessurazione

In ordine di severità si distinguono i seguenti stati limite:

- a) Stato limite di decompressione nel quale la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- b) Stato limite di formazione delle fessure nel quale la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_{ct} = f_{ctm}/1.2,$$

con  $f_{ctm}$  definito nel capitolo 11 delle NTC18;

- c) Stato limite di apertura delle fessure, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}, \quad w_2 = 0.3 \text{ mm}, \quad w_3 = 0.4 \text{ mm}.$$

Lo stato limite di fessurazione è fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.

Le combinazioni di riferimento sono:

- Combinazione Quasi Permanente,
- Combinazione Frequente.

Per quanto concerne gli stati limite di decompressione ("a" nell'elenco precedente) e di formazione delle fessure ("b"), le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata.

Per quanto concerne lo stato limite di apertura delle fessure il valore di calcolo di apertura  $w_d$  non deve superare i valori nominali  $w_1$ ,  $w_2$ ,  $w_3$  secondo quanto riportato nella tabella precedente.

Il valore di calcolo è dato da:

$$w_d = 1.7 w_m,$$

dove:

$w_m$  rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza media delle fessure  $w_m$  è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura  $\epsilon_{sm}$  per la distanza tra le fessure  $\Delta_{sm}$ :

$$w_m = \epsilon_{sm} \Delta_{sm}.$$

Per i valori di  $\epsilon_{sm}$  e  $\Delta_{sm}$  si fa riferimento a quanto indicato da comprovata letteratura tecnica.

Nella Circolare Applicativa del 2009, si fa riferimento al seguente calcolo per  $w_d$ :

$$w_d = \epsilon_{sm} \Delta_{smax}$$

dove:

$\Delta_{smax}$  rappresenta la distanza massima tra le fessure.

La deformazione unitaria delle barre,  $\epsilon_{sm}$ , può essere calcolata con la seguente espressione:

$$\varepsilon_{sm} = 1/E_s [\sigma_s - k_t f_{ctm}/\rho_{eff} (1 + \alpha_e \rho_{eff})] \geq 0.6 \sigma_s/E_s,$$

dove:

- $\sigma_s$  è la tensione nell'armatura tesa valutata considerando la sezione fessurata,
- $\alpha_e$  è il rapporto  $E_s/E_{cm}$ ,
- $\rho_{eff}$  è pari ad  $A_s/A_{c,eff}$ ,
- $A_{c,eff}$  è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura, di altezza  $h_{c,ef}$ , dove  $h_{c,ef}$  è il valore minore tra  $2.5(h-d)$ ,  $(h-x)/3$  ed  $h/2$  (come indicato in figura seguente); nel caso di elementi in trazione, in cui esistono due aree efficaci, l'una all'estradosso e l'altra all'intradosso, entrambe le aree vanno considerate separatamente,
- $k_t$  è un fattore dipendente dalla durata del carico.

Per quanto concerne la distanza massima  $\Delta_{smax}$ , nel caso in cui l'armatura sia disposta con una spaziatura non superiore a  $5(c + \phi/2)$ , essa può essere valutata come segue:

$$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_3 k_4 \phi/\rho_{eff},$$

Nel caso in esame per la soletta si considera una  $w_{k,lim} = 0.20$ .

Elemento	CSA	Condizioni ambientale NTC2018 - Tab 4.1.III	SCELTO	NTC18 - Tab 4.1.IV	
	<del>Esp.</del>		Classe scelta	COMB.	<del>wk lim</del>
Solette in c.a. e cordoli impalcato e testa muro	XF4	Molto aggressive	C35/45	FR	mm
				QP	

#### 8.2.4 SLE – Tensionale

La massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_c$  deve rispettare la seguente limitazione:

- $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$  per combinazione caratteristica (rara),
- $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$  per combinazione quasi permanente.

La tensione massima per l'acciaio  $\sigma_s$  deve rispettare la limitazione seguente:

- $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$  per combinazione caratteristica.

Nel caso in esame si ottiene pertanto:

- Per le strutture con  $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$  da cui:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} = 21.0 \text{ MPa} \quad \text{per combinazione caratteristica (rara),}$$

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 15.75 \text{ MPa} \quad \text{per combinazione quasi permanente.}$$

La tensione dell'acciaio deve rispettare il seguente limite:  $\sigma_s < 0.80 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$ .

## 9. SOLETTA

In fase di progetto si è scelto di realizzare la soletta con l'utilizzo di coppelle in acciaio che fungono da cassero a perdere. Lo spessore di calcolo della soletta è di 250mm, di cui 4 mm relativi alla coppella. Le coppelle sono ordite in senso longitudinale al ponte, appoggiandosi sui traversi. Nei punti seguenti viene innanzitutto verificata la coppella durante la fase di getto, e in secondo luogo viene esaminato il comportamento complessivo della soletta in fase di esercizio.

### 9.1 Verifica in fase di getto

In base alle diverse larghezze delle coppelle nonché ai diversi spessori di getto si distinguono due distinte situazioni di progetto.

#### Coppelle tipo 1

Si utilizzano coppelle di larghezza pari a 1.00 m con n°2 tralicci aventi interasse verticale tra ferri inferiori e superiori pari a 140 mm, costituiti da 2Ø16 inferiori e 1Ø20 superiore collegati da 2 diagonali Ø12 avente interasse 300 mm. La luce massima di calcolo è 3.60 m.

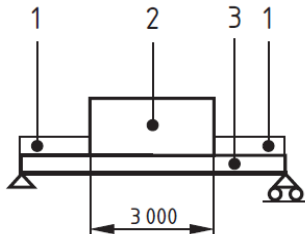
Di seguito l'analisi dei carichi e l'esplicitazione delle verifiche:

#### AZIONI IN FASE DI COSTRUZIONE || UNI EN 1991-1-6:2005, §4.11

##### COPPELLE TIPO 1

Peso specifico del calcestruzzo	$g_c$	$\text{kN/m}^3$	25.00
Spessore della soletta	s	m	0.25
Presenza del personale da cantiere	qca	$\text{kN/m}^2$	1.00
Presenza del personale da cantiere ridotto	0.75 qca,075	$\text{kN/m}^2$	0.75
	0.1 x qcf	$\text{kN/m}^2$	0.63
	min q2	$\text{kN/m}^2$	0.75
	max q2	$\text{kN/m}^2$	1.50
	q2	$\text{kN/m}^2$	0.75
Peso degli elementi portanti (lamiera + tavole fermagetto)	qcc	$\text{kN/m}^2$	0.46
Peso proprio del calcestruzzo fresco con tralicci	qcf	$\text{kN/m}^2$	6.25

Schema 1:



A	B	C
1	2	1
3.1	3.1	3.1
3.2	3.2	3.2

A	B	C
0.75	0.75	0.75
0.46	0.46	0.46
6.25	6.25	6.25
7.50	7.50	7.50

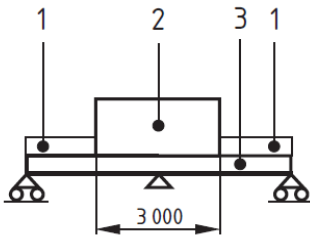
->

**7.50** kN/m<sup>2</sup>  
**1.50** **SLU**  
 11.25 kN/m<sup>2</sup>

Larghezza della coppella  
 Lunghezza campata  
 Carico complessivo al metro lineare  
 Momento flettente in campata

Lc m **1.00**  
 L1 m **3.60**  
 q kN/m 11.25  
**M** **kNm** **18.23**

Schema 2:



Larghezza della coppella  
 Lunghezza campata  
 Carico complessivo al metro lineare  
 Momento flettente in appoggio  
 Taglio

Lc m **1.00**  
 L1 m **3.60**  
 q kN/m 11.25  
**M** **kNm** **18.23**  
**V** **kN** **25.31**

## VERIFICA SUI TRALICCI DELLE COPPELLE PER FASE DI GETTO - TIPO 1

### Materiale acciaio:

Sigla acciaio:

B450C

Resistenza caratteristica allo snervamento

$f_{yk}$  MPa 450

Coefficiente parziale per verifiche di instabilità

$\gamma_{M0}$  - 1.10

Coefficiente parziale per verifiche di resistenza

$\gamma_{M1}$  - 1.05

Modulo elastico

E MPa 210000

### Caratteristiche geometriche del singolo traliccio:

Numero di tralici presenti in 1 coppella

N - 2.00

Distanza in asse tra corrente inferiore e superiore

z mm 140.00

Passo dei correnti inferiori

b mm 150.00

Interasse in direzione longitudinale del traliccio

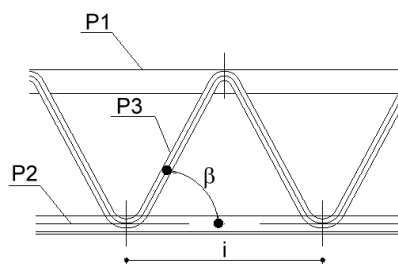
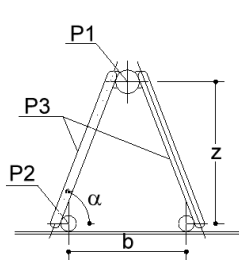
i mm 300.00

Angolo sul piano trasversale del traliccio

$\alpha$  - 43.03

Angolo sul piano longitudinale del traliccio

$\beta$  - 43.03



$$N_{Ed,P1} = \frac{M_{Ed}}{n_b \times z} \quad N_{Ed,P2} = \frac{M_{Ed}}{n_b \times z}$$

$$N_{Ed,P3} = \frac{V_{Ed}}{n_b \times \sin\beta \times \sin\alpha}$$

### Caratteristiche di sollecitazione derivante dagli schemi statici:

#### Sollecitazioni

#### Azioni

		su coppella	N. Tralici	su traliccio
Momento flettente massimo in campata	$M_{Ed,+}$ kNm	18.23	2.00	9.11
Momento flettente massimo in appoggio	$M_{Ed,-}$ kNm	18.23	2.00	9.11
Taglio massimo	$V_{Ed}$ kN	25.31	2.00	12.66

### Azioni su singole barre: "correnti e diagonali del traliccio":

		P1	P2	P3
Numero di barre per singolo traliccio	$n_b$ -	1	2	2
Forza normale compressione	$N_{Ed,-}$ kN	65.09	32.54	13.59
Forza normale trazione	$N_{Ed,+}$ kN	65.09	32.54	-

### Proprietà delle singole barre P1, P2 e P3:

Diametro della barra	$\Phi$ mm	20	16	12
Area della singola barra	A mm <sup>2</sup>	314.16	201.06	113.10
Momento d'inerzia intorno all'asse baricentrico	$I_G$ mm <sup>4</sup>	7853.98	3216.99	1017.88
Raggio giratore d'inerzia	i mm	5.00	4.00	3.00

#### Verifica di stabilità - NTC2018 §4.2.4.1.3.1

Distanza tra due ritegni che impediscono l'inflessione	$L_f$	mm	300.00	300.00	218.46
Coefficiente di lunghezza di libera inflessione	$\beta$	-	1.00	1.00	1.00
Lunghezza di libera inflessione	$L_{cr}$	mm	300.00	300.00	218.46
Carico critico euleriano	$N_{cr}$	kN	180.87	74.08	44.20
Snellezza dell'elemento	$\lambda$	-	60.00	75.00	72.82
Snellezza limite	$\lambda_{lim}$	-	200.00	200.00	200.00
<u>Verifica 1: "Rapporto di snellezza"</u>	$\lambda / \lambda_{lim}$	-	0.300	0.375	0.364
Snellezza adimensionale	$\lambda_{ad}$	-	0.884	1.105	1.073
Curva di instabilità	C	-	c	c	c
Coefficiente di imperfezione	$\alpha$	-	0.490	0.490	0.490
Coefficiente di instabilità	$\phi$	-	1.058	1.332	1.290
Coefficiente di riduzione di resistenza	$\chi$	-	0.610	0.482	0.499
Resistenza all'instabilità flessionale	$N_{b,Rd}$	kN	78.35	39.61	23.08
Azioni di progetto	$N_{b,Ed}$	kN	65.09	32.54	13.59
<u>Verifica 2: "Stabilità"</u>	IR	-	0.831	0.822	0.589

(\*) Verifiche soddisfatte se IR < 1

#### Verifica di resistenza - NTC2018 §4.2.4.2.1

Resistenza plastica della sezione	$N_{Rd}$	kN	134.64	86.17	48.47
Azioni di progetto	$N_{Ed}$	kN	65.09	32.54	0.00
<u>Verifica di resistenza</u>	IR	-	0.483	0.378	0.000

(\*) Verifiche soddisfatte se IR < 1

#### Verifica di deformabilità

Carico complessivo al metro lineare (valore caratteristico)	q	kN/m	7.50
Lunghezza della coppella	L	m	3.60
Momento d'inerzia	I <sub>x</sub>	mm <sup>4</sup>	1.47E+07
Modulo elastico	E	MPa	210000
Spostamento	$\delta$	mm	5.32
Spostamento Limite L/500	$\delta_{lim}$	mm	7.20
<u>Verifica di deformabilità</u> (se < 1 - soddisfatta)	$\delta / \delta_{lim}$	-	0.739



### Coppelle tipo 2 (in corrispondenza del cordolo laterale)

Si utilizzano coppelle di larghezza pari a 1.00 m con n°2 tralicci aventi interasse verticale tra ferri inferiori e superiori pari a 200 mm, costituiti da 2Ø16 inferiori e 1Ø20 superiore collegati da 2 diagonali Ø12 avente interasse 300 mm. La luce massima di calcolo è 3.60 m. Il calcolo è riferito al carico massimo agente sul singolo traliccio della coppella, avente larghezza di influenza maggiore.

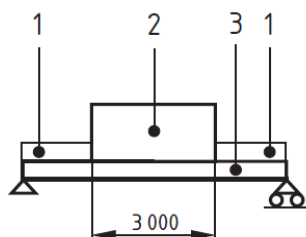
Di seguito l'analisi dei carichi e l'esplicitazione delle verifiche:

### AZIONI IN FASE DI COSTRUZIONE || UNI EN 1991-1-6:2005, §4.11

#### COPPELLE TIPO 2

Peso specifico del calcestruzzo	$g_c$	$\text{kN/m}^3$	25.00
Spessore della soletta	s	m	0.36
Presenza del personale da cantiere	$q_{ca}$	$\text{kN/m}^2$	1.00
Presenza del personale da cantiere ridotto	0.75 $q_{ca,075}$	$\text{kN/m}^2$	0.75
	0.1 x $q_{cf}$	$\text{kN/m}^2$	0.90
	min $q_2$	$\text{kN/m}^2$	0.75
	max $q_2$	$\text{kN/m}^2$	1.50
	$q_2$	$\text{kN/m}^2$	0.90
Peso degli elementi portanti (lamiera + tavole fermagetto)	$q_{cc}$	$\text{kN/m}^2$	0.46
Peso proprio del calcestruzzo fresco con tralicci	$q_{cf}$	$\text{kN/m}^2$	9.00

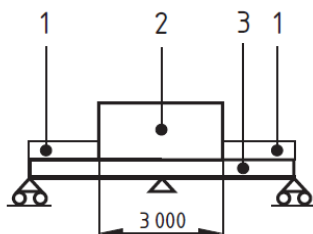
Schema 1:



A	B	C		
1	2	1		
3.1	3.1	3.1		
3.2	3.2	3.2		
A	B	C		
0.75	0.90	0.75		
0.46	0.46	0.46		
9.00	9.00	9.00		
10.30	10.40	10.30	->	10.40 $\text{kN/m}^2$
				1.50 <b>SLU</b>
				15.60 $\text{kN/m}^2$

Larghezza della coppella	$L_c$	m	0.55
Lunghezza campata	$L_1$	m	3.60
Carico complessivo al metro lineare	q	$\text{kN/m}$	8.58
Momento flettente in campata	M	$\text{kNm}$	13.90

Schema 2:



Larghezza della coppella	$L_c$	m	0.55
Lunghezza campata	$L_1$	m	3.60
Carico complessivo al metro lineare	$q$	kN/m	8.58
Momento flettente in appoggio	$M$	kNm	13.90
Taglio	$V$	kN	19.31

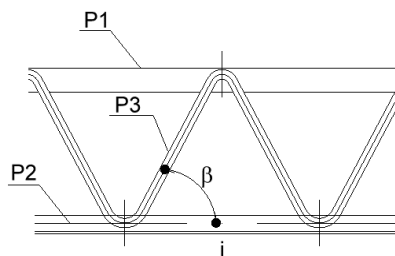
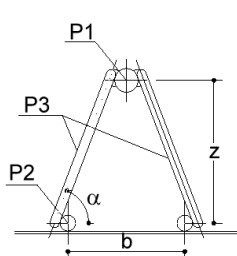
#### VERIFICA SUI TRALICCI DELLE COPPELLE PER FASE DI GETTO - TIPO 2 (in prossimità cordolo)

##### Materiale acciaio:

Sigla acciaio:			B450C
Resistenza caratteristica allo snervamento	$f_{yk}$	MPa	450
Coefficiente parziale per verifiche di instabilità	$\gamma_{M0}$	-	1.10
Coefficiente parziale per verifiche di resistenza	$\gamma_{M1}$	-	1.05
Modulo elastico	E	MPa	210000

##### Caratteristiche geometriche del singolo traliccio:

Numero di tralicci presenti in 1 coppella	$N$	-	1.00
Distanza in asse tra corrente inferiore e superiore	$z$	mm	200.00
Passo dei correnti inferiori	$b$	mm	150.00
Interasse in direzione longitudinale del traliccio	$i$	mm	300.00
Angolo sul piano trasversale del traliccio	$\alpha$	-	53.13
Angolo sul piano longitudinale del traliccio	$\beta$	-	53.13



$$N_{Ed,P1} = \frac{M_{Ed}}{n_b \times z} \quad N_{Ed,P2} = \frac{M_{Ed}}{n_b \times z}$$

$$N_{Ed,P3} = \frac{V_{Ed}}{n_b \times \sin \beta \times \sin \alpha}$$

##### Caratteristiche di sollecitazione derivante dagli schemi statici:

			Sollecitazioni su coppella	N. Tralicci	Azioni su traliccio
Momento flettente massimo in campata	$M_{Ed,+}$	kNm	13.90	1.00	13.90
Momento flettente massimo in appoggio	$M_{Ed,-}$	kNm	13.90	1.00	13.90
Taglio massimo	$V_{Ed}$	kN	19.31	1.00	19.31

Azioni su singole barre: "correnti e diagonali del traliccio":

			<b>P1</b>	<b>P2</b>	<b>P3</b>
Numero di barre per singolo traliccio	$n_b$	-	1	2	2
Forza normale compressione	$N_{Ed,-}$	kN	69.50	34.75	15.08
Forza normale trazione	$N_{Ed,+}$	kN	65.09	32.54	-

Proprietà delle singole barre P1, P2 e P3:

Diametro della barra	$\Phi$	mm	20	16	12
Area della singola barra	A	mm <sup>2</sup>	314.16	201.06	113.10
Momento d'inerzia intorno all'asse baricentrico	$I_G$	mm <sup>4</sup>	7853.98	3216.99	1017.88
Raggio giratore d'inerzia	i	mm	5.00	4.00	3.00

**Verifica di stabilità - NTC2018 §4.2.4.1.3.1**

Distanza tra due ritegni che impediscono l'inflessione	$L_f$	mm	300.00	300.00	261.01
Coefficiente di lunghezza di libera inflessione	$\beta$	-	1.00	1.00	1.00
Lunghezza di libera inflessione	$L_{cr}$	mm	300.00	300.00	261.01
Carico critico euleriano	$N_{cr}$	kN	180.87	74.08	30.97
Snellezza dell'elemento	$\lambda$	-	60.00	75.00	87.00
Snellezza limite	$\lambda_{lim}$	-	200.00	200.00	200.00

Verifica 1: "Rapporto di snellezza"

	$\lambda / \lambda_{lim}$	-	0.300	0.375	0.435
Snellezza adimensionale	$\lambda_{ad}$	-	0.884	1.105	1.282
Curva di instabilità	C	-	c	c	c
Coefficiente di imperfezione	$\alpha$	-	0.490	0.490	0.490
Coefficiente di instabilità	$\phi$	-	1.058	1.332	1.587
Coefficiente di riduzione di resistenza	$\chi$	-	0.610	0.482	0.397
Resistenza all'instabilità flessionale	$N_{b,Rd}$	kN	78.35	39.61	18.35
Azioni di progetto	$N_{b,Ed}$	kN	69.50	34.75	15.08

Verifica 2: "Stabilità"

IR	-	0.887	0.877	0.822
----	---	-------	-------	-------

(\*) Verifiche soddisfatte se  $IR < 1$

**Verifica di resistenza - NTC2018 §4.2.4.2.1**

Resistenza plastica della sezione	$N_{Rd}$	kN	134.64	86.17	48.47
Azioni di progetto	$N_{Ed}$	kN	65.09	32.54	0.00
Verifica di resistenza	IR	-	0.483	0.378	0.000

(\*) Verifiche soddisfatte se  $IR < 1$

**Verifica di deformabilità**

Carico complessivo al metro lineare (valore caratteristico)	q	kN/m	5.72
Lunghezza della coppella	L	m	3.60
Momento d'inerzia	$I_x$	mm <sup>4</sup>	1.22E+07
Modulo elastico	E	MPa	210000
Spostamento	$\delta$	mm	4.87
Spostamento Limite $L/500$	$\delta_{lim}$	mm	7.20
Verifica di deformabilità (se $< 1$ - soddisfatta)	$\delta / \delta_{lim}$	-	0.676

## 9.2 Verifica in fase definitiva

Per la verifica della soletta in fase di esercizio (definitiva) è stato estrapolato implementato un modello locale in cui la soletta è stata modellata con elementi a plate dallo spessore di 25cm. Nei paragrafi successivi si riporta l'esplicitazione dei carichi applicati, una breve descrizione del modello di calcolo e le verifiche eseguite.

### 9.2.1 Analisi dei carichi

#### Peso Proprio Degli Elementi Strutturali E Carichi Permanenti Portati:

Il peso proprio degli elementi strutturali (carpenteria metallica + soletta in c.a.) è stato computato associando ad ogni elemento il corrispondente peso specifico del materiale.

I permanenti portati sono quelli già descritti al paragrafo §5.

#### Variabile stradale:

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti Schemi di Carico riportati al paragrafo §5.1.3.3.3 delle NTC18.

Nel caso in esame sono stati considerati:

- Schema di Carico 1 – LM1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.
- Schema di Carico 2 – LM2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0.60 m ed altezza 0.35 m. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

#### Azioni eccezionali:

Le azioni eccezionali sono quelle riferite all'urto di un veicolo in svio come descritto al §5.5.6. Il carico verticale utilizzato è quello riferito allo schema 2.

Di seguito si riporta il calcolo delle azioni da traffico stradale da applicare sul modello di calcolo:

Descrizione	VAR.	UNITA'	VALORE	VALORE	
	Nome Condizioni di carico		<b>Q-TR-V</b>		
			Sche. 1	Sche. 2	
<u>Geometrie soletta e pacchetto</u>					
Altezza del soletta (minima)	H <sub>sol</sub>	m	0.25	0.25	
Altezza del binder	H <sub>b</sub>	m	0.04	0.04	
Altezza dell'usura + impermeabilizzazione	H <sub>u+i</sub>	m	0.07	0.07	
Riempimento	H <sub>r</sub>	m	0.00	0.00	
Altezza sino estradosso soletta	H <sub>tot,es</sub>	m	0.11	0.11	
Altezza complessiva	H <sub>tot</sub>	m	0.36	0.36	
Altezza complessiva sino asse soletta	H <sub>tot,asse</sub>	m	0.235	0.235	
<u>Area di impronta del carico in asse soletta inferiore</u>					
Larghezza impronta 1	L <sub>1</sub>	m	0.40	0.60	
Larghezza impronta 2	L <sub>2</sub>	m	0.40	0.35	
Impronta del carico	A <sub>imp,C</sub>	m <sup>2</sup>	0.16	0.21	
Altezza per diffusione del carico sino estradosso soletta	H <sub>tot,es</sub>	m	0.11	0.11	
Angolo di diffusione da piano della ruota sino a estradosso soletta	Ø	°	45.00	45.00	
Larghezza di diffusione	H <sub>tot</sub> * tan (Ø)	L <sub>d1</sub>	0.11	0.11	
Metà dello spessore della soletta	H <sub>sol/2</sub>	m	0.13	0.13	
Angolo di diffusione del carico all'interno della soletta	Ø	°	45.00	45.00	
Larghezza di diffusione nella soletta	L <sub>d2</sub>	m	0.125	0.125	
Larghezza complessiva di diffusione in dir. Longitudinale	L <sub>L</sub>	m	0.24	0.24	
Larghezza complessiva di diffusione in dir. Trasversale	L <sub>T</sub>	m	0.24	0.24	
Impronta longitudinale in asse alla soletta =	L <sub>L</sub> + L <sub>1</sub> + 2 L <sub>d1</sub>	+ 2 L <sub>d2</sub> =	m	0.87	1.07
Impronta trasversale in asse alla soletta =	L <sub>T</sub> + L <sub>2</sub> + 2 L <sub>d1</sub>	+ 2 L <sub>d2</sub> =	m	0.87	0.82
Impronta del carico estradosso soletta in c.a.	A <sub>imp,C</sub>	m <sup>2</sup>	0.70	0.80	
	A <sub>imp,FEM</sub>	m <sup>2</sup>	0.64	0.80	
<u>Carichi corsia 1</u>					
Carico Q1 tot	concentrato totale su 4 ruote	Q <sub>1K</sub>	kN	150.00	200.00
Carico q1 tot	diffuso su soletta	q <sub>1K</sub>	kN/m <sup>2</sup>	234.38	250.00
Carico q1 tot	distribuito	q <sub>1K'</sub>	kN/m <sup>2</sup>	9.00	0.00
Carico q1 tot'	su impronta in soletta	q <sub>1K_sup</sub>	kN/m <sup>2</sup>	243.50	250.00
<u>Carichi corsia 2</u>					
Carico Q2 tot	concentrato totale su 4 ruote	Q <sub>1K</sub>	kN	100.00	
Carico q2 tot	diffuso su soletta	q <sub>1K</sub>	kN/m <sup>2</sup>	156.25	
Carico q2 tot	distribuito	q <sub>1K'</sub>	kN/m <sup>2</sup>	2.50	
Carico q2 tot'	su impronta in soletta	q <sub>1K_sup</sub>	kN/m <sup>2</sup>	159.00	
<u>Carichi corsia 3</u>					
Carico Q3 tot	concentrato totale su 4 ruote	Q <sub>3K</sub>	kN	50.00	
Carico q3 tot	diffuso su soletta	q <sub>3K</sub>	kN/m <sup>2</sup>	78.13	
Carico q3 tot	distribuito	q <sub>3K'</sub>	kN/m <sup>2</sup>	2.50	
Carico q3 tot'	su impronta in soletta	q <sub>3K_sup</sub>	kN/m <sup>2</sup>	81.00	

La diffusione del carico stradale è valutata in accordo alle NTC18 a 45°, come illustrato di seguito per lo schema 1:

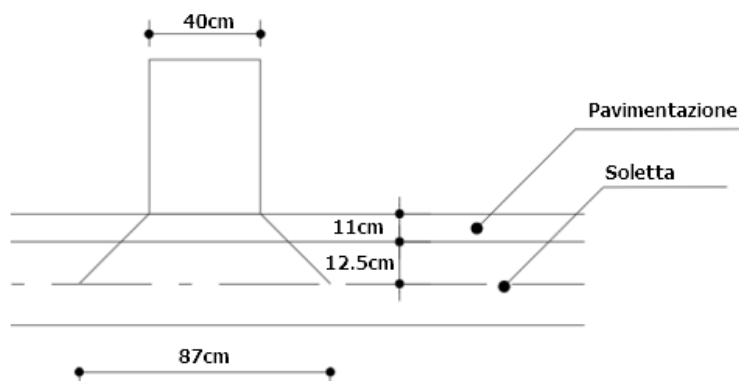


Figura 9.1 – Esempio di ripartizione del carico fino a metà soletta secondo lo schema 1

## 9.2.2 Modello di calcolo

Il modello di calcolo implementato è realizzato estrapolando una campata tipo da 60m, modellando la soletta in c.a. mediante elementi plate a 4 nodi da dimensioni circa 40cm, mentre gli elementi in carpenteria metallica ed il cordolo (80x40) cm sono stati implementati come elementi beam.

Di seguito il modello di calcolo implementato, i vincoli e l'applicazione dei carichi:

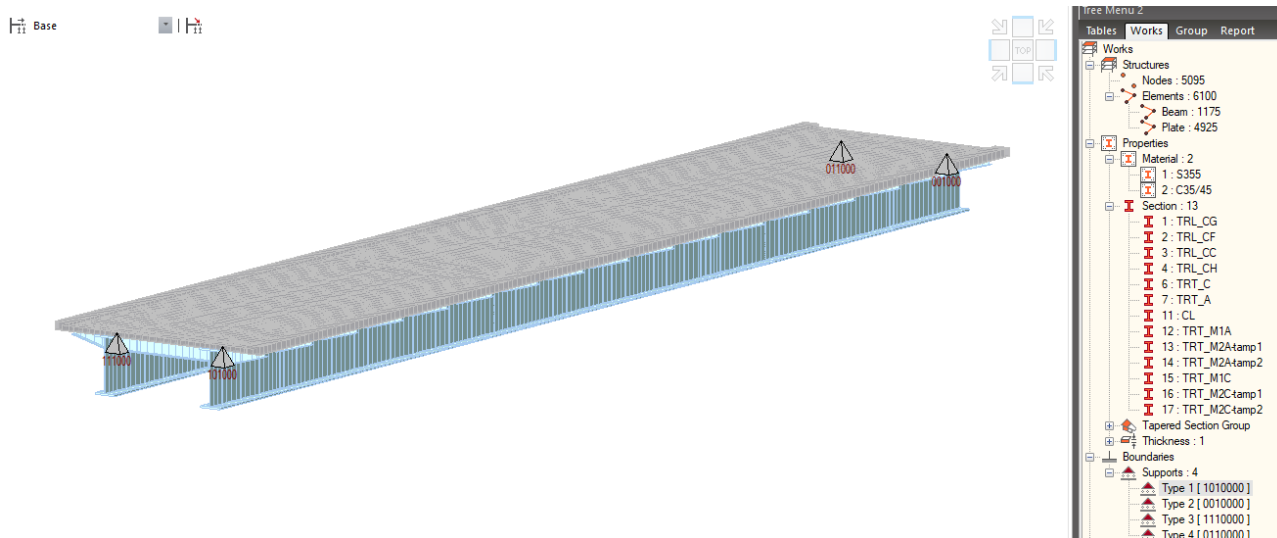


Figura 9.2 – Modello di calcolo FEM – Geometria e vincoli

Le sezioni riguardanti gli elementi in carpenteria metallica sono le medesime implementate nel modello globale.

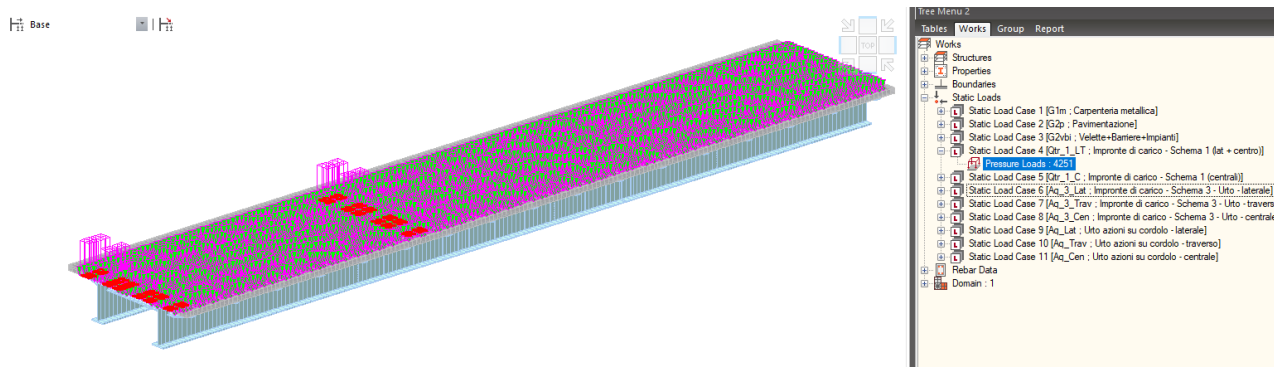


Figura 9.3 – Impronte di carico stradale schema 1: “Qtr\_1\_LT (max momento negativo)”

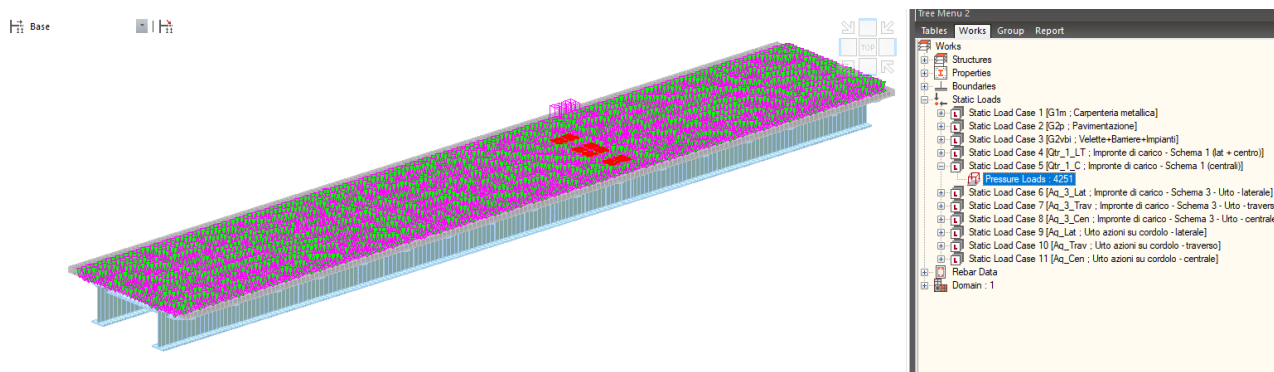


Figura 9.4 – Impronte di carico stradale schema 1: “Qtr\_1\_C (max momento positivo)”

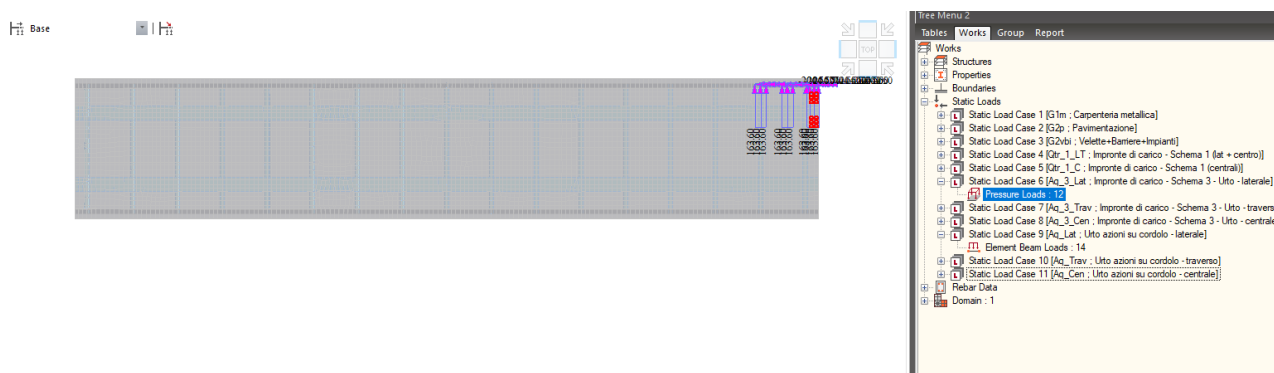


Figura 9.5 – Carico stradale schema 2 (Azione urto laterale): “Aq\_3\_Lat + Aq\_Lat”



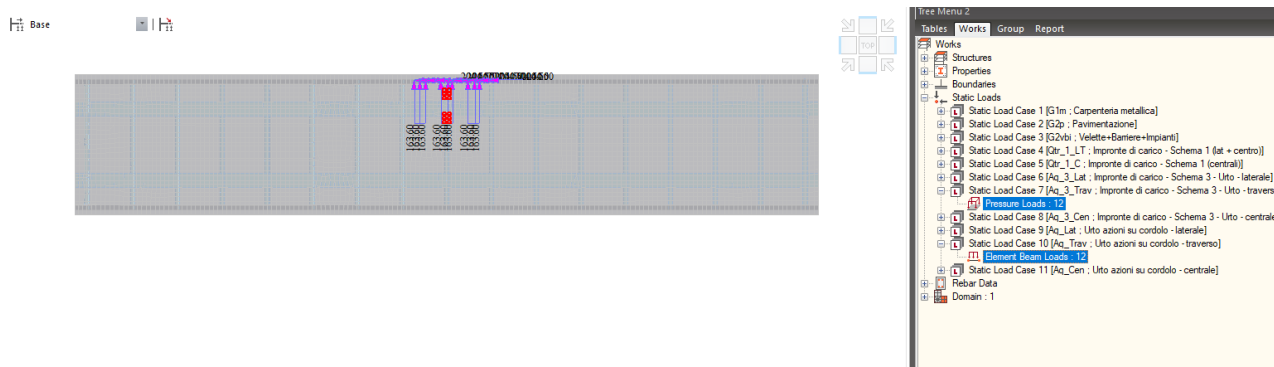


Figura 9.6 – Carico stradale schema 2 (Azione urto su trasverso): “Aq\_3\_Trav + Aq\_Trav”

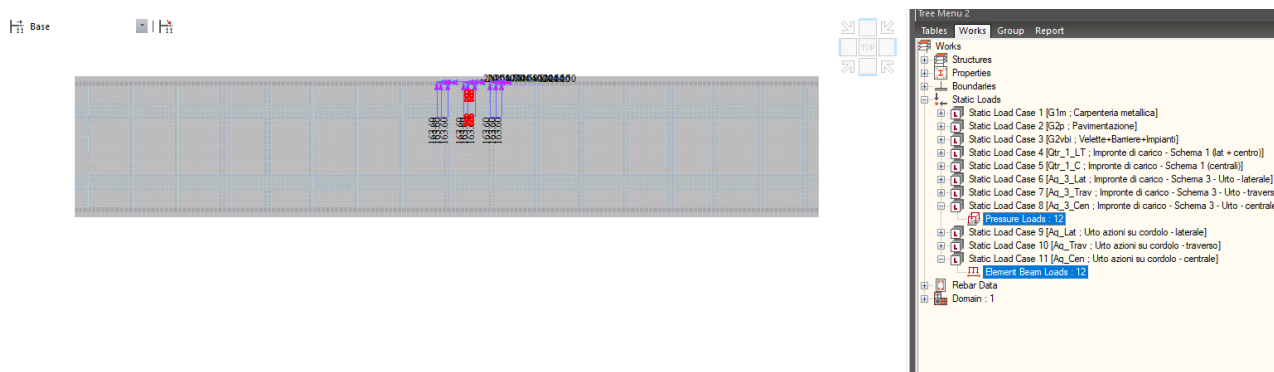


Figura 9.7 – Carico stradale schema 2 (Azione urto su cordolo): “Aq\_3\_Cen + Aq\_Cen”



### 9.2.1 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico considerate sono descritte al §5.6, a meno della combinazione sismica.

In funzione delle azioni elementari inserite nel modello di calcolo descritto, si definiscono le seguenti combinazioni di carico per i diversi stati limite:

	G1m	G2p	G2vbi	Qtr_1_LT	Qtr_1_C	Aq_3_Lat	Aq_3_Trav	Aq_3_Cen	Aq_Lat	Aq_Trav	Aq_Cen
CH_1	1.00	1.00	1.00								
CH_2	1.00	1.00	1.00	1.00							
CH_3	1.00	1.00	1.00		1.00						
FR_1	1.00	1.00	1.00								
FR_2	1.00	1.00	1.00	0.75							
FR_3	1.00	1.00	1.00		0.75						
QP_1	1.00	1.00	1.00								
QP_2	1.00	1.00	1.00								
QP_3	1.00	1.00	1.00								
SLU_1	1.30	1.50	1.50								
SLU_2	1.30	1.50	1.50	1.35							
SLU_3	1.30	1.50	1.50		1.35						
A_1	1.00	1.00	1.00			1.00			1.00		
A_2	1.00	1.00	1.00				1.00			1.00	
A_3	1.00	1.00	1.00					1.00			1.00

## 9.2.2 Risultati delle verifiche della soletta

### 9.2.2.1 Verifica a flessione

#### ARMATURA LONGITUDINALE

Arm. Sup:  $\Phi 18/125$  (in campata per una lunghezza di 15m si considera  $\Phi 18/250$ )

Arm. Inf.:  $\Phi 22/125$

Copriferro asse barra:  $45+16(\text{Arm. Trasv.}) + 22/2 = 72\text{mm}$

Di seguito si riportano le mappe di sollecitazioni riguardanti i momenti di Wood Armer nella direzione longitudinale (Dir.1) Top e Bottom. Tali mappe sono filtrate ai valori dei momenti massimi per ciascuno stato limite, escludendo gli ingombri delle travi principali, ovvero considerando i momenti di interfaccia.

SLU:

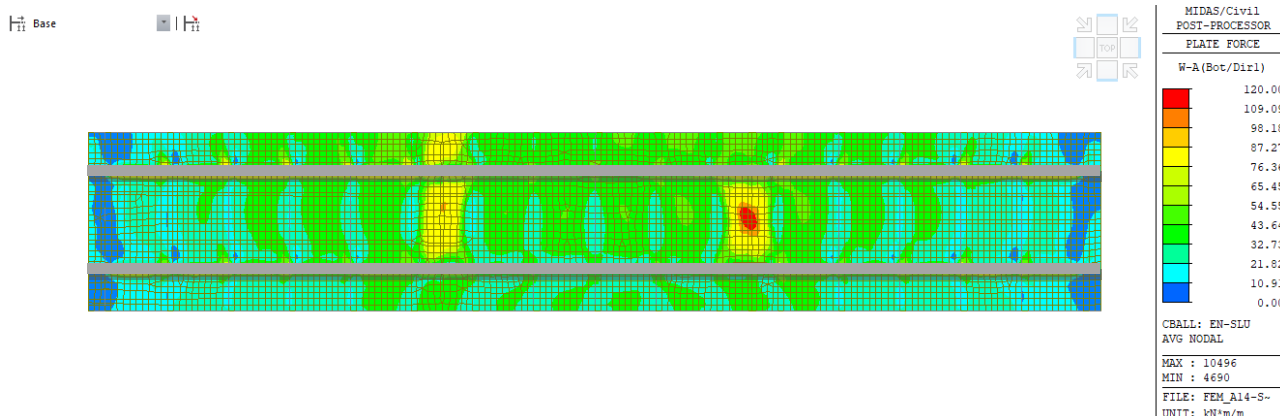


Figura 9.8 – Enve-SLU: Momenti di Wood Armer dir. 1 – Bottom

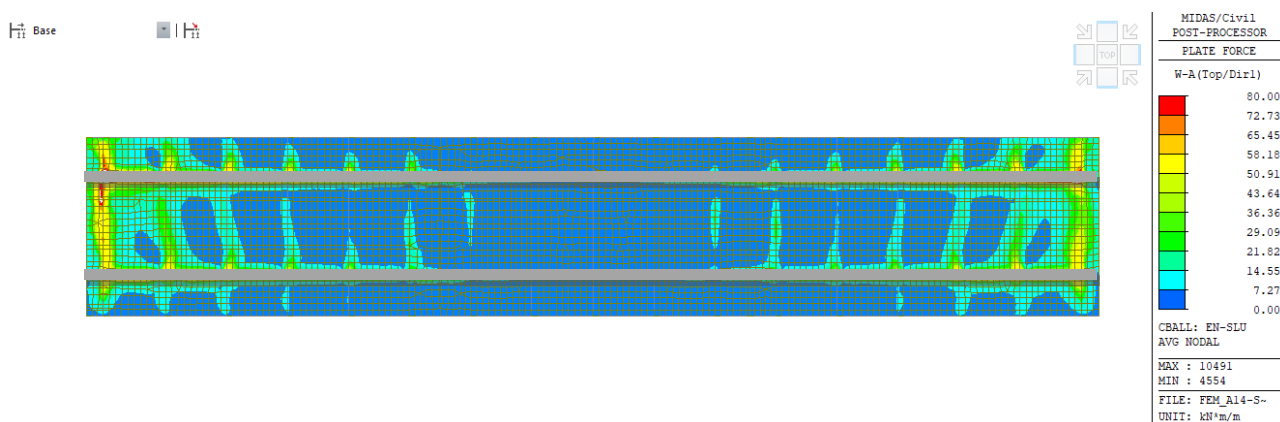


Figura 9.9 – Enve-SLU: Momenti di Wood Armer dir. 1 – Top

# COMB. ECCEZIONALE (A):

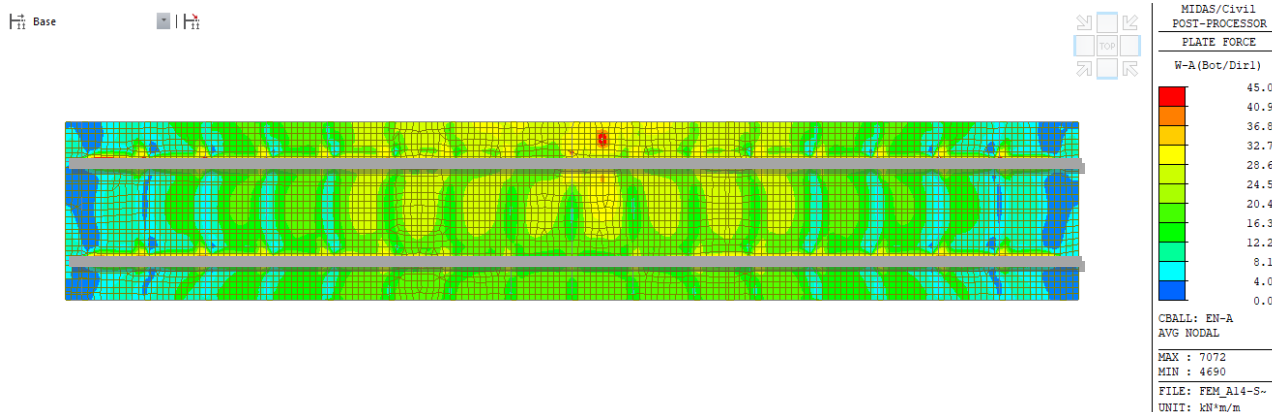


Figura 9.10 – Enve-SLA: Momenti di Wood Armer dir. 1 – Bottom

# SLE-CH:

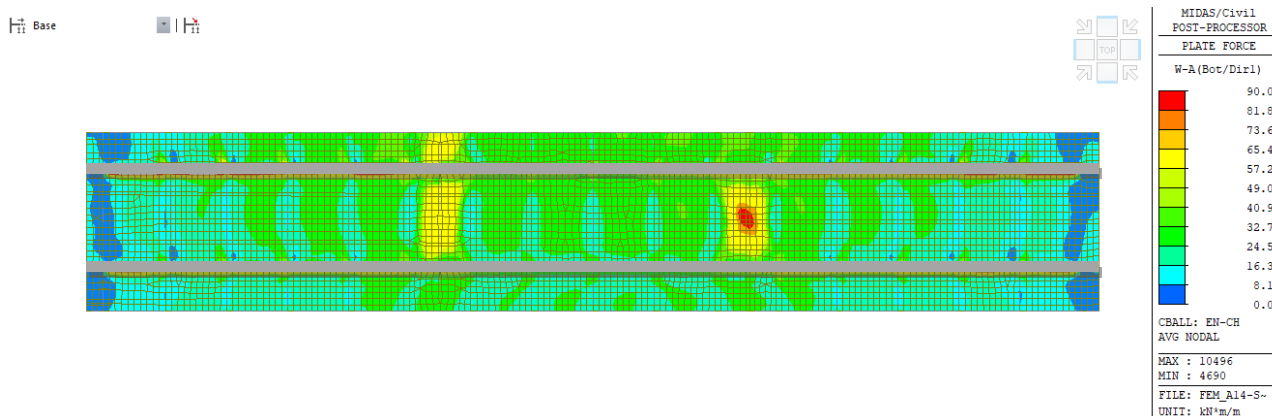


Figura 9.11 – Enve-SLE\_CH: Momenti di Wood Armer dir. 1 – Bottom

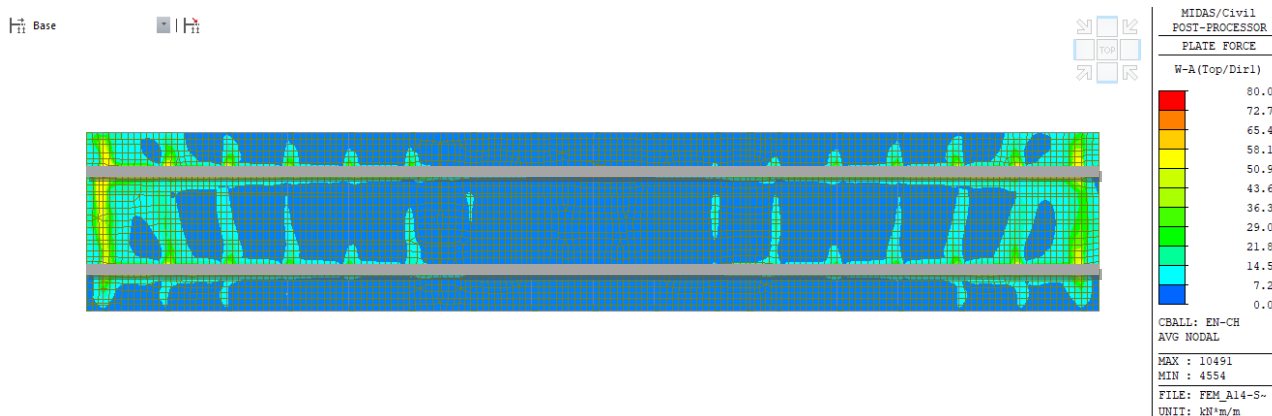


Figura 9.12 – Enve:SLE\_CH: Momenti di Wood Armer dir. 1 - Top

SLE-QP:

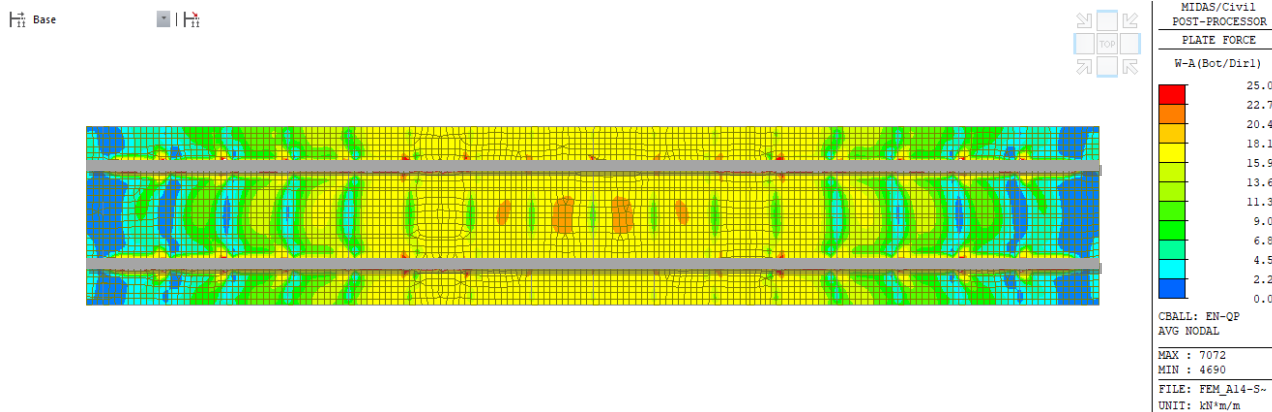


Figura 9.13 – Enve-SLE\_QP: Momenti di Wood Armer dir. 1 – Bottom

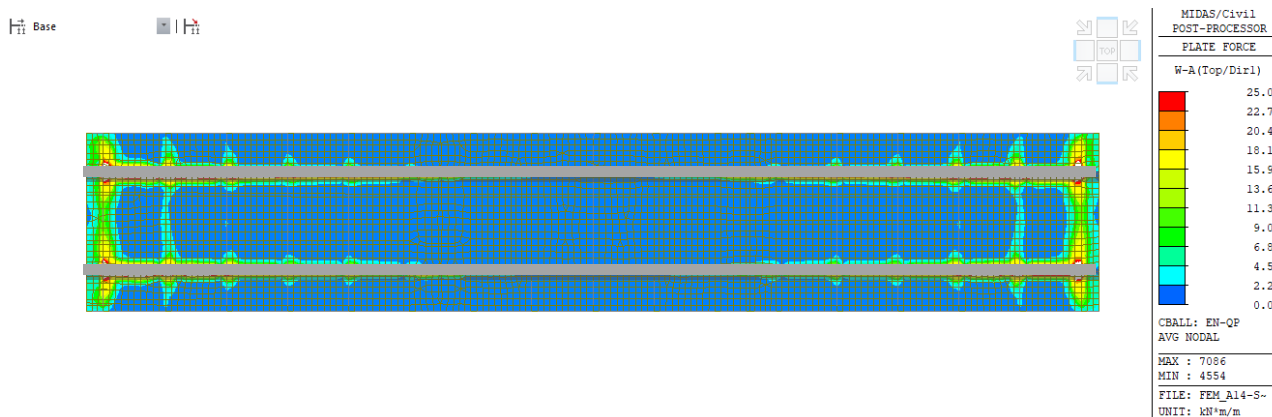


Figura 9.14 – Enve:SLE\_QP: Momenti di Wood Armer dir. 1 - Top

SLE-FR (Combinazione dimensionante):

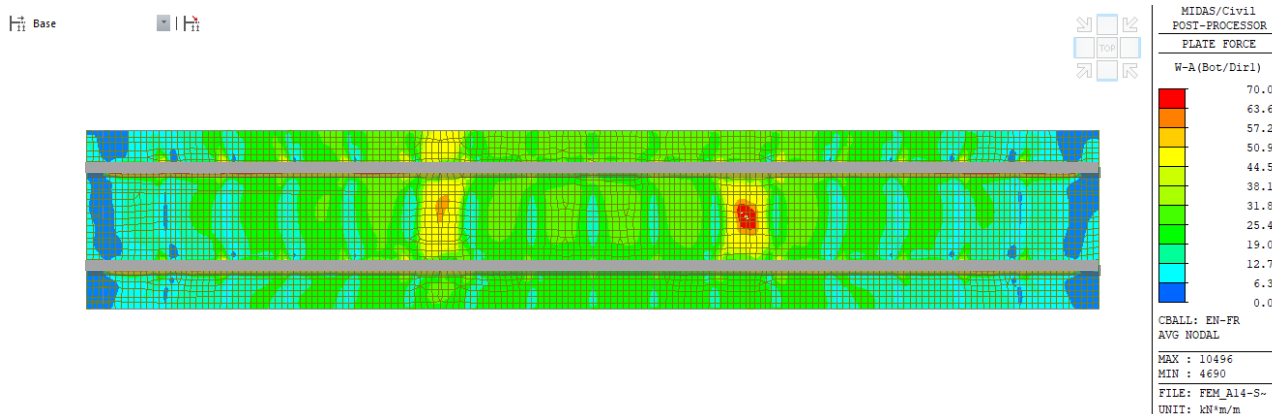


Figura 9.15 – Enve-SLE\_FR: Momenti di Wood Armer dir. 1 – Bottom

Base

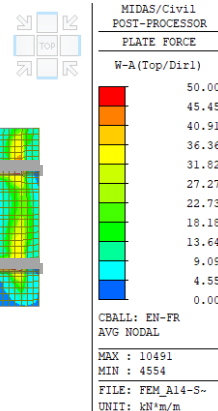
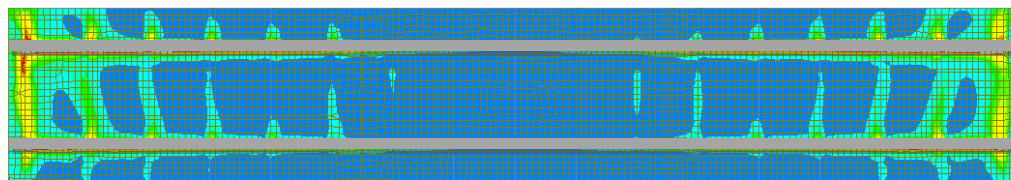


Figura 9.16 – Enve:SLE\_FR: Momenti di Wood Armer dir. 1 - Top

### Esplicitazione delle verifiche:

#### ARMATURA LONGITUDINALE TOP E BOTTOM

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi

Normativa di riferimento: N.T.C.

Tipologia sezione: Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai) senza staffe

Forma della sezione: Rettangolare

Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante

Condizioni Ambientali: Molto aggressive

Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia

Riferimento alla sismicità: Comb. non sismiche

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe: c35/45

Resistenza compress. di progetto fcd: 21.20 MPa

Deform. unitaria max resistenza ec2: 0.0020

Deformazione unitaria ultima ecu: 0.0035

Diagramma tensioni-deformaz.: Parabola-Rettangolo

Modulo Elastico Normale Ec: 34625.5 MPa

Resis. media a trazione fctm: 3.40 MPa

Coeff.Omogen. S.L.E.: 15.00

Sc limite S.L.E. comb. Rare: 22.4 MPa

Sc limite S.L.E. comb. Frequenti: 22.4 MPa

Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti: 0.200 mm

Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti: 16.8 MPa

Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.: 0.200 mm

ACCIAIO - Tipo: B450C

Resist. caratt. a snervamento $f_{yk}$ :	450.0	MPa
Resist. caratt. a rottura $f_{tk}$ :	450.0	MPa
Resist. a snerv. di progetto $f_{yd}$ :	391.3	MPa
Resist. ultima di progetto $f_{td}$ :	391.3	MPa
Deform. ultima di progetto $E_{pu}$ :	0.068	
Modulo Elastico $E_f$ :	200000.0	MPa
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	360.0	MPa

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	24.6	cm
Barre inferiori:	8Ø22	(30.4 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	8Ø18	(20.4 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	7.2	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	7.0	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	6.3	cm

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
M <sub>x</sub>	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
V <sub>Y</sub>	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			

N°Comb.	N	M <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	MT
1	0.00	120.00	0.00	0.00
2	0.00	-80.00	0.00	0.00

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)			
M <sub>x</sub>	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione			
N°Comb.	N	M <sub>x</sub>		
1	0.00	90.00		
2	0.00	-50.00		

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)			
---	---	--	--	--

Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	70.00 (40.63)
2	0.00	-50.00 (-39.20)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	25.00 (40.63)
2	0.00	-25.00 (-39.20)

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.2	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	8.4	cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata									
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)									
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)									
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$									
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.									
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere $< 0.45$									
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]									
As Tesa	Area armature long. trave [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)									

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	120.00	-0.01	172.78	1.440	17.6	0.40	0.94	50.8
2	S	0.00	-80.00	-0.25	-132.44	1.655	6.3	0.36	0.89	50.8

#### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)

es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)					
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)					
N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	24.6	-0.00002	17.6	-0.00524	7.2
2	0.00350	0.0	-0.00048	7.2	-0.00622	17.6

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata										
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa]										
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)										
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa]										
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)										
Ss min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]										
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)										
Dw Eff.	Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre										
Ac eff.	Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)										
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)										
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci.										
	(D barre = 0 indica spaziatura superiore a $5(c+\varnothing/2)$ e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)										

N°Comb barre	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D
1	S	13.35	24.6	0.00	16.1	-209.9	17.6	5.4	537	30.4	12.2
2	S	8.40	0.0	0.00	7.6	-166.0	7.2	5.7	567	20.4	12.2

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica										
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata										
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata										
e3	Deformazione unitaria al limite dell'area tesa efficace di calcestruzzo										
K2	$= (e1 + e3)/(2 \cdot e3)$ secondo la (7.13) dell'EC2 e la (C4.1.19)NTC										
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2										
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es										
srm	Distanza massima in mm tra le fessure										
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.										
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]										

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00190	0.00100	-0.00127	0.83	0.60	0.000810 (0.000630)	317	0.257 (990.00)	
		40.63								



2	S	-0.00141	0.00063	-0.00094	0.83	0.60	0.000498 (0.000498)	349	0.174	(990.00)
	-39.20									

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D
1	S	10.38	24.6	0.00	16.1	-163.2	17.6	5.4	537	30.4	
	12.2										
2	S	8.40	0.0	0.00	7.6	-166.0	7.2	5.7	567	20.4	
	12.2										

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.	
1	S	-0.00148	0.00078	-0.00098	0.83	0.60	0.000577 (0.000490)	317		0.183	(0.20)
	40.63										
2	S	-0.00141	0.00063	-0.00094	0.83	0.60	0.000498 (0.000498)	349		0.174	(0.20)
	-39.20										

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D
1	S	3.71	24.6	0.00	16.1	-58.3	17.6	5.4	537	30.4	
	12.2										
2	S	4.20	0.0	0.00	7.6	-83.0	7.2	5.7	567	20.4	
	12.2										

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.	
1	S	-0.00053	0.00028	-0.00035	0.83	0.40	0.000175 (0.000175)	317		0.056	(0.20)
	40.63										
2	S	-0.00071	0.00031	-0.00047	0.83	0.40	0.000249 (0.000249)	349		0.087	(0.20)
	-39.20										

## ARMATURA TRASVERSALE

Arm. Sup:  $\Phi 16/125$   
 Arm. Inf.:  $\Phi 16/125$   
 Copriferro asse barra:  $45 + 16/2 = 53\text{mm}$

Di seguito si riportano le mappe di sollecitazioni riguardanti i momenti di Wood Armer nella direzione trasversale (Dir.2) Top e Bottom. Visto che la combinazione dimensionante per le longitudinali è stata la SLE-FR, nel seguito si riporta la verifica per tale combinazione in aggiunta a quella eccezionale (A). Tali mappe sono filtrate ai valori dei momenti massimi per ciascuno stato limite, escludendo gli ingombri delle travi principali, ovvero considerando i momenti di interfaccia.

### SLE-FR:

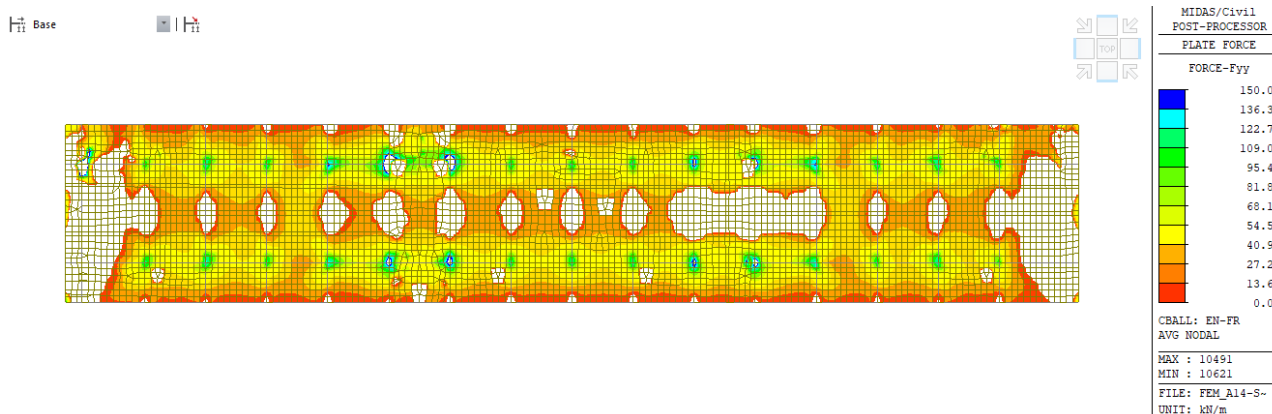


Figura 9.17 – Enve-SLE\_FR: Sforzo assiale di trazione Fy

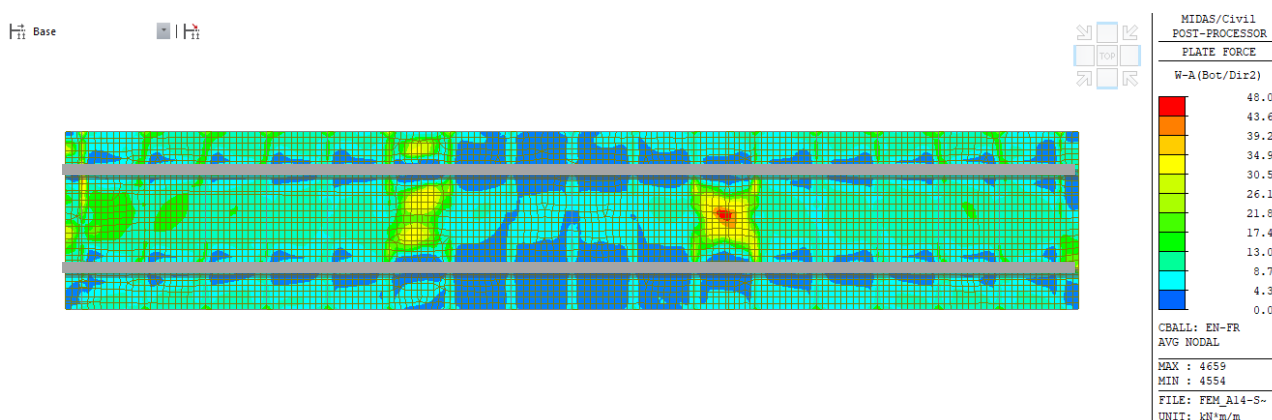


Figura 9.18 – Enve-SLE\_FR: Momenti di Wood Armer dir. 1 – Bottom

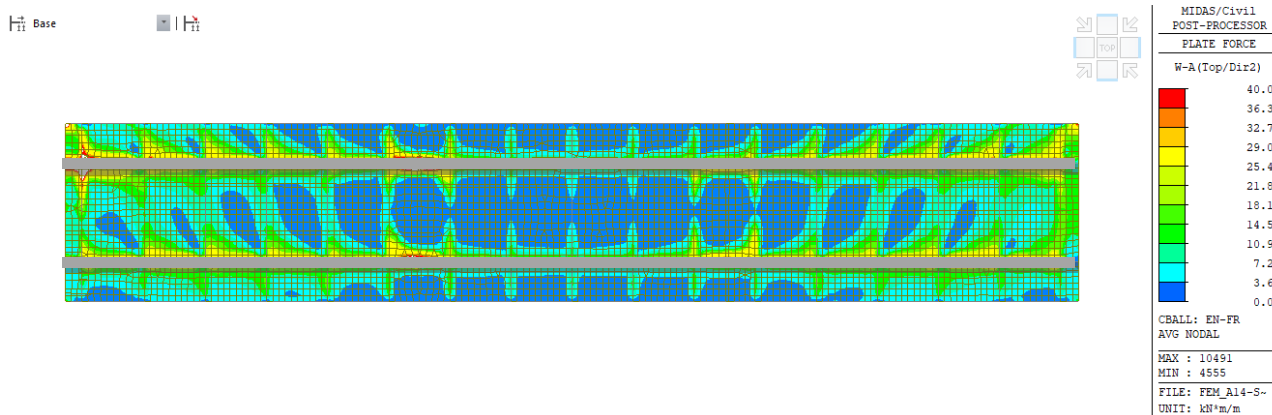


Figura 9.19 – Enve-SLE\_FR: Momenti di Wood Armer dir. 1 – Top

COMB. ECCEZIONALE (A):

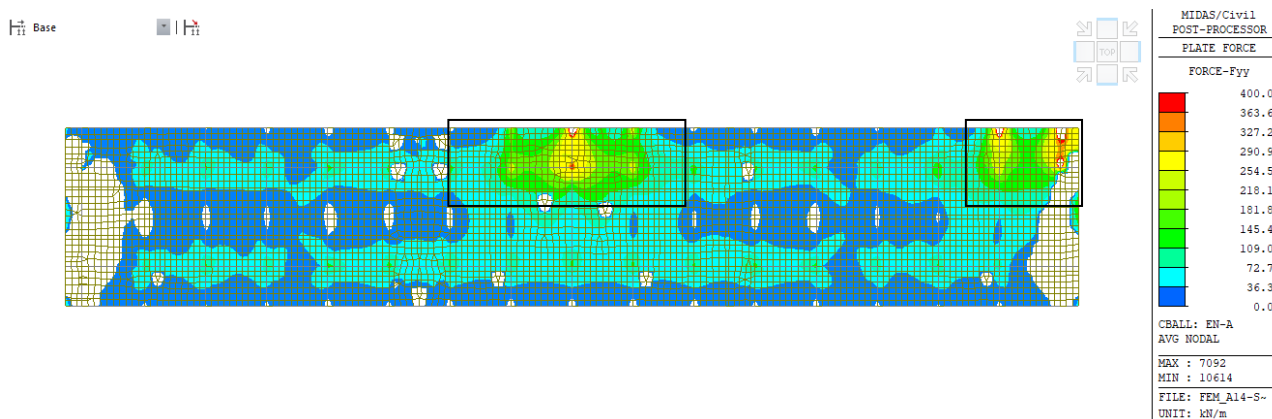


Figura 9.20 – Enve-SLA: Sforzo assiale Fy

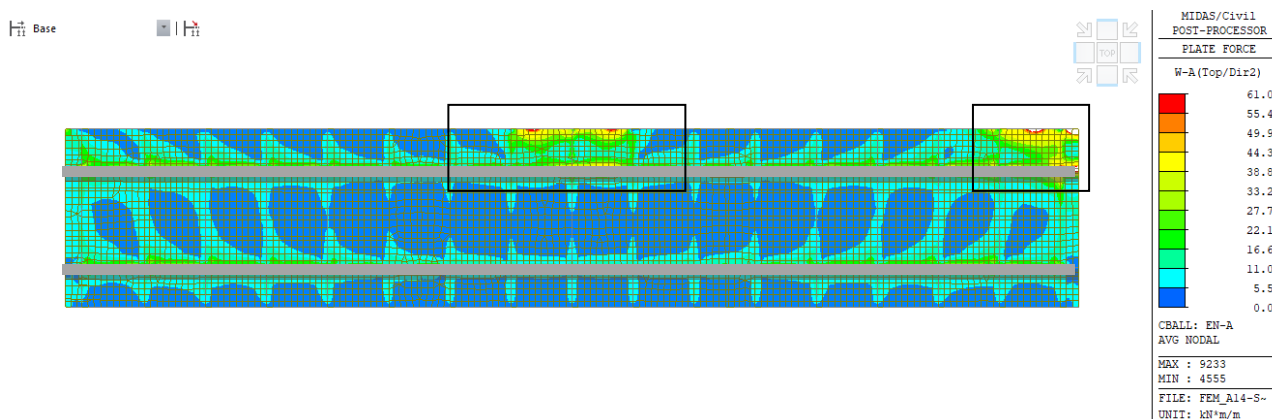


Figura 9.21 – Enve-SLA: Momenti di Wood Armer dir. 1 – Top

## Esplicitazione delle verifiche:

### ARMATURA TRASVERSALE TOP E BOTTOM

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi

Normativa di riferimento: N.T.C.

Tipologia sezione: Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai) senza staffe

Forma della sezione: Rettangolare

Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante

Condizioni Ambientali: Molto aggressive

Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia

Riferimento alla sismicità: Comb. non sismiche

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	24.6	cm
Barre inferiori:	8Ø16	(16.1 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	8Ø16	(16.1 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	5.3	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	5.3	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	6.3	cm

### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT	Momento torcente [kN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	-400.00	-61.00	0.00	0.00

### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	48.00 (40.83)
2	-200.00	25.00 (30.78)
3	-150.00	-40.00 (-35.41)

## RISULTATI DEL CALCOLO

### Sezione verificata

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.5	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	10.9	cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere $< 0.45$
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1) NTC]
As Tesa	Area armature long. trave [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	-400.00	-61.00	-400.11	-84.47	1.385	3.8	0.20	0.70	32.2 (3.8)

### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	0.0	-0.00133	5.3	-0.01410	19.3

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [MPa]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [MPa]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre

Ac eff.	Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)										
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)										
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)										
N°Comb barre	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D
1	S	7.00	24.6	0.00	17.5	-180.8	19.3	5.8	584		
16.1		12.8									
2	S	3.27	24.6	0.00	20.1	-160.9	19.3	6.7	670		
16.1		12.8									
3	S	5.63	0.0	0.00	5.7	-200.0	5.3	6.3	629		
16.1		12.8									

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica									
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata									
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata									
e3	Deformazione unitaria al limite dell'area tesa efficace di calcestruzzo									
K2	= (e1 + e3)/(2*e3) secondo la (7.13) dell'EC2 e la (C4.1.19)NTC									
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2									
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es									
srm	Distanza massima in mm tra le fessure									
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.									
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]									

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00130	0.00052	-0.00086	0.83	0.60	0.000542 (0.000542)	317		<b>0.172</b> (0.20)
	40.83									
2	S	-0.00109	0.00024	-0.00073	0.83	0.60	0.000483 (0.000483)	342		<b>0.165</b> (0.20)
	30.78									
3	S	-0.00139	0.00042	-0.00093	0.83	0.60	0.000600 (0.000600)	330		<b>0.198</b> (0.20)
	-35.41									

### 9.2.2.2 Verifica a taglio

Di seguito si riporta il calcolo della resistenza a taglio minima per componente offerta dal solo calcestruzzo VRd,c, tenendo in conto nel calcolo la minima armatura a flessione presente nella soletta:

CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE	Var.	Unità	Valore
Base della sezione trasversale	B	mm	250
Altezza della sezione trasversale	H	mm	1000
Diametro armatura ripartitore (ipot. solo per calcolo copriferro)	Φ1	mm	16
Numero di barre per armatura (rip.)	N1	-	8
Area armatura (rip.)	As1	mm <sup>2</sup>	1608
Copriferro netto armatura (rip.)	c1,netto	mm	53
Copriferro di calcolo armatura (rip.)	c1	mm	61
Diametro armatura forza (min)	Φ2	mm	22
Numero di barre per armatura (forza)	N2	-	8
Area armatura (forza)	As2	mm <sup>2</sup>	3041
Copriferro netto armatura (forza)	c2,netto	mm	72
Copriferro di calcolo armatura (forza)	c2	mm	83
Altezza utile minima di calcolo	d	mm	917
Braccio della coppia interna (minimo)	z	mm	825
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	Var.	Unità	Valore
Resistenza a compressione cilindrica del cls	fck	N/mm <sup>2</sup>	35.0
Coefficiente di sicurezza del cls	Yc	-	1.5
Coefficiente di riduzione	acc	-	0.85
Resistenza a compressione di progetto del cls	fcd	N/mm <sup>2</sup>	19.83
Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio	fyk	N/mm <sup>2</sup>	450
Coefficiente di sicurezza dell'acciaio	Ys	-	1.15
Tensione di snervamento di design dell'acciaio	fyd	N/mm <sup>2</sup>	391.30
RESISTENZA A TAGLIO DEGLI ELEMENTI SENZA ARMATURA	Var.	Unità	Valore
$k = \text{Min} [ 1 + (200/d)0.5; 2 ]$	k	-	1.47
Rapporto geometrico di armatura tesa (forza)	r1	-	0.013
	0.18 / γc	-	0.12
$v_{\min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/3}$	vmin	N/mm <sup>2</sup>	0.37
Sforzo assiale agente (dovuto al carico o alla pretensione)	NEd	kN/m	0.00
Tensione media di compressione nella sezione	scp	N/mm <sup>2</sup>	0.00
	k1		0.15
$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 r_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 s_{cp}] b_w d$	VRd,c	kN/m	145.05
$\text{Min } V_{Rd,c} = (v_{\min} + k_1 s_{cp}) b_w d$	Min(VRd,c)	kN/m	84.35
Resistenza a Taglio di elem. senza armature trasv.	VRd,c	kN/m	<u>145.1</u>

Si riporta di seguito la mappa di sollecitazione avendo imposto il limite pari alla resistenza a taglio offerta dal solo calcestruzzo VRd,c:

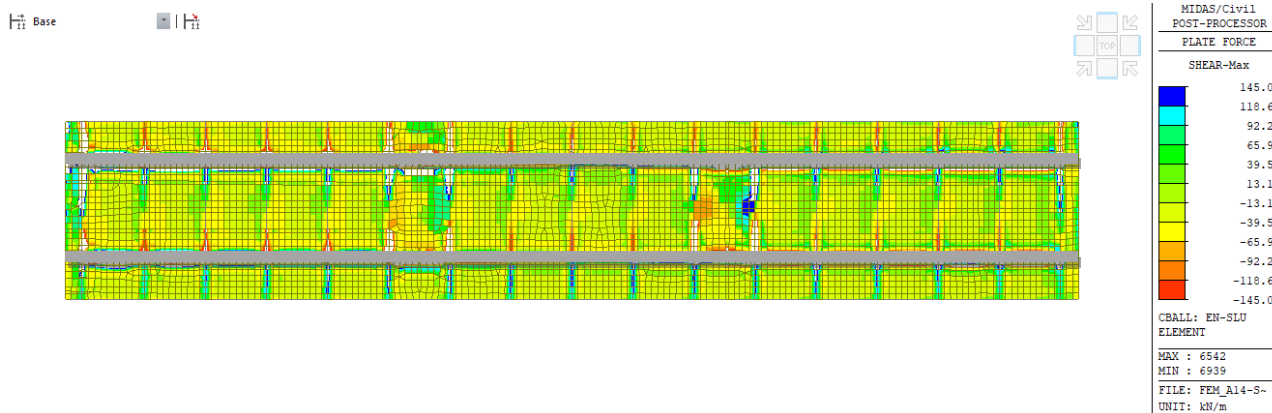


Figura 9.22 – Enve-SLU: Taglio Massimo (Filtro alla resistenza a taglio della sezione)

Si osserva che a meno delle zone interessate dalle travi in carpenteria metallica (trascurate), la sezione della soletta risulta essere resistente alle azioni sollecitanti di taglio (resistenza a taglio offerta dal solo calcestruzzo è superiore al taglio sollecitante).



### 9.2.3 Incidenze

Si esplicita il calcolo per l'incidenza dell'elemento di progetto considerando un concio da 1.00m e dal quale si manifestano indirettamente le armature di progetto attribuite alle sezioni di verifica:

GEOMETRIA H[m] 0.25 B[m] 1.00 L[m] 10.90

ARMATURA				n°/m <sup>2</sup>	L* m	/m num	L1 m	L2 m	L3 m	L4 m	L5 m	L6* m	Ltot m	peso unit kg/m	Peso
pos	Ø	tip													
1	18	forza	SUP			8	10.9	0.5				1.00	91.2	2.0	182.1
2	0	forza	SUP AGG			0	1.5	0.5				1.00	0.0	0.0	0.0
3	22	forza	INF			8	10.9	0.5				1.00	91.2	3.0	272.0
							main lap								
4	16	ripart	SUP			8	1.0	0.10				10.9	95.9	1.6	151.3
5	0	ripart	AGG			0	1.0	0.10				10.9	0.0	0.0	0.0
6	16	ripart	INF			8	1.0	0.10				10.9	95.9	1.6	151.3
7	0	spille	vert	0	10.9	0.0	0.2	0.10	0.10			1.00	0.0	0.0	0.0
8	8	cavall	vert	2	10.9	21.8	0.2	0.5	0.5	0.25	0.25	1.00	33.8	0.4	13.3
9	0	attese	vert			8	0.25	0.50				1.00	6.0	0.0	0.0
10	0	attese	vert			4	0.25	0.50				1.00	3.0	0.0	0.0
11	0	attese	vert			8	0.25	0.50				1.00	6.0	0.0	0.0
12	0	attese	vert			4	0.25	0.50				1.00	3.0	0.0	0.0

		kg	770
	V=	m3	2.7
	i=	kg/m3	282.6
		coef	1.00
INCIDENZA	i=	kg/m3	285

## 10. IMPALCATO

### 10.1 Travi longitudinali

Nei paragrafi a seguire, si riportano i risultati delle verifiche eseguite sulle travi longitudinali con riferimento ai criteri di verifica espressi al §8.

Le verifiche sono riportate in forma grafica, in cui sull'asse delle ascisse si riporta la progressiva legata allo sviluppo degli elementi e in ordinata l'indice di sfruttamento. Valori del grafico inferiori all'unità indicano il soddisfacimento della verifica.

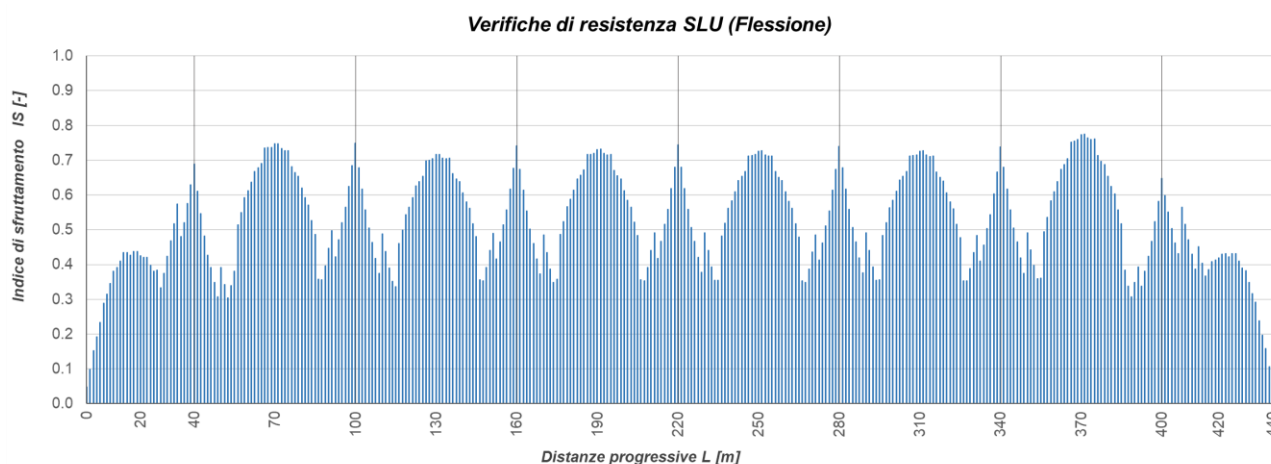
Alla fine del paragrafo, si riporta una tabella di riepilogo con riferimento a ciascun concio e con indice di sfruttamento massimo, per cui si esplicitano le verifiche riportate in allegato alla presente relazione di calcolo.

## 10.1.1 Verifiche SLU

### 10.1.1.1 Verifica a flessione

Le verifiche a flessione sono eseguite considerando per ciascun concio l'armatura ottenuta dal calcolo eseguito nella progettazione della soletta di cui al capitolo precedente.

Tale armatura è tenuta in conto solo per momenti negativi (barre tese), mentre se positivi tale armatura è ignorata.



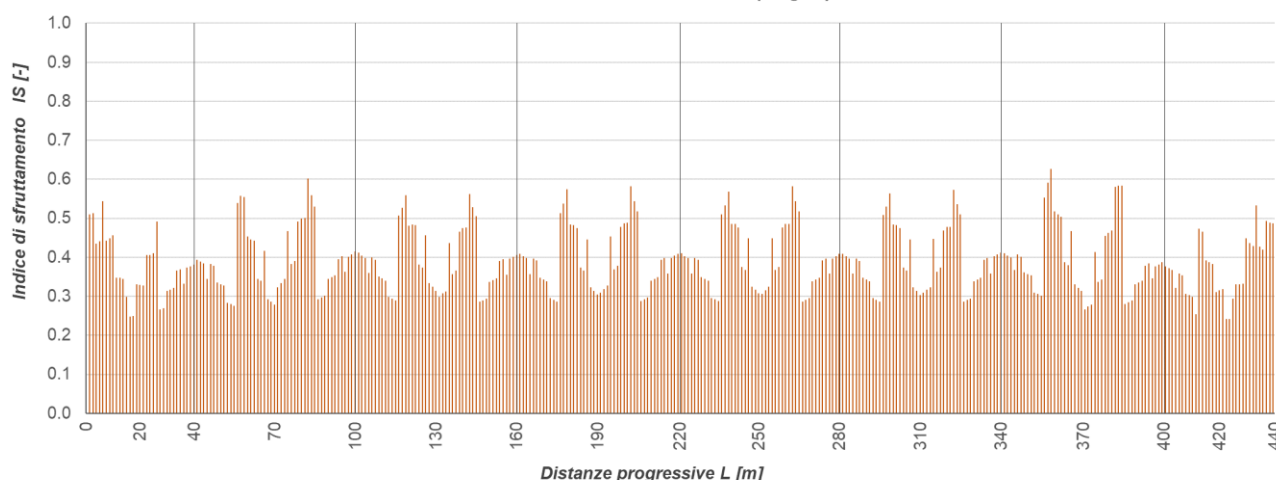
N.	ID	CONCIO	SEZ. ACCIAIO	VERIFICA A FLESSIONE					
				SECT. CLASS	Elem. FEM	Comb.	$M_{Ed}$ [kNm]	$M_{Rd}$ [kNm]	IS [-]
1	TRL_CA	A	T1	1	732	SLU1	18761	78611	0.24
2	TRL_B	B	T2	1	728	SLU1	29085	76038	0.38
3	TRL_B1			1	13	SLU1	33218	76431	0.43
4	TRL_CH	H	T1	1	680	SLU1	59219	76431	0.77
5	TRL_CD_fess	D	T3	4	29	SLU17	-46971	-97611	0.48
6	TRL_CD			4	28	SLU17	-42849	-74665	0.57
7	TRL_CD2			4	24	SLU17	-28077	-74983	0.37
8	TRL_CE_fess	E	T4	4	33	SLU17	-68399	-99366	0.69
9	TRL_CF	F	T3	4	74	SLU17	-37136	-74754	0.50
10	TRL_CF_fess			4	77	SLU17	-50809	-97611	0.52
11	TRL_CG_fess	G	T4	4	81	SLU17	-74478	-99366	0.75
14	TRL_CC	C	T2	1	684	SLU1	56422	79010	0.71

### 10.1.1.2 Verifica a taglio

La verifica a taglio è eseguita considerando il valore minimo tra  $V_{b,Rd}$  e  $V_{pl,Rd}$ .

Al fine di evitare problemi legati alla non verifica per instabilità dell'anima e di interazione momento-taglio, è stato necessario inserire dei piatti di irrigidimento verticali distribuiti a passo costante ed irrigidimenti orizzontali in appoggio.

Verifiche di resistenza SLU (Taglio)



N.	ID	CONCIO	SEZ. ACCIAIO	VERIFICA A TAGLIO					
				SECT. CLASS	Elem. FEM	Comb.	$V_{Ed}$ [kN]	Min ( $V_{pl,Rd}$ , $V_{b,Rd}$ ) [kN]	IS [-]
1	TRL_CA	A	T1	4	1	SLU1	3631	7064	0.51
2	TRL_B	B	T2	1	6	SLU1	2807	5169	0.54
3	TRL_B1			1	10	SLU1	1599	4603	0.35
4	TRL_CH	H	T1	1	676	SLU1	1958	4193	0.47
5	TRL_CD_fess	D	T3	4	29	SLU17	4879	13232	0.37
6	TRL_CD			4	28	SLU17	4824	13232	0.36
7	TRL_CD2			4	24	SLU17	3555	13232	0.27
8	TRL_CE_fess	E	T4	4	33	SLU17	5685	14925	0.38
9	TRL_CF	F	T3	1	663	SLU1	4716	13232	0.36
10	TRL_CF_fess			4	660	SLU1	5384	13232	0.41
11	TRL_CG_fess	G	T4	4	81	SLU1	6174	14925	0.41
14	TRL_CC	C	T2	1	670	SLU1	3289	5252	0.63

### 10.1.1.3 Verifica di interazione Flessione - Taglio

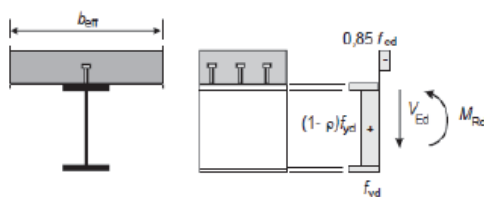
Dalla tabella precedente si osservano bassi valori degli indici di sfruttamento a taglio. Per valori inferiori a 0.5, non è necessaria nessuna verifica di interazione taglio-momento in accordo alle UNI EN1994-2:2005, §6.2.2.4. Solo nel caso del concio A, B e C, si hanno dei valori poco superiori allo 0.5, per cui la verifica si può ritenere ancora soddisfatta come mostrato di seguito per il concio C con massimo IS:

Poiché si è in classe 1 (momento positivo):

(2) For cross-sections in Class1 or 2

Apply the reduced design steel strength  $(1-\rho)f_{yd}$  in the shear area.

$$\rho = \left( \frac{2V_{Ed}}{V_{Rd}} - 1 \right)^2 \quad (3.51)$$



[Fig. 3.27] Plastic stress distribution modified by the effect of vertical shear

EN1994-2:2005  
 6.2.2.4(2)  
 Figure 6.7

Considerato che:

$$\eta'_3 = V_{Ed} / V_{bw,Rd} = 0.631 \leq 1.0$$

$$\rho = \left( \frac{2V_{Ed}}{V_{Rd}} - 1 \right)^2 = 0.069$$

$$1 - \rho = 0.931$$

Si ottiene:

■ Plastic resistance moment,  $M_{pl,Rd}$

$$\text{Plastic NA} = 2815.690 \text{ mm}$$

$$N_{slab} = 27022.917 \text{ kN}$$

$$N_{rebar,t} = 0.000 \text{ kN} \quad (\text{Upper side of PNA})$$

$$N_{rebar,b} = 0.000 \text{ kN} \quad (\text{Lower side of PNA})$$

$$N_{flange1,top} = 13287.230 \text{ kN} \quad (\text{Upper side of PNA})$$

$$N_{flange2,top} = 6076.407 \text{ kN} \quad (\text{Lower side of PNA})$$

$$N_{web} = 13199.923 \text{ kN} \quad (\text{Lower side of PNA})$$

$$N_{flange,bot} = 19525.000 \text{ kN} \quad (\text{Lower side of PNA})$$

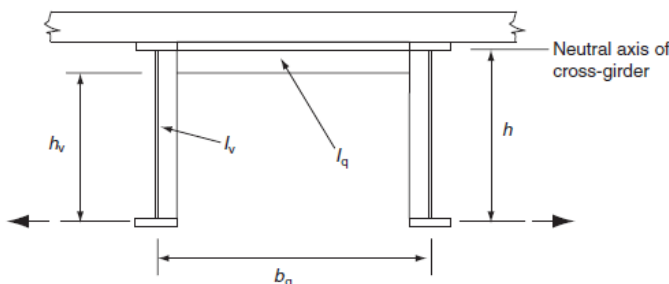
$$M_{pl,Rd,red} = 64751.842 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed} = \max(M_{Ed,t}, M_{Ed,b}) = 49778.768 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$IS = M_{Ed} / M_{pl,Rd,red} = 0.769$$

#### 10.1.1.4 Verifica di instabilità latero-torsionale

Per la verifica di instabilità latero-torsionale, si seguono le linee guida delle UNI EN1994-2, per cui si tiene conto della rigidezza flessionale degli elementi che compongono l'impalcato (travi principali + trasversi):



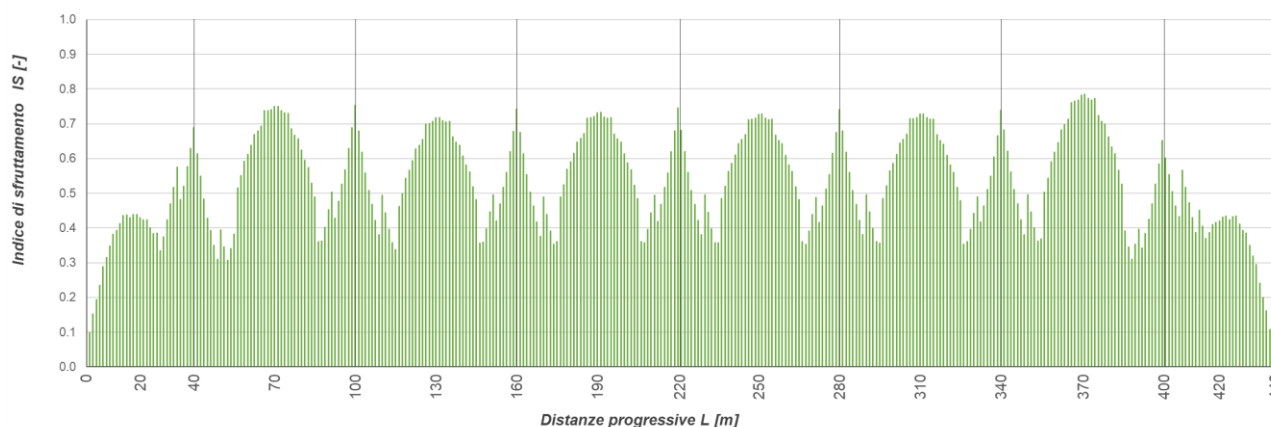
$$C_d = \frac{EI_v}{\frac{h_v^3}{3} + \frac{h^2 b_q I_v}{2I_q}}$$

In funzione di quanto detto, si assumono i seguenti valori di  $C_d$  per i vari conci:

Posizione	$I_v$ [mm <sup>4</sup> ]	$I_q$ [mm <sup>4</sup> ]	$h_v$ [mm]	$h$ [mm]	$E$ [MPa]	$b_q$ [mm]	$C_d$ [N/mm]	Interasse $l$ [mm]
CONCIO E-G (appoggio)	4.33E+11	3.57E+09	2050.00	1000.00	210000	6000	247715	3750
CONCIO A (appoggio)	2.63E+11	3.57E+09	2050.00	1500.00	210000	6000	110327	3650
CONCIO F-D	3.83E+11	2.57E+09	2050.00	1000.00	210000	6000	178673	3750
CONCIO C	2.63E+11	2.57E+09	1500.00	1500.00	210000	6000	79790	3750
CONCIO B-H	2.60E+11	2.57E+09	2050.00	2000.00	210000	6000	44849	3750

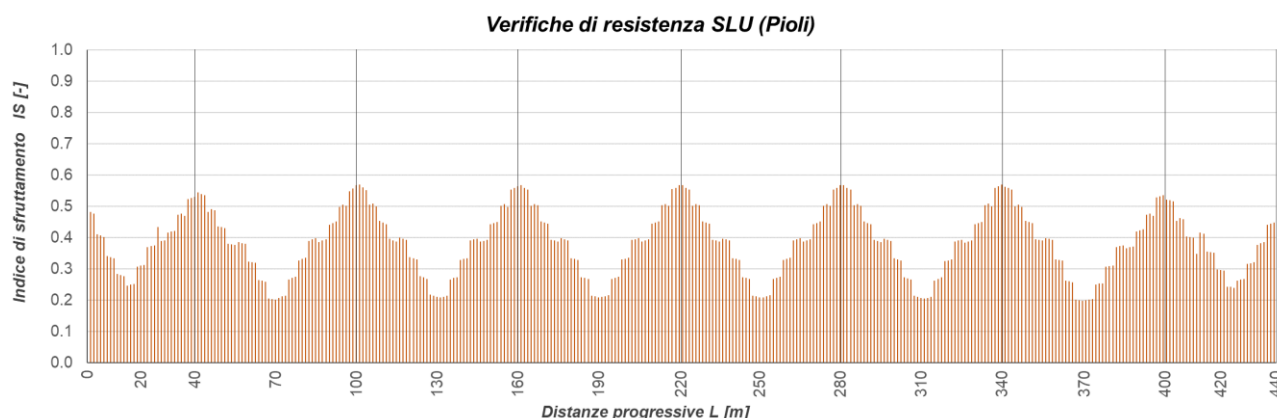
Dalla suddetta verifica si osserva che il fattore di riduzione per instabilità latero-torsionale  $\chi_{LT}$  è pari all'unità e dunque nessuna problematica legata all'instabilità:

Verifiche di instabilità latero-torsionale



### 10.1.1.5 Verifica di resistenza dei pioli

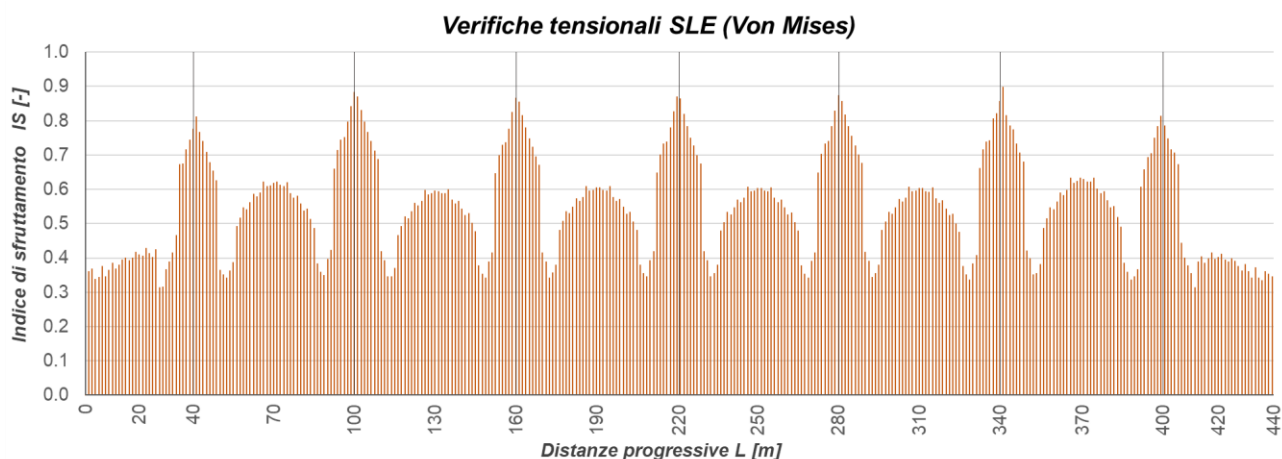
Le piolature sono disposte in accordo alle disposizioni e limitazioni fornite dalla Circolare 2019 al paragrafo §C4.3.4.3.1.1. Nello specifico, si adottano n.3 pioli  $\Phi 22$  ad interasse longitudinale di 200mm e trasversale di 300mm, ottenendo i seguenti risultati dalle verifiche:



N.	ID	CONCIO	SEZ ACCIAIO	RESISTENZA DEI PIOLI				
				Elem. FEM	Comb.	$V_{L,Ed}$ [kN/m]	$V_{L,Rd}$ [kN/m]	IS [-]
1	TRL_CA	A	T1	1	SLU1	797	1642	0.49
2	TRL_B	B	T2	6	SLU1	657	1642	0.40
3	TRL_B1	B	T2	10	SLU1	463	1642	0.28
4	TRL_CH	H	T1	102	SLU1	438	1642	0.27
5	TRL_CD_fess	D	T3	29	SLU17	781	1642	0.48
6	TRL_CD	D	T3	28	SLU17	776	1642	0.47
7	TRL_CD2	D	T3	24	SLU17	641	1642	0.39
8	TRL_CE_fess	E	T4	33	SLU17	869	1642	0.53
9	TRL_CF	F	T3	663	SLU1	736	1642	0.45
10	TRL_CF_fess	F	T3	86	SLU1	833	1642	0.51
11	TRL_CG_fess	G	T4	82	SLU1	933	1642	0.57
14	TRL_CC	C	T2	22	SLU17	711	1642	0.43

## 10.1.2 Verifiche SLE

Acciaio:



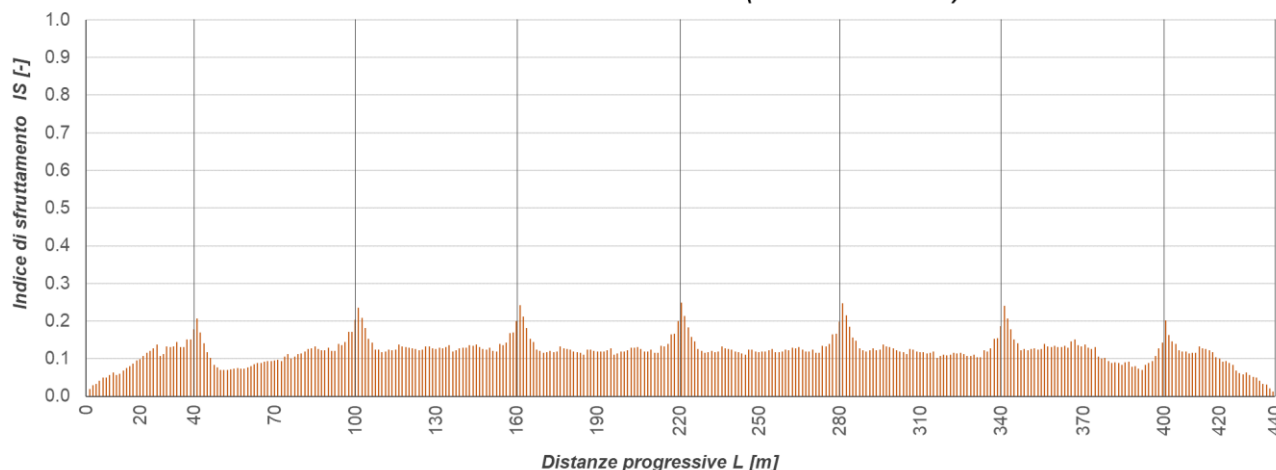
N.	ID	CONCIO	SEZ. ACCIAIO	ACCIAIO				
				Elem. FEM	Comb.	$\text{SQRT}(\sigma^2 + 3\tau^2)$ [N/mm <sup>2</sup> ]	ALW [N/mm <sup>2</sup> ]	IS [-]
1	TRL_CA	A	T1	3	CH9	123.42	335	0.37
2	TRL_B	B	T2	9	CH1	129.25	335	0.39
3	TRL_B1			13	CH1	133.75	335	0.40
4	TRL_CH	H	T1	679	CH1	212.16	335	0.63
5	TRL_CD_fess	D	T3	29	CH9	225.44	335	0.67
6	TRL_CD			28	CH17	155.81	335	0.47
7	TRL_CD2			24	CH17	105.76	335	0.32
8	TRL_CE_fess	E	T4	704	CH9	262.82	335	0.78
9	TRL_CF	F	T3	74	CH17	141.32	335	0.42
10	TRL_CF_fess			77	CH9	249.21	335	0.74
11	TRL_CG_fess	G	T4	656	CH9	301.10	335	0.90
14	TRL_CC	C	T2	684	CH1	201.21	335	0.60



### Barre di armatura:

Le verifiche tensionali sono eseguite considerando per ciascun concio l'armatura ottenuta dal calcolo eseguito nella progettazione della soletta di cui al capitolo precedente:

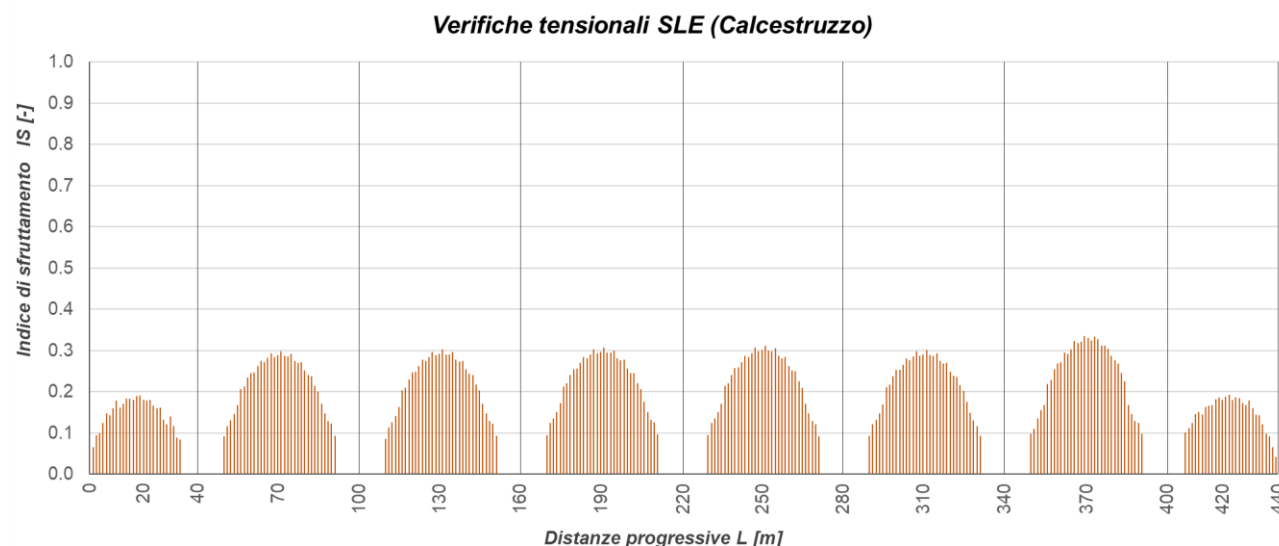
**Verifiche tensionali SLE (Barre di armatura)**



N.	ID	CONCIO	SEZ ACCIAIO	BARRE				
				Elem. FEM	Comb.	$\sigma_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$k^*f_{sk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	IS [-]
1	TRL_CA	A	T1	732	CH15	14.76	360	0.04
2	TRL_B	B	T2	728	CH15	22.66	360	0.06
3	TRL_B1			342	CH11	29.72	360	0.08
4	TRL_CH	H	T1	295	CH18	54.28	360	0.15
5	TRL_CD_fess	D	T3	29	CH18	46.52	360	0.13
6	TRL_CD			28	CH18	51.39	360	0.14
7	TRL_CD2			24	CH18	40.23	360	0.11
8	TRL_CE_fess	E	T4	704	CH18	72.23	360	0.20
9	TRL_CF	F	T3	118	CH18	46.84	360	0.13
10	TRL_CF_fess			230	CH18	52.59	360	0.15
11	TRL_CG_fess	G	T4	560	CH18	89.03	360	0.25
14	TRL_CC	C	T2	286	CH18	49.62	360	0.14

Calcestruzzo:

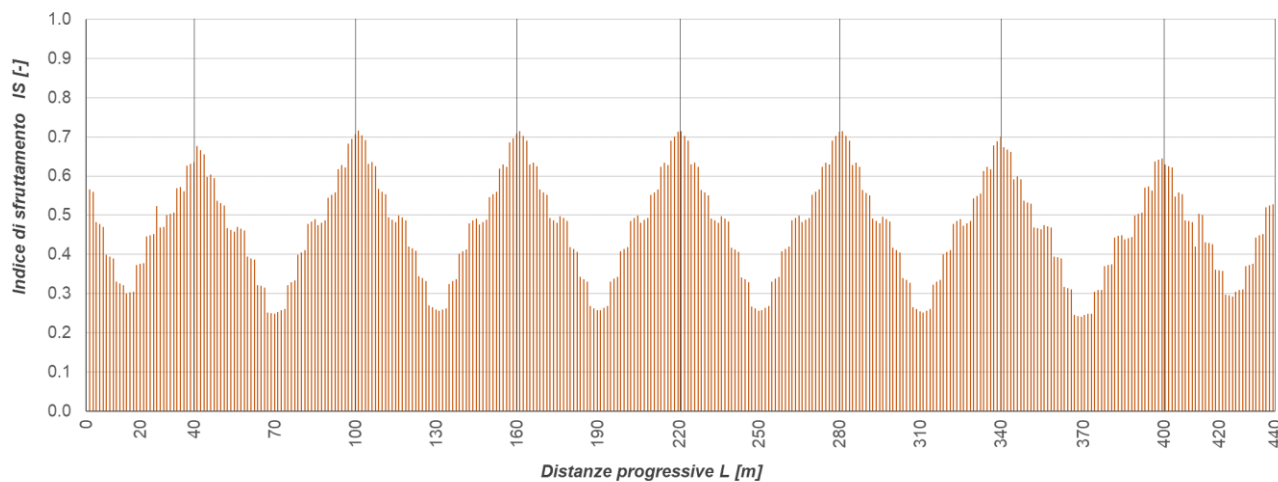
Si osservi che le tensioni nelle zone fessurate per una lunghezza pari  $0.15(L1+L2)$  risultano nulle:



N.	ID	CONCIO	SEZ ACCIAIO	CALCESTRUZZO				
				Elem. FEM	Comb.	$\sigma_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$k \cdot f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	IS [-]
1	TRL_CA	A	T1	5	CH11	2.59	21	0.12
2	TRL_B	B	T2	728	CH11	3.75	21	0.18
3	TRL_B1			724	CH11	3.89	21	0.19
4	TRL_CH	H	T1	679	CH1	7.03	21	0.33
5	TRL_CD_fess	D	T3	-	CH11	0.36	21	0.00
6	TRL_CD			331	CH11	3.16	21	0.15
7	TRL_CD2			23	CH11	2.77	21	0.13
8	TRL_CE_fess	E	T4	-	CH11	0.36	21	0.00
9	TRL_CF	F	T3	644	CH11	3.67	21	0.17
10	TRL_CF_fess			-	CH11	0.36	21	0.00
11	TRL_CG_fess	G	T4	-	CH11	0.36	21	0.00
14	TRL_CC	C	T2	685	CH1	6.55	21	0.31

Pioli:

Verifiche SLE (Pioli)



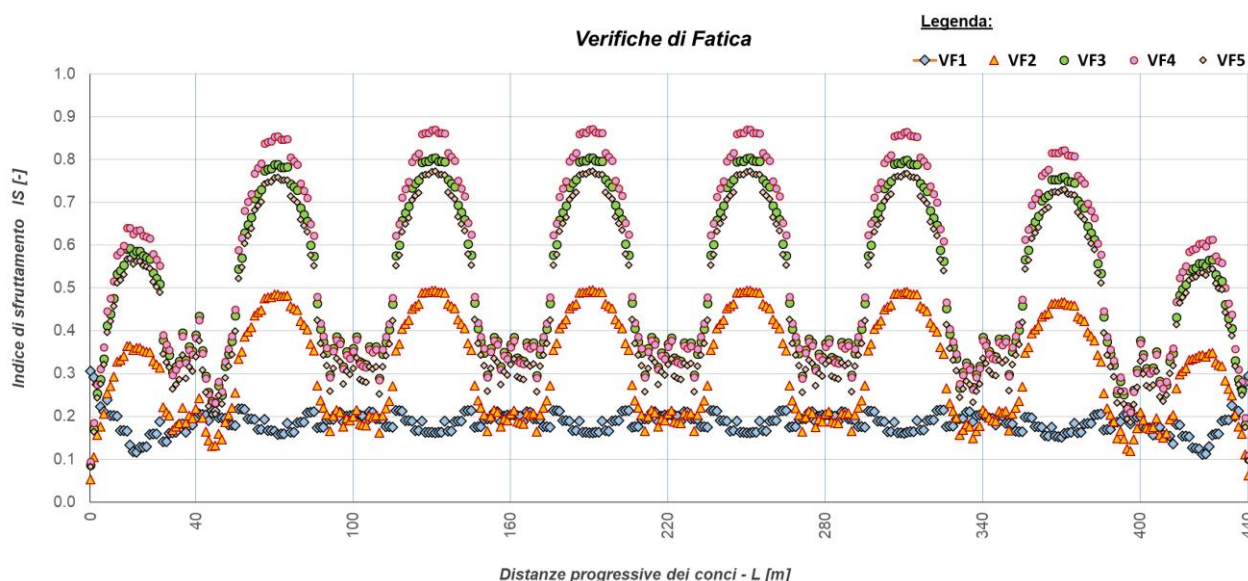
N.	ID	CONCIO	SEZ ACCIAIO	PIOLI				
				Elem. FEM	Comb.	$V_{L,Ed}$ [kN/m]	$V_{L,Rd}$ [kN/m]	IS [-]
1	TRL_CA	A	T1	1	CH1	563.05	985	0.57
2	TRL_B	B	T2	6	CH1	463.36	985	0.47
3	TRL_B1			10	CH1	324.53	985	0.33
4	TRL_CH	H	T1	102	CH18	326.38	985	0.33
5	TRL_CD_fess	D	T3	29	CH17	563.13	985	0.57
6	TRL_CD			28	CH17	559.38	985	0.57
7	TRL_CD2			24	CH17	463.33	985	0.47
8	TRL_CE_fess	E	T4	33	CH17	625.70	985	0.64
9	TRL_CF	F	T3	89	CH18	551.59	985	0.56
10	TRL_CF_fess			86	CH18	626.26	985	0.64
11	TRL_CG_fess	G	T4	82	CH18	704.22	985	0.71
14	TRL_CC	C	T2	22	CH17	514.80	985	0.52

### 10.1.3 Verifiche di FATICA

#### 10.1.3.1 Carpenteria

Per la verifica a fatica dei dettagli di carpenteria, si prendono in esame i dettagli di seguito elencati unitamente alla categoria/num.dettaglio dedotti dalle tabelle riportate nella Circolare Esplicativa 2019 §C4.2.4.1.4.3:

- **VF1:** Anima - tensioni tangenziali: Categoria/dettaglio: 100/6
- **VF2:** Piattabanda sup. e inf. + (Sald. Long. Continua): Categoria/dettaglio: 125/5 (1)
- **VF3:** Giunti di testa piattabande e anime: Categoria/dettaglio: 90/6(\*)
- **VF4:** Giunti con raccordo di transizione delle piattab.: Categoria/dettaglio: 71/4(b)
- **VF5:** Irrigidimenti verticali e longitudinali: Categoria/dettaglio: 80/7

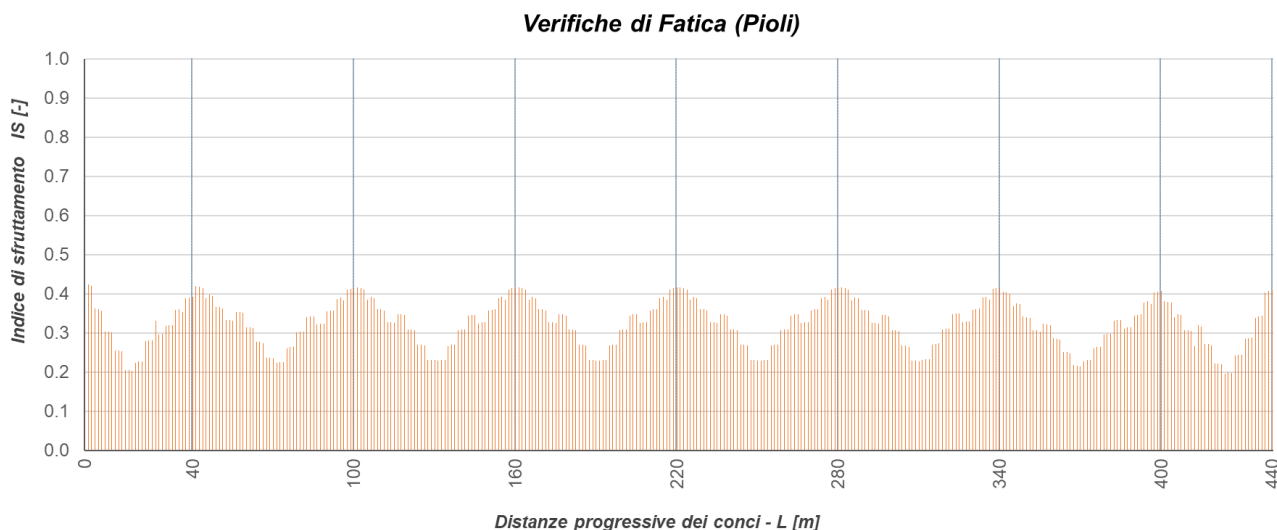


Si osserva che l'indice di sfruttamento massimo si ricava per la categoria di dettaglio VF4 per cui si ha:

N.	ID	CON.	SEZ ACCIAIO	Elem. FEM	ESCURSIONE TENSIONALE					RESISTENZA A FATICA					VERIFICA	
					$\Delta\sigma_F$ [MPa]	$\lambda$	$\gamma_{Ft}$	$\phi_2$	$\Delta\sigma_{Ed}$ [MPa]	$k_s$	$\Delta\sigma_c$ [MPa]	$\Delta\sigma_{c,red}$ [MPa]	$\gamma_{Mf}$	$\Delta\sigma_{c,Rd}$ [MPa]	TIPO	IS [-]
4	TRL_CH	H	T2	154	19.58	2.34	1.00	1.00	45.81	1.00	71.00	71.00	1.35	52.59	VF4	0.87

### 10.1.3.2 Pioli

Per la verifica a fatica delle piolature si seguono i criteri generali contenuti in EN 1994-2.



N.	ID	CON.	SEZ. ACCIAIO	Elem. FEM	ESCURSIONE TENSIONALE			RESISTENZA A FATICA			VERIFICA	
					$\lambda_v$	$\Delta\tau_E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\Delta\tau_{E2}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\gamma_{Mfv}$	$\Delta\tau_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\Delta\tau_{c,Rd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	TIPO	IS [-]
1	TRL_CA	A	T1	1	1.76	18.95	33.29	1.15	90.00	78.26	PIOLI	0.425

### 10.1.1 Riepilogo verifiche

Di seguito si riportano le tabelle di riepilogo per verifiche eseguite per stati limite SLE, SLU e SLA (fatica). Relativamente alle verifiche SLU+SLE per ciascun concio, se ne riporta l'esplicitazione in allegato alla presente relazione:

N.	ID	CONCIO	SEZ ACCIAIO	Elem. FEM	VERIFICA DIMENSIONANTE	STATO LIMITE	IS <sub>max</sub> [-]
1	TRL_CA	A	T1	1	PIOLI	SLE	0.57
2	TRL_B	B	T2	6	TAGLIO	SLU	0.54
3	TRL_B1						
4	TRL_CH	H	T1	680	FLESSIONE	SLU	0.77
5	TRL_CD_fess	D	T3	29	TENSIONI DI VON MISES	SLE-CH	0.67
6	TRL_CD						
7	TRL_CD2						
8	TRL_CE_fess	E	T4	704	TENSIONI DI VON MISES	SLE-CH	0.78
9	TRL_CF	F	T3	77	TENSIONI DI VON MISES	SLE-CH	0.74
10	TRL_CF_fess						
11	TRL_CG_fess	G	T4	656	TENSIONI DI VON MISES	SLE-CH	0.90
14	TRL_CC	C	T2	684	FLESSIONE + TAGLIO	SLU	0.71

Tabella 10.1 – Sintesi delle verifiche SLU+SLE con IS<sub>max</sub>

N.	ID	CON.	SEZ ACCIAIO	Elem. FEM	ESCURSIONE TENSIONALE					RESISTENZA A FATICA					VERIFICA	
					$\Delta\sigma_F$ [MPa]	$\lambda$	$\gamma_{Ft}$	$\phi_2$	$\Delta\sigma_{Ed}$ [MPa]	$k_s$	$\Delta\sigma_c$ [MPa]	$\Delta\sigma_{c,red}$ [MPa]	$\gamma_{Mf}$	$\Delta\sigma_{c,Rd}$ [MPa]	TIPO	IS [-]
4	TRL_CH	H	T2	154	19.58	2.34	1.00	1.00	45.81	1.00	71.00	71.00	1.35	52.59	VF4	0.87

N.	ID	CON.	SEZ ACCIAIO	Elem. FEM	ESCURSIONE TENSIONALE			RESISTENZA A FATICA			VERIFICA	
					$\lambda_v$	$\Delta\tau_E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\Delta\tau_{E2}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\gamma_{Mfv}$	$\Delta\tau_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\Delta\tau_{c,Rd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	TIPO	IS [-]
1	TRL_CA	A	T1	1	1.76	18.95	33.29	1.15	90.00	78.26	PIOLI	0.425

Tabella 10.2 – Sintesi delle verifiche di fatica (SLA) con IS<sub>max</sub>

## 10.2 Traversi

Nei paragrafi a seguire, si riportano i risultati delle verifiche eseguite sui traversi con riferimento ai criteri di verifica espressi al §8.

Le verifiche sono riportate in forma grafica, in cui sull'asse delle ascisse si riporta la progressiva legata allo sviluppo degli elementi e in ordinata l'indice di sfruttamento. Valori del grafico inferiori all'unità indicano il soddisfacimento della verifica.

I traversi individuati per le verifiche sono di due tipologie:

- Traverso T1 in appoggio;
- Traverso T2 intermedio.

I pioli sono disposti in accordo alle disposizioni e limitazioni fornite dalla Circolare 2019 al paragrafo §C4.3.4.3.1.1. In funzione delle verifiche svolte, è necessaria la seguente configurazione per le due tipologie di traversi:

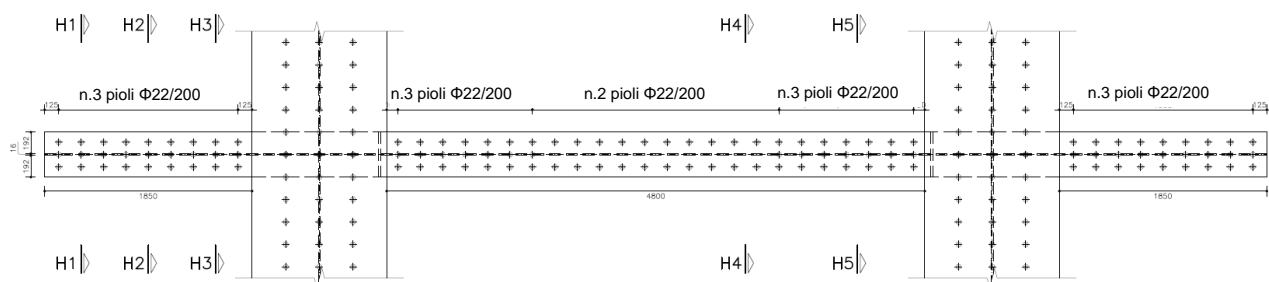


Figura 10.1 – Traverso Tipo 1

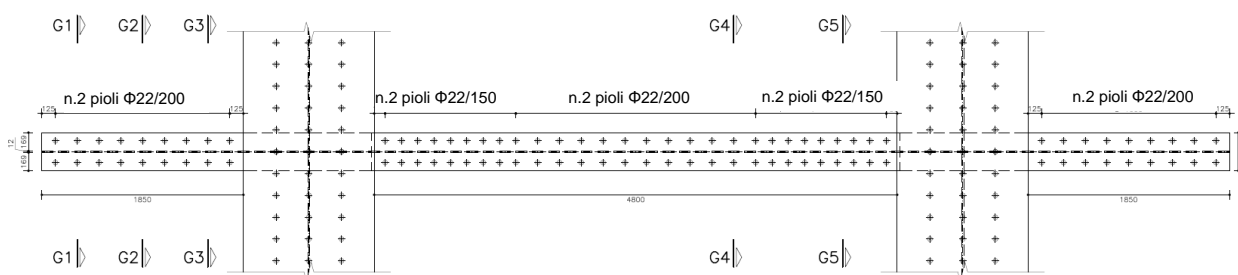
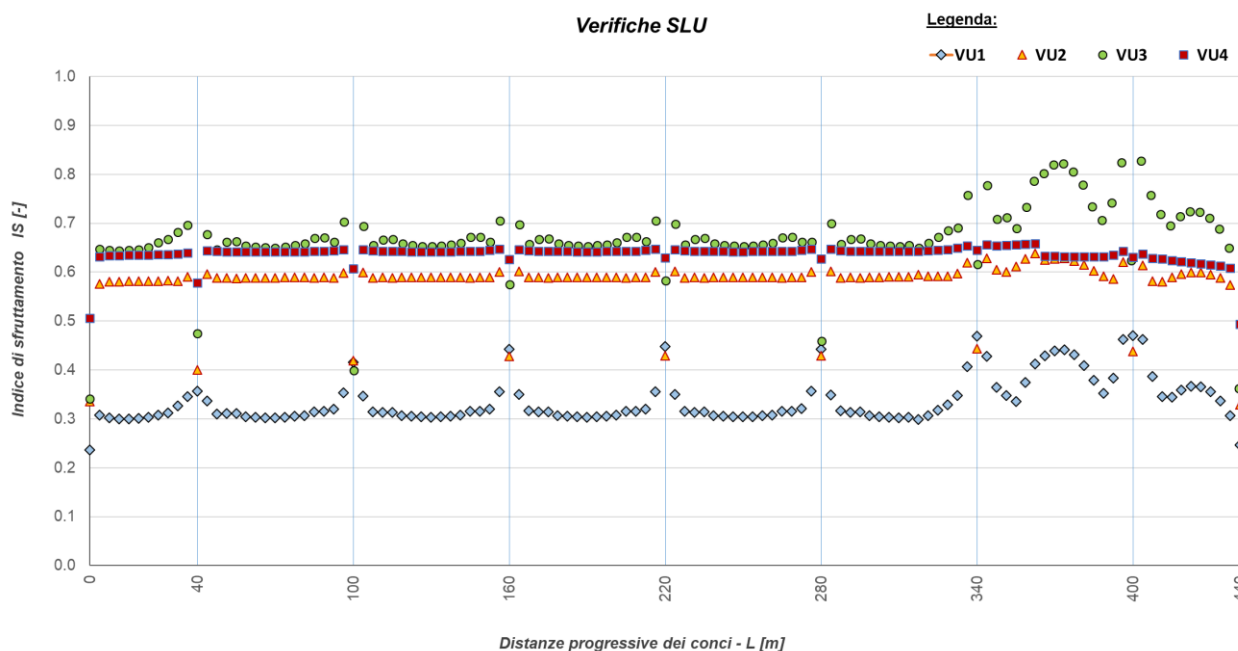


Figura 10.2 – Traverso Tipo 2

In allegato alla presente relazione di calcolo, si riporta l'esplicitazione delle verifiche per entrambi i traversi, nello specifico per ISmax massimi di resistenza e per limitazione di tensioni (Elm. FEM 3188; 4929)

## 10.2.1 Verifiche SLU

Le verifiche a flessione sono eseguite considerando per ciascun concio l'armatura ottenuta dal calcolo eseguito nella progettazione della soletta di cui al capitolo precedente.



essendo:

- VU1: Verifica a flessione
- VU2: Verifica a taglio
- VU3: Verifica di instabilità latero torsionale
- VU4: Verifica di resistenza dei pioli (si riporta l'indice IS massimo tra i campi di pioli definiti)

Di seguito le tabelle di riepilogo con gli indici di sfruttamento massimi per ciascuna tipologia di trasverso:

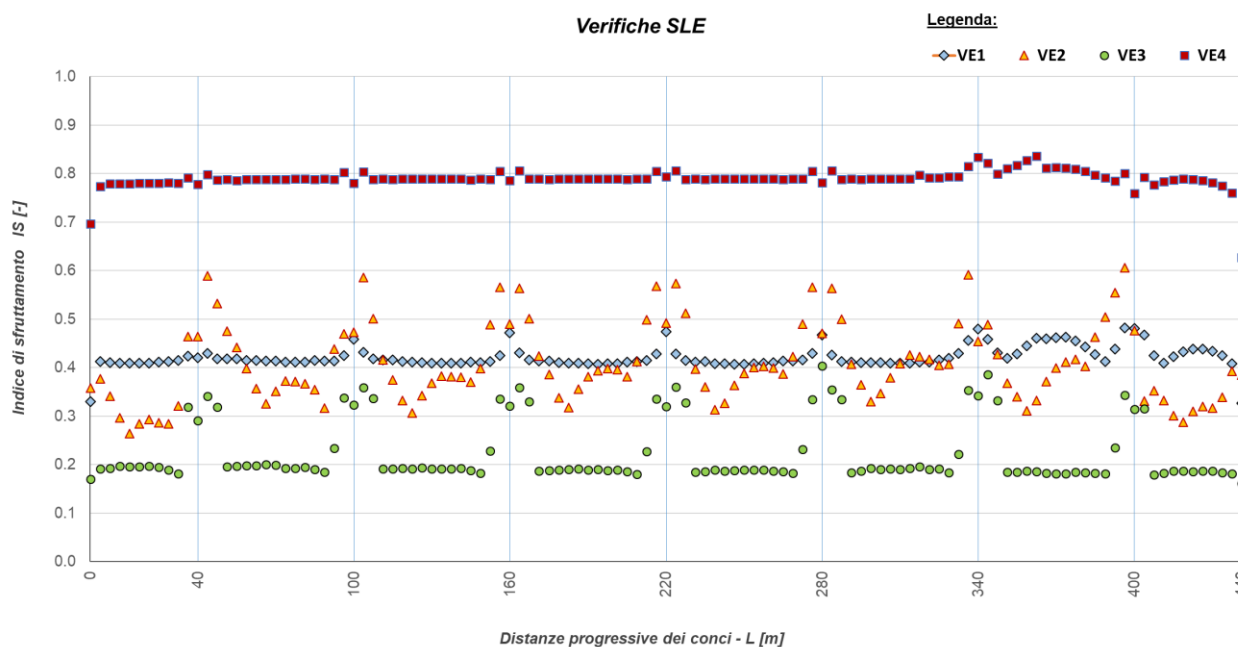
TRAV.	VERIFICA A FLESSIONE - VU1						VERIFICA A TAGLIO - VU2					
	SECT. CLASS	Elem. FEM	Comb.	$M_{Ed}$ [kNm]	$M_{Rd}$ [kNm]	IS [-]	SECT. CLASS	Elem. FEM	Comb.	$V_{Ed}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]	IS [-]
T1	2	1091	SLU21	-1856	-3943	0.47	2	1804	SLU17	1190	2683	0.44
T2	3	1157	SLU17	-1149	-2482	0.46	3	4929	SLU7	1000	1565	0.64

TRAV.	VERIFICA A INSTABILITA' LT - VU3							
	SECT. CLASS	Elem. FEM	Comb.	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed}$ [kNm]	$N_{b,Rd}$ [kN]	$M_{b,Rd}$ [kNm]	IS [-]
T1	2	1804	SLU24	-431	-1843	8116	3275	0.62
T2	3	1027	SLU17	-467	-1147	4680	1575	0.83



## 10.2.2 Verifiche SLE



essendo:

- VE1: Verifica tensionale su acciaio
- VE2: Verifica tensionale su barre di armatura
- VE3: Verifica tensionale su calcestruzzo
- VE4: Verifica tensionale su pioli (si riporta l'indice IS massimo tra i campi di pioli definiti)

Di seguito le tabelle di riepilogo con gli indici di sfruttamento massimi per ciascuna tipologia di trasverso:

TRAV.	ACCIAIO - VE1				
	Elem. FEM	Comb.	$SQRT(\sigma^2 + 3\tau^2)$ [N/mm <sup>2</sup> ]	ALW [N/mm <sup>2</sup> ]	IS [-]
T1	1091	CH24	170.54	355	0.480
T2	1157	CH17	170.92	355	0.481

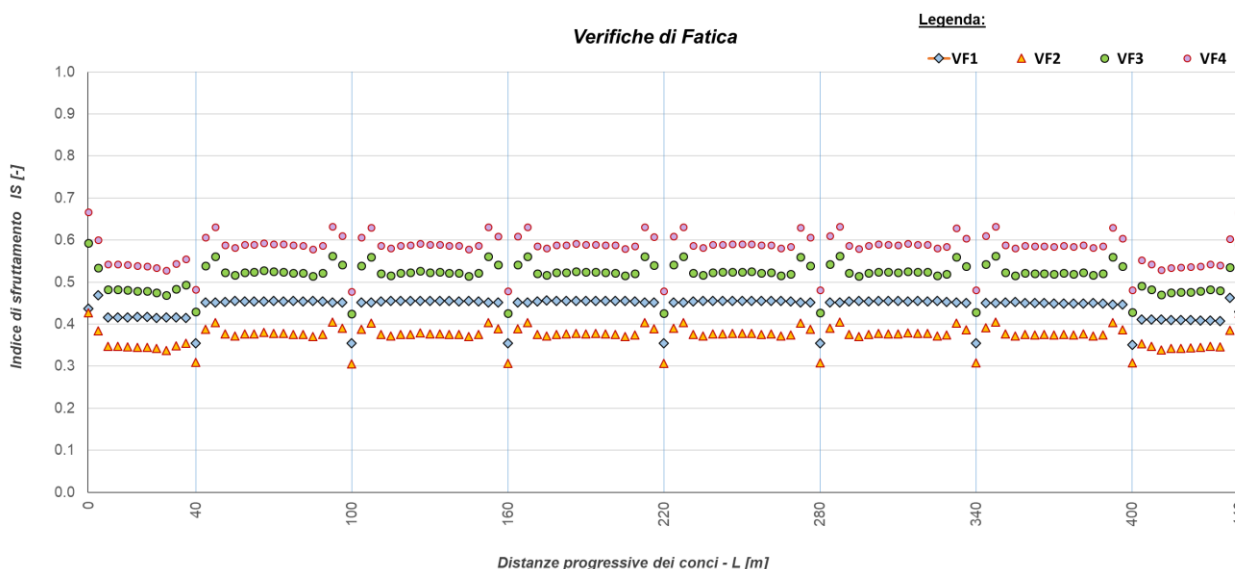
TRAV.	BARRE DI ARMATURA - VE2					CALCESTRUZZO - VE3				
	Elem. FEM	Comb.	$\sigma_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$k \cdot f_{sk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	IS [-]	Elem. FEM	Comb.	$\sigma_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$k \cdot f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	IS [-]
T1	3188	CH18	177	360	0.49	2489	CH9	8.47	21	0.40
T2	1157	CH18	218	360	0.61	2426	CH9	7.43	21	0.35

## 10.2.3 Verifiche di FATICA

### 10.2.3.1 Carpenteria

Per la verifica a fatica dei dettagli di carpenteria, si prendono in esame i dettagli di seguito elencati unitamente alla categoria/num.dettaglio dedotti dalle tabelle riportate nella Circolare Esplicativa 2019 §C4.2.4.1.4.3:

- **VF1:** Anima - tensioni tangenziali: Categoria/dettaglio: 100/6
- **VF2:** Piattabanda sup. e inf. + (Sald. Long. Continua): Categoria/dettaglio: 125/5 (1)
- **VF3:** Giunti di testa piattabande e anime: Categoria/dettaglio: 90/6(\*)
- **VF4:** Irrigidimenti verticali e longitudinali: Categoria/dettaglio: 80/7

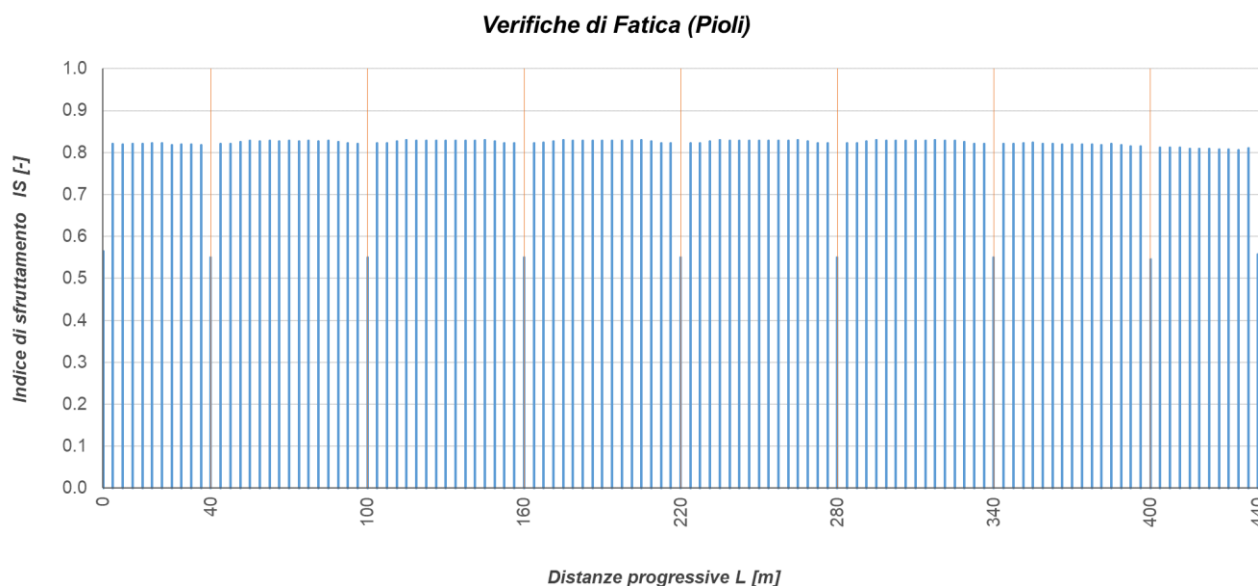


Si osserva che l'indice di sfruttamento massimo si ricava per la categoria di dettaglio VF4 per cui si ha:

TRAV.	Elem. FEM	ESCURSIONE TENSIONALE					RESISTENZA A FATICA					VERIFICA	
		$\Delta\sigma_F$ [MPa]	$\lambda$	$\gamma_{Ff}$	$\phi_2$	$\Delta\sigma_{Ed}$ [MPa]	$k_s$	$\Delta\sigma_c$ [MPa]	$\Delta\sigma_{c,red}$ [MPa]	$\gamma_{Mf}$	$\Delta\sigma_{c,Rd}$ [MPa]	TIPO	IS [-]
T1	4662	14.06	2.16	1.00	1.30	39.49	1.00	80.00	80.00	1.35	59.26	VF4	0.67
T2	4699	16.02	2.34	1.00	1.00	37.49	1.00	80.00	80.00	1.35	59.26	VF4	0.63

### 10.2.3.2 Pioli

Per la verifica a fatica delle piolature si seguono i criteri generali contenuti in EN 1994-2.



L'indice di sfruttamento indicato è il massimo che si ottiene per i campi di pioli disposti lungo il traverso:

TRAV.	Elem. FEM	ESCURSIONE TENSIONALE			RESISTENZA A FATICA			VERIFICA	
		$\lambda_v$	$\Delta\tau_E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\Delta\tau_{E2}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\gamma_{Mfv}$	$\Delta\tau_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\Delta\tau_{c,Rd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	TIPO	IS [-]
T1	3402	1.76	25.19	44.24	1.15	90.00	78.26	PIOLI	0.565
T2	3957	1.76	37.00	64.98	1.15	90.00	78.26	PIOLI	0.830

## 10.2.4 ISOLATORI ELASTOMERICI

In ottemperanza alle richieste di normative (NTC18 e Circ.2019), nel presente capitolo si riportano le verifiche riguardanti gli isolatori elastomerici adottati. Con riferimento al §7.10.4.2 delle NTC18, tutti gli isolatori devono essere progettati al fine di evitare e limitare azioni di trazione nei dispositivi, ovvero in modo tale che il carico verticale “V” di progetto agente sul singolo isolatore sotto le azioni sismiche e quelle concomitanti risulti essere di compressione o, al più, nullo ( $V \geq 0$ ). Nel caso in cui dall’analisi risultasse  $V < 0$ , occorre che la tensione di trazione sia in modulo inferiore al minore tra  $2G$  ( $G$  modulo di taglio del materiale elastomerico) e 1 MPa. Tale verifica nel seguito sarà intesa come verifica N.1. Ulteriori verifiche sono espresse in termini di resistenza (carico massimo sopportabile in SLU e SLC) e di spostamento limite, nel seguito indicate rispettivamente come Verifica N.2 e Verifica N.3. I valori limite per tali verifiche sono desunti dalla scheda tecnica degli isolatori elastomerici scelti.

A seguire si riporta la tabella contenente le proprietà degli “elastic link” che simulano gli isolatori. Si noti anche che ognuno è individuato da ID e un nodo  $i$  e  $j$ :

	No	Node1	Node2	Type	B Angle ([deg])	RIGID	SDx (kN/mm)	SDy (kN/mm)	SDz (kN/mm)	SRx (kN*mm/[rad])	SRy (kN*mm/[rad])	SRz (kN*mm/[rad])
Spalla A	1	2205	2207	GEN	0.00	000000	1434.0000	2.1600	0.0000	0.00	0.00	0.00
	2	2204	2206	GEN	0.00	000000	1434.0000	2.1600	0.0000	0.00	0.00	0.00
Spalla B	29	2198	2200	GEN	0.00	000000	1434.0000	2.1600	0.0000	0.00	0.00	0.00
	34	2199	2203	GEN	0.00	000000	1434.0000	2.1600	0.0000	0.00	0.00	0.00
Pila 1	3	2218	2222	GEN	0.00	000000	3546.0000	5.3000	5.3000	0.00	0.00	0.00
	4	2221	2223	GEN	0.00	000000	3546.0000	5.3000	5.3000	0.00	0.00	0.00
Pila 2	5	2236	2240	GEN	0.00	000000	3546.0000	5.3000	5.3000	0.00	0.00	0.00
	6	2239	2241	GEN	0.00	000000	3546.0000	5.3000	5.3000	0.00	0.00	0.00
Pila 3	13	2246	2256	GEN	0.00	000000	3546.0000	5.3000	5.3000	0.00	0.00	0.00
	14	2249	2257	GEN	0.00	000000	3546.0000	5.3000	5.3000	0.00	0.00	0.00
Pila 4	17	2252	2258	GEN	0.00	000000	3546.0000	5.3000	5.3000	0.00	0.00	0.00
	18	2253	2259	GEN	0.00	000000	3546.0000	5.3000	5.3000	0.00	0.00	0.00
Pila 5	19	2242	2250	GEN	0.00	000000	3546.0000	5.3000	5.3000	0.00	0.00	0.00
	22	2243	2251	GEN	0.00	000000	3546.0000	5.3000	5.3000	0.00	0.00	0.00
Pila 6	23	2229	2234	GEN	0.00	000000	3546.0000	5.3000	5.3000	0.00	0.00	0.00
	26	2230	2235	GEN	0.00	000000	3546.0000	5.3000	5.3000	0.00	0.00	0.00
Pila 7	27	2209	2214	GEN	0.00	000000	3546.0000	5.3000	5.3000	0.00	0.00	0.00
	28	2210	2215	GEN	0.00	000000	3546.0000	5.3000	5.3000	0.00	0.00	0.00

Tabella 10.3 – ID per ciascun isolatore elastomerico

Ad esempio gli isolatori su pila 1 sono individuati dall’elastic link n.3 avente nodi 2219 - 2222 e dal link n.4 avente nodi 2221 – 2223.

### 10.3 Verifica N.1

Dalla verifica eseguita risulta che il carico verticale agente nel singolo isolatore elastomerico sotto qualsiasi combinazione di azioni al più è di compressione come riportato nelle tabelle di seguito (si riportano i valori minimi di compressione da inviluppo):

VALORI MINIMI DI COMPRESSIONE - ( Nmax )									
Elem.	No.	Node	En-QP(max)	En-FR(max)	En-CH(max)	En-SLU(max)	En-SLD(max)	En-SLV(max)	En-SLC(max)
Spalla A	1	2205 2207	-830	-734	-539	-280	-810	-547	-401
	2	2204 2206	-830	-684	-632	-601	-823	-572	-431
Spalla B	29	2198 2200	-679	-567	-547	-512	-669	-398	-248
	34	2199 2203	-761	-631	-415	<b>-157</b>	-750	-521	-394
Pila 1	3	2218 2222	-4160	-4061	-4116	-4342	-4314	-3863	-3594
	4	2221 2223	-4164	-4092	-3741	-3241	-4272	-3804	-3527
Pila 2	5	2236 2240	-4763	-4660	-4517	-4683	-4912	-4400	-4135
	6	2239 2241	-4765	-4761	-3926	-3417	-4864	-4354	-4095
Pila 3	13	2246 2256	-4670	-4538	-4353	-4530	-4743	-4120	-3852
	14	2249 2257	-4664	-4659	-3751	-3268	-4687	-4064	-3799
Pila 4	17	2252 2258	-4701	-4570	-4380	-4561	-4826	-4161	-3866
	18	2253 2259	-4715	-4712	-3785	-3270	-4754	-4092	-3812
Pila 5	19	2242 2250	-4701	-4576	-4391	-4573	-4788	-4178	-3858
	22	2243 2251	-4638	-4628	-3732	-3257	-4676	-4078	-3803
Pila 6	23	2229 2234	-4551	-4420	-4426	-4715	-4689	-4158	-3843
	26	2230 2235	-4483	-4453	-3632	-2969	-4624	-4145	-3890
Pila 7	27	2209 2214	-3429	-3250	-3403	-3480	-3537	-3050	<b>-2769</b>
	28	2210 2215	-3929	-3914	-3316	-2829	-4092	-3676	-3427

Tabella 10.4 – Isolatori elastomerici: "Minima compressione"

## 10.4 Verifica N.2

Dalla verifica eseguita risulta che il carico verticale agente nel singolo isolatore elastomerico di pila e si spalla sotto combinazione sismica SLC e combinazione SLU rispetta i limiti di compressione sopportabili dall'isolatore (definiti nella scheda tecnica), come riportato di seguito:

VALORI MASSIMI DI COMPRESSIONE - ( Nmin)									
Elem.	No.	Node	En-QP(min)	En-FR(min)	En-CH(min)	En-SLU(min)	En-SLD(min)	En-SLV(min)	En-SLC(min)
Spalla A	1	2205 2207	-1440	-2238	-2814	-3924	-1577	-1840	-1987
	2	2204 2206	-1397	-2275	-3040	-4246	-1588	-1839	-1980
Spalla B	29	2198 2200	-1213	-2064	-2795	-3894	-1403	-1674	-1824
	34	2199 2203	-1370	-2184	-2789	-3874	-1501	-1730	-1858
			-1440	-2275	-3040	<b>-4246</b>	-1588	-1840	<b>-1987</b>
Pila 1	3	2218 2222	-4874	-6294	-8142	-11228	-5466	-5917	-6186
	4	2221 2223	-5047	-6358	-7578	-10410	-5427	-5895	-6171
Pila 2	5	2236 2240	-5012	-6526	-9002	-11940	-5694	-6206	-6471
	6	2239 2241	-5202	-6602	-8008	-11025	-5645	-6155	-6414
Pila 3	13	2246 2256	-4888	-6411	-8926	-11819	-5625	-6248	-6516
	14	2249 2257	-5071	-6482	-7927	-10906	-5576	-6198	-6464
Pila 4	17	2252 2258	-4916	-6444	-8975	-11871	-5747	-6411	-6707
	18	2253 2259	-5108	-6525	-7983	-10985	-5668	-6331	-6610
Pila 5	19	2242 2250	-4908	-6428	-8955	-11833	-5638	-6247	-6567
	22	2243 2251	-5077	-6492	-7933	-10913	-5567	-6165	-6440
Pila 6	23	2229 2234	-5122	-6629	-8761	-12056	-5785	-6317	-6631
	26	2230 2235	-5349	-6764	-8153	-11269	-5779	-6259	-6514
Pila 7	27	2209 2214	-4915	-6310	-8163	-11204	-5492	-5979	-6260
	28	2210 2215	-4556	-5882	-7132	-9801	-4944	-5360	-5609
			-5349	-6764	-9002	<b>-12056</b>	-5785	-6411	<b>-6707</b>

Tabella 10.5 – Isolatori elastomerici: "Massima compressione"

### ISOLATORE ELASTOMEICO SPALLA (Tipo FIP SI-H 550/154)

#### Verifica in combinazione SLU

Descrizione	Parametro	Valore	U.M.
Carico verticale max di compressione agente	$F_{z,Ed} - SLU$	4246	[kN]
Carico verticale di compressione limite	$F_{z,LIM} - SLU$	9820	[kN]
Indice di resistenza (<1:Soddisfatta)	IR	0.43	Verificato

#### Verifica in combinazione SLC

Descrizione	Parametro	Valore	U.M.
Carico verticale max di compressione agente	$V_{z,Ed} - SLC$	1987	[kN]
Carico verticale di compressione limite	$V_{z,LIM} - SLC$	3190	[kN]
Indice di resistenza (<1:Soddisfatta)	IR	0.62	Verificato

### ISOLATORE ELASTOMEICO PILA (Tipo FIP SI-H 900/168)

#### Verifica in combinazione SLU

Descrizione	Parametro	Valore	U.M.
Carico verticale max di compressione agente	$F_{z,Ed} - SLU$	12056	[kN]
Carico verticale di compressione limite	$F_{z,LIM} - SLU$	21220	[kN]
Indice di resistenza (<1:Soddisfatta)	IR	0.57	Verificato

#### Verifica in combinazione SLC

Descrizione	Parametro	Valore	U.M.
Carico verticale max di compressione agente	$V_{z,Ed} - SLC$	6707	[kN]
Carico verticale di compressione limite	$V_{z,LIM} - SLC$	12310	[kN]
Indice di resistenza (<1:Soddisfatta)	IR	0.54	Verificato

## 10.5 Verifica N.3

La verifica N.3 riguarda la verifica dello spostamento ammissibile che nel caso in esame è pari a 300mm inteso come spostamento sismico totale, ossia la somma dello spostamento derivante dalle azioni sismiche allo SLC, inclusi gli effetti torsionali e dello spostamento in esercizio prodotto dalle azioni di ritiro, viscosità e termiche ridotte al 50%.

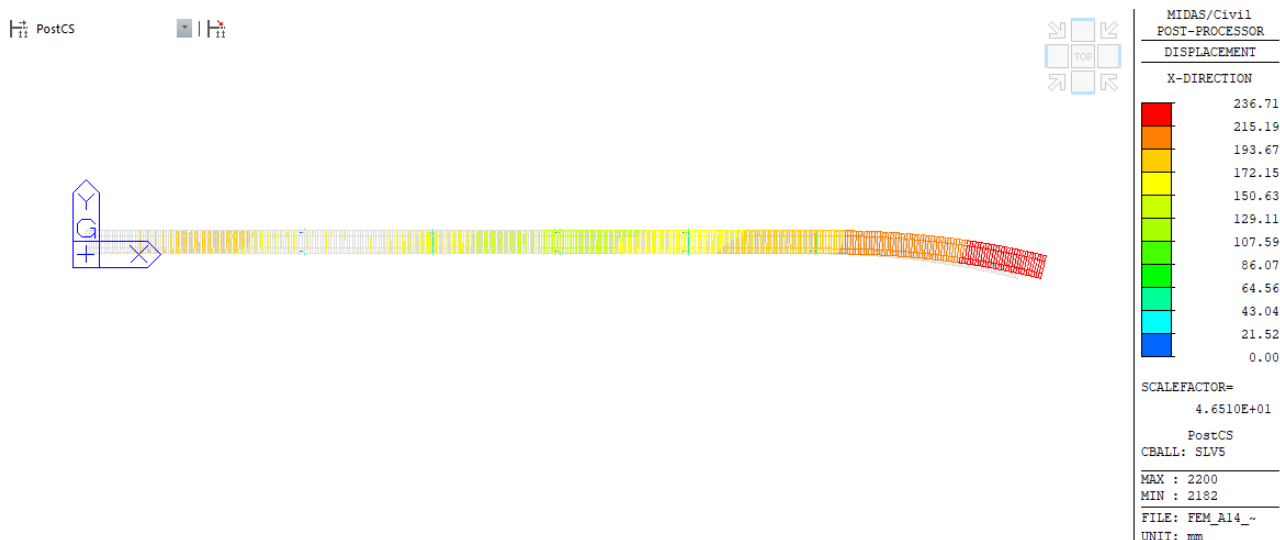


Figura 10.3 – Spostamento massimo in combinazione SLV ( $S_{MAX-SLV} = 236.71\text{mm}$ )

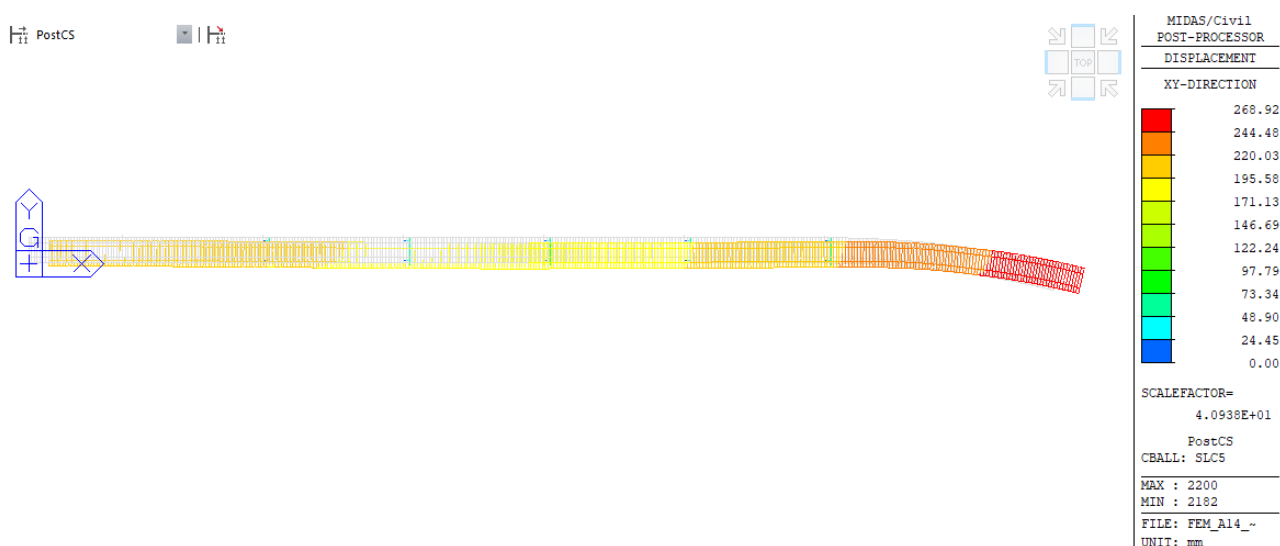


Figura 10.4 – Spostamento massimo in combinazione SLC ( $S_{MAX-SLC} = 268.92\text{mm}$ )

Dalla verifica si osserva che allo SLC, lo spostamento massimo si ottiene per la combinazione **SLC5** per cui si ha uno spostamento pari a circa **269mm** inferiore al limite di **300mm** degli isolatori scelti.

Pertanto, si assume che anche per la slitta accoppiata con l'isolatore elastomerico di spalla si deve avere una capacità di spostamento almeno di 300mm.



## 11. VARCO DI GIUNTO SU SPALLE

Data l'estensione del viadotto si calcola l'effetto della variabilità spaziale del moto in accordo con le NTC, secondo cui lo spostamento assoluto orizzontale massimo allo SLC del suolo  $d_g$  si ottiene tramite l'espressione:

$$d_g = 0.025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_c \cdot T_D = 0.025 \cdot 0.277 \cdot 1.3 \cdot 0.468 \cdot 2.709 = 0.011m$$

Mentre lo spostamento relativo vale:

$$d_{ij,max} = 1.25 \cdot d_g = 1.25 \cdot 0.011m = 0.0143m$$

Definito tale spostamento e visto gli spostamenti di impalcato dall'immagine precedente, è possibile assumere un varco tra impalcato e spalla pari a **300mm**.

Il giunto è valutato con riferimento alle combinazioni SLD, per cui si ottiene  $\Delta_{xy} = 130.54mm$ :

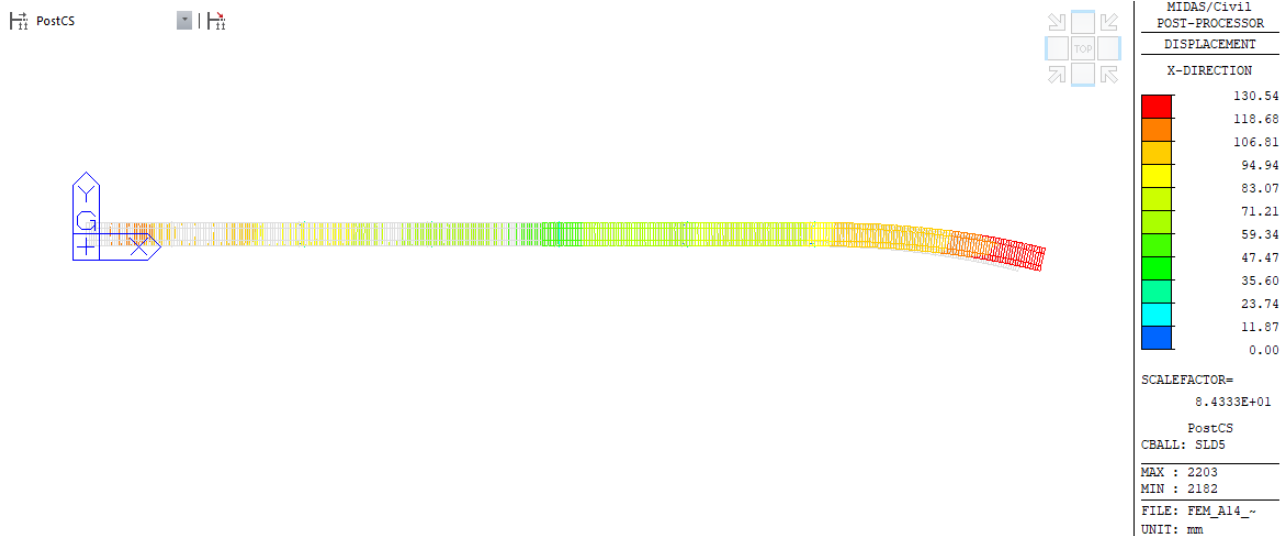


Figura 11.1 – Spostamento massimo in combinazione SLD

Dunque si assume un giunto da +/- **140mm**.



## 12.2 Verifica di deformabilità

La verifica di deformabilità è eseguita sotto l'azione dei carichi accidentali di progetto incrementati dinamicamente nella combinazione caratteristica (rara) agli S.L.E per cui si considera una freccia massima verticale pari a:

$$f \leq L/500 = 60\text{m} / 500 = 0.12\text{m} = 120\text{mm}$$

dove:

L = luce di calcolo di campata;

f = massima freccia verticale.

Vista la presenza della contromonta, si ha una freccia massima ottenuta dalla combinazione:

Comb. SLE  $\Rightarrow$  Creep + Ritiro + Cedimenti +  $0.75Q_{k, \text{stradale}}$  +  $0.6Q_{\text{vento}}$  +  $0.6Q_{\text{temp}}$

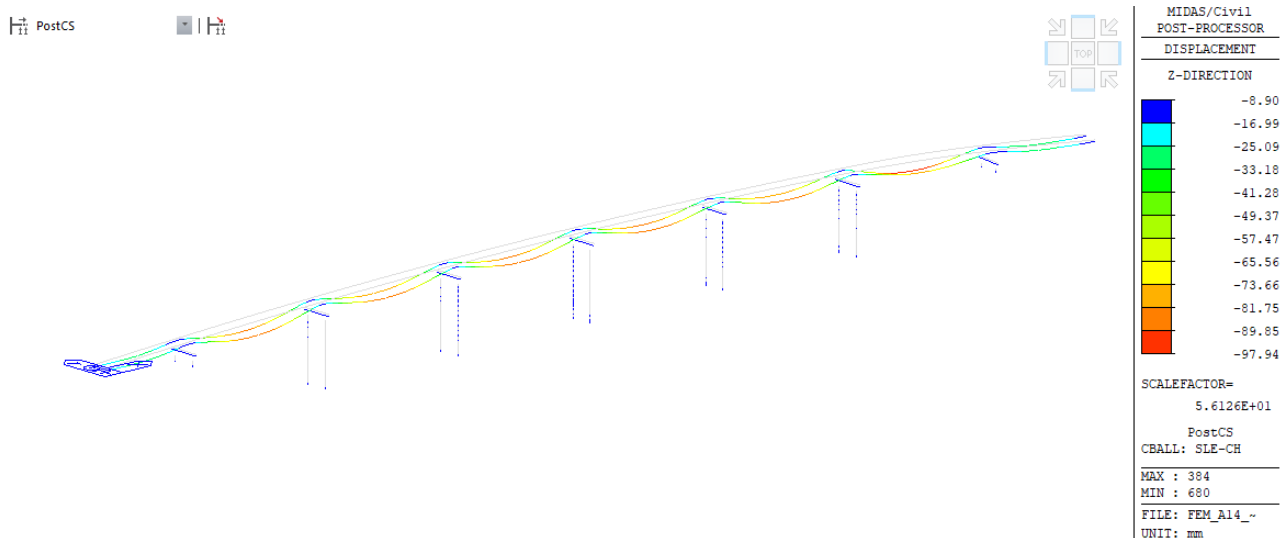


Figura 12.3 – Verifica di deformabilità

$$\delta = (97.94 - 8.90) \text{ mm} = 89.04 \text{ mm} < \delta_{\text{Lim}} = 120 \text{ mm}$$

## 13. VALIDAZIONE DEI RISULTATI

### 13.1 Validazione risultati ottenuti con il software MIDAS CIVIL

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controllo mediante il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con i metodi tradizionali. Si riportano di seguito dei calcoli semplificati di comparazione con quanto deriva dall'analisi del software.

#### 13.1.1 Controllo di accettabilità n.1

Al fine di controllare la bontà del modello implementato, il primo controllo di accettabilità dei risultati forniti dal software, consiste nel confrontare la somma delle reazioni vincolari per effetto dei carichi permanenti (peso proprio + permanenti portati) con il valore ottenuto dall'analisi dei carichi eseguita manualmente:

#### CALCOLO MANUALE DEL CARICO PERMANENTE:

##### PESO PROPRIO CARPENTERIA METALLICA

$G_{1k,m}$	18218.60	kN
------------	----------	----

##### PESO PROPRIO PILE + PULVINI (\*)

$G_{1k,pp}$	62437.55	kN
-------------	----------	----

(\*) Le altezze delle pile sono funzione dello scalzamento alla base

##### PESO ISOLATORI

$G_{1k,is}$	161.80	kN
-------------	--------	----

#### CARICHI PERMANENTI - PIANO STRADALE

##### **Peso soletta in c.a.:**

Spessore della soletta	s	0.246	m
Larghezza della soletta (al netto del cordolo)	B	9.50	m
Sviluppo complessivo del ponte + retro-trave	L	444.20	m
Peso specifico del calcestruzzo	$\gamma_k$	25.00	kN/m <sup>2</sup>
Peso complessivo della soletta	$G_{1k,s}$	25952.61	kN

##### **Peso lastre in acciaio delle coppelle:**

Spessore della lastra	s	0.004	m
Larghezza della soletta con cordolo	B	11.10	m
Sviluppo complessivo del ponte + retro-trave	L	444.20	m
Peso specifico del calcestruzzo	$\gamma_k$	78.50	kN/m <sup>2</sup>
Peso complessivo della soletta	$G_{1k,cop}$	1548.23	kN

##### **Cordolo in c.a.:**

Base del cordolo	b	0.80	m
Altezza del cordolo	h	0.40	m
Sviluppo complessivo del ponte (2xL)	2xL	888.41	m
Peso specifico del calcestruzzo	$\gamma_k$	25.00	kN/m <sup>2</sup>
Peso complessivo del cordolo	$G_{1k,s}$	7107.26	kN

**Pavimentazione (spessore variabile):**

Spessore minimo	$S_1$	0.11 m
Spessore massimo in mezzzeria	$S_2$	0.23 m
Larghezza della sede stradale	B	9.50 m
Area della sezione trasversale (tratto rett.+clotoide)	$A_s$	1.62 m <sup>2</sup>
Area della sezione trasversale (tratto curvo)	$A_s$	1.05 m <sup>2</sup>
Peso specifico del calcestruzzo	$\gamma_k$	24.00 kN/m <sup>3</sup>
Sviluppo del ponte nel tratto curvo (FEM)	$L_1$	296.49 m
Sviluppo del ponte nel tratto rettilineo + clotoide (FEM)	$L_2$	147.71 m
Peso della pavimetazione nel tratto rettilineo + clotoide	$G_{2k,p1}$	11492.12 kN
Peso della pavimetazione nel tratto curvo	$G_{2k,p2}$	3704.55 kN
Peso complessivo della pavimentazione	$G_{2k,p}$	15196.67 kN

**Veletta + Tubazione + Barriere antirumore e di sicurezza**

Veletta	$g_{2k,v}$	1.10 kN/m
Barriera di sicurezza	$g_{2k,b}$	1.20 kN/m
Barriera di antirumore (h=3m)	$g_{2k,FOA}$	2.90 kN/m
Tubazione e impianti	$g_{2k,i+t}$	0.65 kN/m
Sviluppo complessivo del ponte + retro-trave	L	444.20 m

Lato valle:

Carico al metro lineare (veletta+FOA+impianti)	$g_{2k,1}$	4.65 kN/m
Carico complessivo	$G_{2k,vbi1}$	2065.55 kN

Lato monte:

Carico al metro lineare (veletta+barriera+impianti)	$g_{2k,2}$	2.95 kN/m
Carico complessivo	$G_{2k,vbi2}$	1310.40 kN

Peso complessivo (Veletta + Tubazione + Barriere)	$G_{2k,vbi}$	3375.95 kN
---	--------------	------------

**CARICO PERMANENTE TOTALE DA CALCOLO MANUALE**

$G_{k,TOT}$	133998.67 kN
-------------	--------------

**SOMMATORIA REAZIONI VINCOLARI 3D FEM:**

SUMMATION OF REACTION FORCES PRINTOUT						
	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)		
	CH0	0.0	0.0	134256.7		

**CHECK N.1**

**VARIAZIONE PERCENTUALE:**

CARICO TOTALE DA ANALISI DEI CARICHI  
SOMMATORIA REAZIONI VINCOLARI 3D FEM

$G_{k,TOT}$	133998.67 kN
$\sum R_i$	134256.70 kN
$\varepsilon$	0.19 %

ESITO CHECK ==> POSITIVO

### 13.1.2 Controllo di accettabilità n.2

Effettuata la validazione per carichi permanenti, il secondo controllo di accettabilità, consiste nel verificare che il momento derivante dall'analisi FEM in mezzzeria della campata n.4 per effetto dei carichi permanenti (Comb. CH0) sia comparabile con i risultati dedotti da schemi statici semplici:

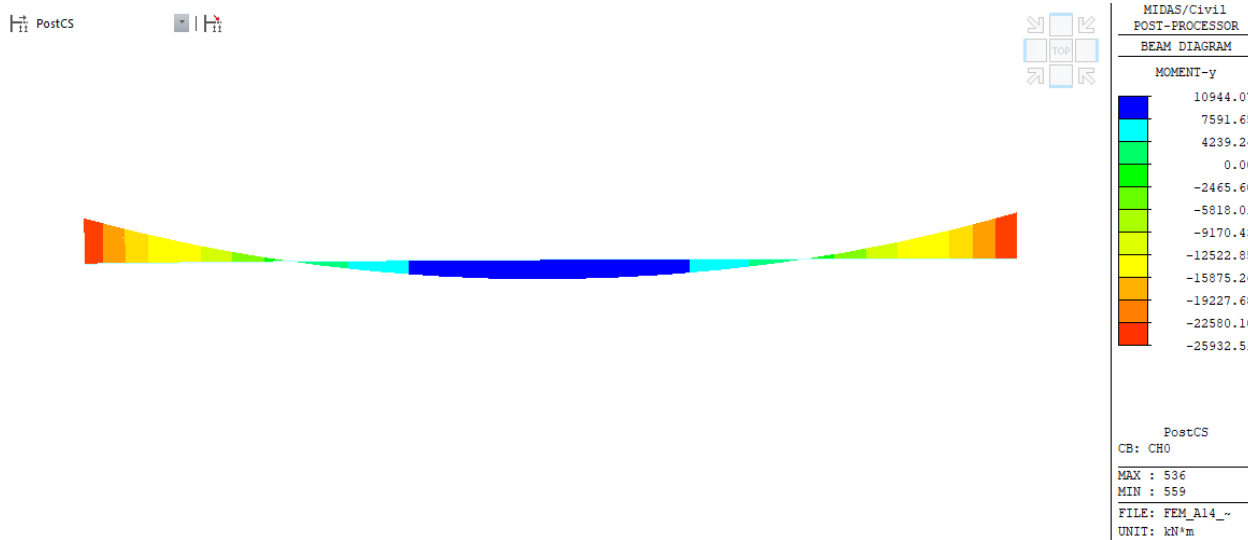


Figura 13.1 – Diagramma dei momenti: Trave principale – Comb. CH0, My (kNm)

Facendo la differenza tra il momento negativo medio e il momento massimo, si deve ottenere circa lo stesso risultato che si otterrebbe considerando una singola trave di lunghezza 60m (ossia come la campata) in schema di semplice appoggio, caricata con un carico distribuito costante pari al peso proprio della campata diviso per la sua lunghezza, e valutando il momento nella sua mezzzeria. Di seguito si riporta un'immagine per una maggior comprensione:

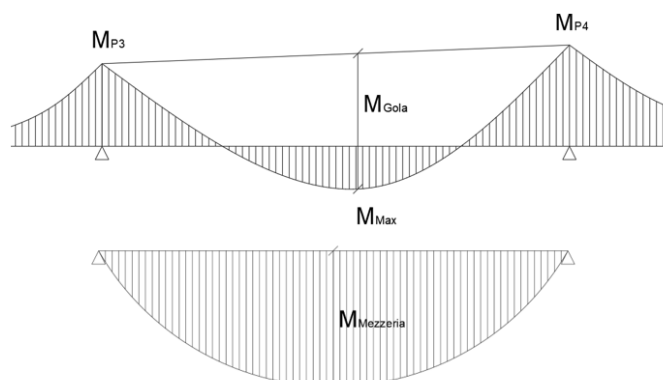


Figura 13.2 – Momenti da schema su N. appoggi e da schema su semplice appoggio

Per validare il modello occorre dimostrare che  $M_{Gola} \approx M_{Mezzzeria}$ .

#### **MOMENTO DA SCHEMA DI SEMPLICE APPOGGIO**

Peso carpenteria metallica	$G_{1k,m}$	18218.6 kN
Peso soletta in ca	$G_{1k,sol}$	34608.1 kN
Peso permanenti portati	$G_{2k}$	18572.6 kN
Peso complessivo impalcato	$G_1 + G_2$	71399.3 kN
Numero di travi	$n_T$	2.0 -
Sviluppo complessivo del ponte	$L$	444.2 m
Peso al metro lineare del ponte	$q$	80.4 kN/m
Lunghezza della campata in esame	$L$	60.0 m
<b><u>Momento da schema di semplice appoggio</u></b>	<b><math>M_{sch}</math></b>	<b>36165.5 kNm</b>

#### **MOMENTO DI GOLA**

Momento di appoggio 1	$M_{P1}$	25932.5 kNm
Momento di appoggio 2	$M_{P2}$	25394.8 kNm
Momento massimo di mezzera	$M_{max}$	10994.1 kNm
<b><u>Momento di gola</u></b>	<b><math>M_{gola}</math></b>	<b>36657.7 kNm</b>

#### **CHECK N.2**

<b>VARIAZIONE PERCENTUALE:</b>	$\varepsilon$	1.36 %
<b>ESITO CHECK =&gt;</b>	<b>POSITIVO</b>	

### 13.1.3 Controllo di accettabilità n.3

Il terzo controllo di accettabilità, consiste nel comparare lo spostamento per effetto del carico termico (+35°C) derivante dall'analisi FEM, con lo spostamento valutato mediante calcoli semplificati:

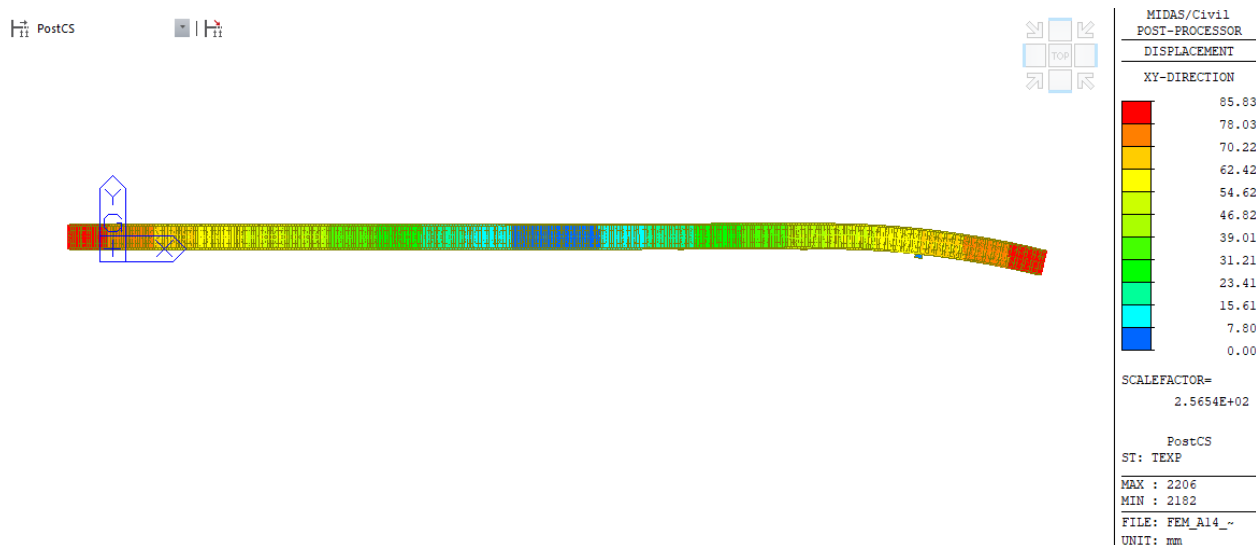


Figura 13.3 – Spostamenti: “Temperatura uniforme”

<b>CHECK N.3</b>			
<b>SPOSTAMENTO INDOTTO DAL CARICO TERMICO - <math>T_{exp} = +35^{\circ}\text{C}</math></b>			
Lunghezza del ponte non vincolata in direzione >	$L_{FEM}$	222.10 m	
Coefficiente termico	$a$	1.10E-05 1/°C	
Variazione termica	$\Delta T$	35.00 °C	
SPOSTAMENTO CALCOLATO	$D_x = \alpha \cdot \Delta T \cdot L_{FEM} =$	85.74 mm	
SPOSTAMENTO SU FEM	$D_x$	85.83 mm	
<b>VARIAZIONE PERCENTUALE:</b>	$\epsilon$	0.10 %	
<b>ESITO CHECK =&gt;</b>		<b>POSITIVO</b>	



### 13.1.4 Controllo di accettabilità n.4

Il quarto controllo di accettabilità viene eseguito sul carico variabile stradale, comparando i risultati ottenuti dal FEM con i valori derivanti da calcoli semplici. Il caso di carico preso in esame è “LM1A\_P”, ovvero il carico stradale presente sulle corsie stradali e sulla corsia rimanente che va a massimizzare il momento in mezzeria della campata n.4 (Elem 536):

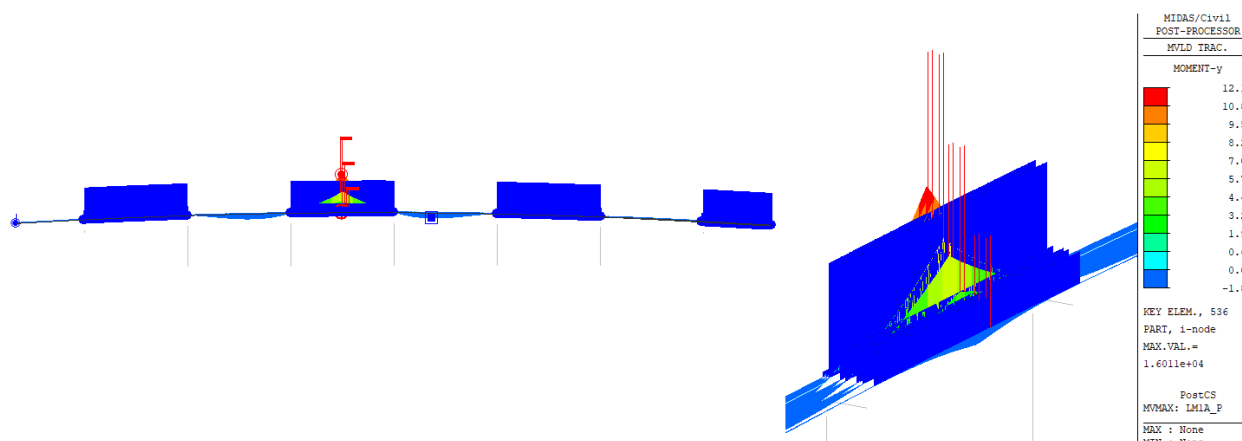


Figura 13.4 – Posizionamento del Moving Load per max momento pos. in mezzeria della n.4 campata

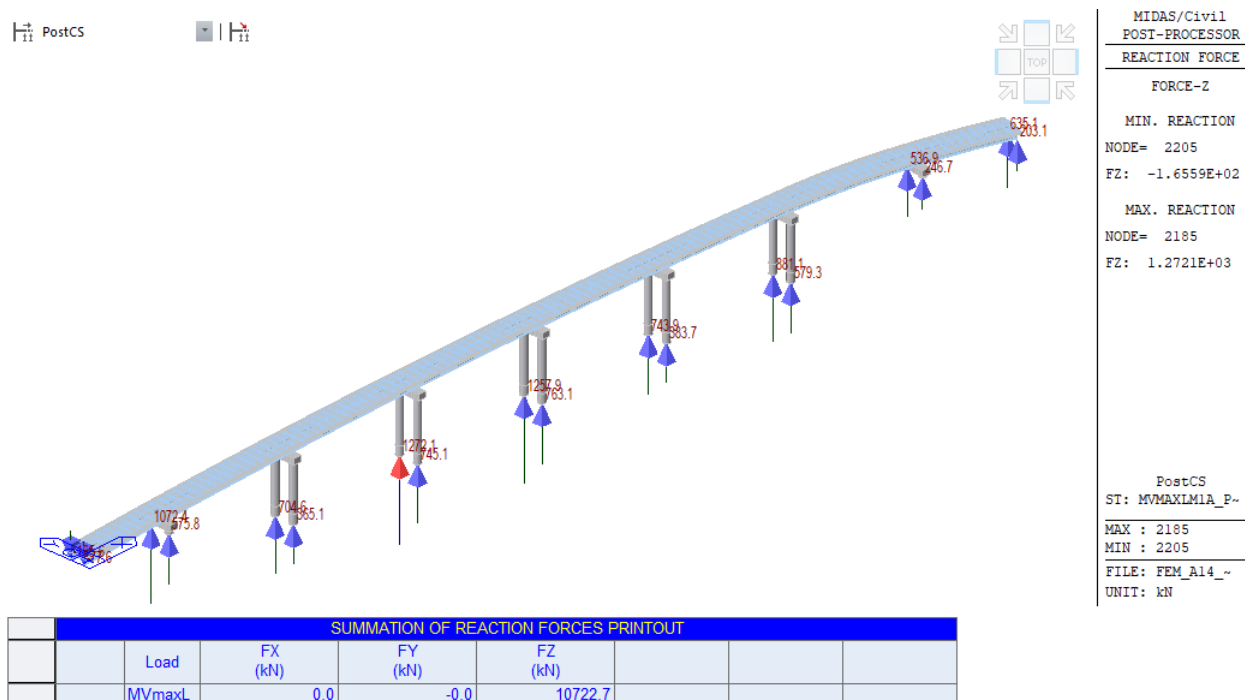


Figura 13.5 – Reazioni vincolari: “Variabile stradale”

#### CHECK N.4

##### Carichi su corsia N.1:

Carico Tandem su 2 assi da 300kN	$Q_k$	600.00 kN
Carico distribuito	$q_k$	9.00 kN/m <sup>2</sup>
Lunghezza caricata	$L_k$	220.00 m
Larghezza corsia caricata	$B_k$	3.00 m
Superficie del carico distribuito	$A_k$	660.00 m <sup>2</sup>
CARICO PARZIALE	$Q_{k,C1}$	6540.00 kN

##### Carichi su corsia N.2:

Carico Tandem su 2 assi da 200kN	$Q_k$	400.00 kN
Carico distribuito	$q_k$	2.50 kN/m <sup>2</sup>
Lunghezza caricata	$L_k$	220.00 m
Larghezza corsia caricata	$B_k$	3.00 m
Superficie del carico distribuito	$A_k$	660.00 m <sup>2</sup>
CARICO PARZIALE	$Q_{k,C2}$	2050.00 kN

##### Carichi su corsia N.3:

Carico Tandem su 2 assi da 100kN	$Q_k$	200.00 kN
Carico distribuito	$q_k$	2.50 kN/m <sup>2</sup>
Lunghezza caricata	$L_k$	220.00 m
Larghezza corsia caricata	$B_k$	3.00 m
Superficie del carico distribuito	$A_k$	660.00 m <sup>2</sup>
CARICO PARZIALE	$Q_{k,C3}$	1850.00 kN

##### Carichi su corsia rimanente:

Carico distribuito	$q_k$	2.50 kN/m <sup>2</sup>
Lunghezza caricata	$L_k$	220.00 m
Larghezza corsia caricata	$B_k$	0.50 m
Superficie del carico distribuito	$A_k$	110.00 m <sup>2</sup>
CARICO PARZIALE	$Q_{k,CR}$	275.00 kN

CARICO TOTALE DA CALCOLO MANUALE  $Q_{k,TOT-CALC}$  10715.00 kN

CARICO TOTALE DA FEM  $Q_{k,TOT-FEM}$  10722.70 kN

VARIAZIONE PERCENTUALE:  $\varepsilon$  0.07 %

ESITO CHECK => POSITIVO

### 13.1.5 Controllo di accettabilità n.5

L'ultimo controllo di accettabilità dei risultati è eseguito sul carico sismico. Nello specifico, con riferimento all'azione sismica lungo la direzione longitudinale del ponte, si estrapola la risultante delle reazioni vincolari e la si confronta con il valore derivante da calcoli semplici. Di seguito l'export di Midas che mostra le reazioni vincolari in direzione X, masse partecipanti e periodi della struttura in esame (per semplicità si riavvia l'analisi depurando il modello dalle sottostrutture):

	Node	Mode	UX		UY		UZ		RX		RY		RZ	
EIGENVALUE ANALYSIS														
		Mode No	Frequency		Period		Tolerance							
			(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)									
		1	3.099723	0.493336	2.027015		0.0000e+00							
		2	3.141514	0.499988	2.000050		0.0000e+00							
		3	3.346027	0.532537	1.877805		0.0000e+00							
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT														
		Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
			MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
		1	99.63	99.63	0.26	0.26	0.00	0.00	0.02	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00
		2	0.35	99.98	85.90	86.16	0.00	0.00	3.13	3.16	0.00	0.00	0.25	0.26
		3	0.00	99.98	0.00	86.16	0.00	0.00	0.01	3.16	0.00	0.00	92.50	92.76
		Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
			MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM
		1	7673.66	7673.66	20.01	20.01	0.00	0.00	38.42	38.42	0.84	0.84	4507.58	4507.58
		2	27.01	7700.67	6616.52	6636.53	0.00	0.00	4955.41	4993.83	20.14	20.99	309595.7	314103.3
		3	0.00	7700.67	0.03	6636.57	0.00	0.00	9.19	5003.02	54.32	75.31	1138829	1141970

Tabella 13.1 – Periodi, modi di vibrare e masse partecipanti

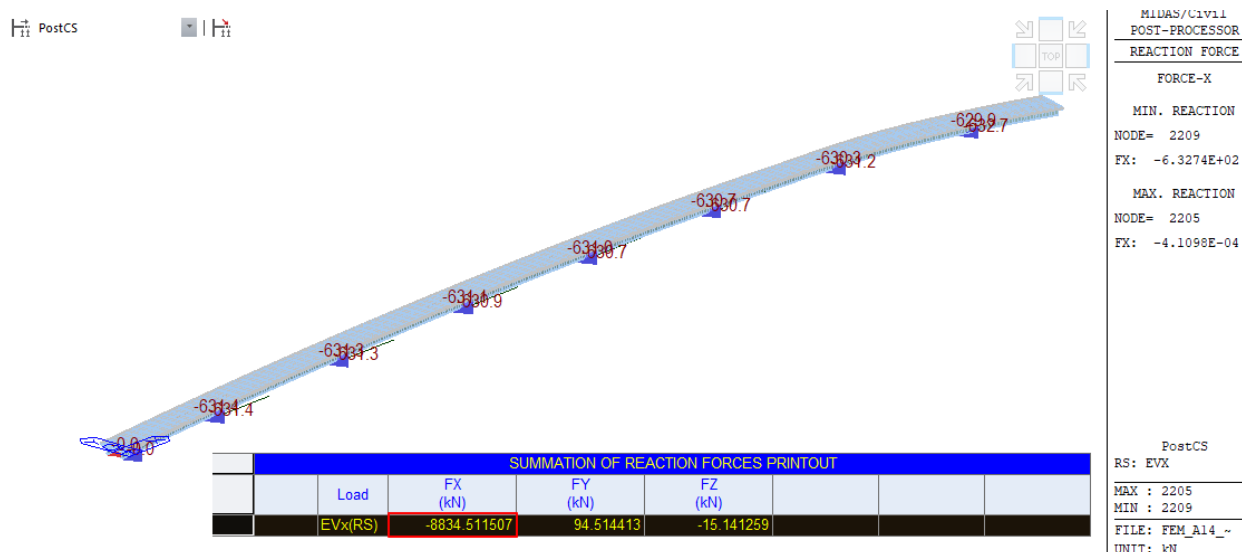
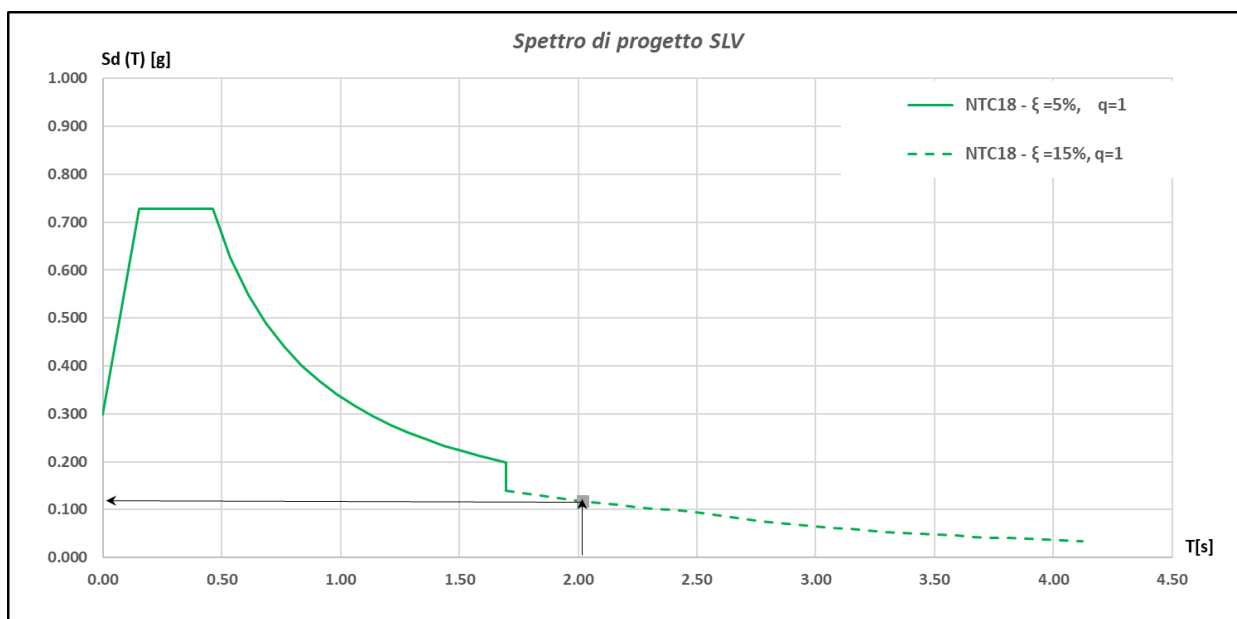


Figura 13.6 – Reazioni vincolari sisma in direzione X: "Ex"

**VARIAZIONE PERCENTUALE SU PERIODO IN DIREZIONE LONGITUDINALE (DIR. X):**

$k_{x,spA}$	$k_{1x}$	$k_{2x}$	$k_{3x}$	$k_{4x}$	$k_{5x}$	$k_{6x}$	$k_{7x}$	$k_{x,spB}$	
0.00	5.30	5.30	5.30	5.30	5.30	5.30	5.30	0.00	37.1 kN/mm
0.00	5.30	5.30	5.30	5.30	5.30	5.30	5.30	0.00	37.1 kN/mm
									$K_{x,Eq}$
									74.2 kN/mm
Masse sismiche (G+0.2Vs)									m
									7678 tonn
$T_x = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$									
									2.021 sec
									$T_{x,FEM}$
									2.027 sec
									$\varepsilon$
									0.29
ESITO CHECK =>									POSITIVO



**VARIAZIONE PERCENTUALE SU REAZIONI VINCOLARI IN DIREZIONE LONGITUDINALE (DIR. X):**

Peso complessivo eccitato in direzione X	$W_x$	75278.6 kN
Periodo in direzione X	$T_x$	2.021 sec
Ordinata spettrale	$S_d(T_x)$	0.117 g
Forza sismica	$E_{d,X}$	8832.1 kN
Sommatoria delle reazioni vincolari dal FEM	$\sum R_x$	8834.5 kN
VARIAZIONE PERCENTUALE:		$\varepsilon$
		0.03
ESITO CHECK =>		POSITIVO

## **ALLEGATO DI CALCOLO TRAVI LONGITUDINALI**

Element Number	1
Position Information	I

CONCIO A
----------

1 Design Condition

1.1 Design Parameters

■ Partial factors

$\gamma_C$ for concrete	1.50	$\gamma_V$ for headed sutd	1.25
$\gamma_S$ for reinforcing steel	1.15	$\gamma_{Fi}$ for equivalent constant Amplitude stress range	1.00
$\gamma_{M0}$ for structural steel	1.05	$\gamma_{Mf}$ for fatigue strength	1.00
$\gamma_{M1}$ for structural steel	1.10	$\gamma_{Mf,s}$ for fatigue strength of studs in shear	1.00

1.2 Material Information

■ Structural steel

$$f_{sk} = 355.000 \text{ MPa} \qquad E_s = 210000.000 \text{ MPa}$$

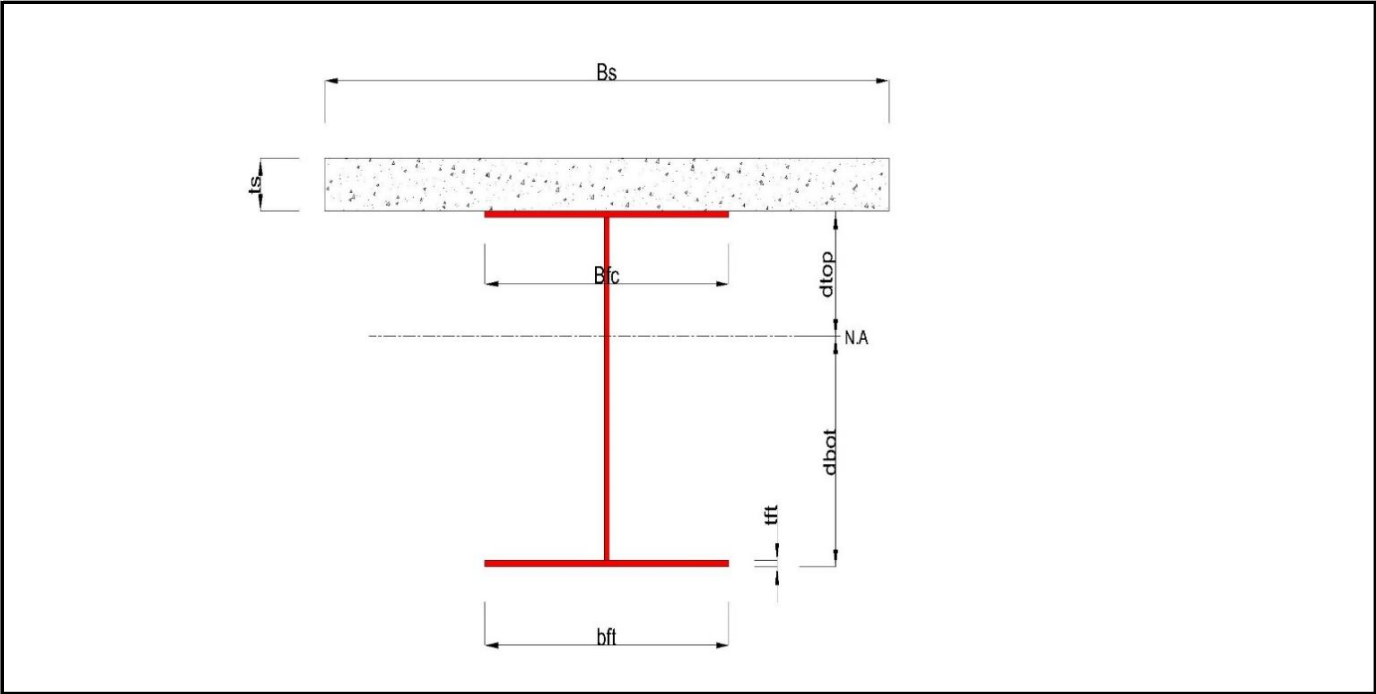
■ Concrete

$$f_{ck} = 35.000 \text{ MPa} \qquad E_{cm} = 34000.000 \text{ MPa}$$

■ Reinforcement

$$f_{yk} = 450.000 \text{ MPa} \qquad E_r = 210000.000 \text{ MPa}$$

1.3 Sectional Information



■ Section Dimensions

Slab

$B_c$	4950.000	mm	$t_c$	250.000	mm	$H_h$	0.000	mm
-------	----------	----	-------	---------	----	-------	-------	----

Girder

$H_w$	2745.000	mm	$B_1$	1200.000	mm	$B_2$	1100.000	mm
$t_w$	16.000	mm	$t_{f1}$	50.000	mm	$t_{f2}$	55.000	mm

■ Section Stiffness

Before

$A_{,a}$	164420.000	mm <sup>2</sup>
$I_{y,a}$	263361923307.389	mm <sup>4</sup>

After

$A_{,c}$	365230.893	mm <sup>2</sup>
$I_{y,c}$	482345609500.824	mm <sup>4</sup>

$I_{z,a}$	13301353626.667	mm <sup>4</sup>
$C_{y,a}$	600.000	mm
$C_{z,a}$	1422.330	mm

$I_{z,c}$	423332095479.345	mm <sup>4</sup>
$C_{y,c}$	600.000	mm
$C_{z,c}$	2276.018	mm

#### Crack

$A_c$	189780.000	mm <sup>2</sup>
$I_{y,c}$	315682395358.033	mm <sup>4</sup>
$I_{z,c}$	65890579694.141	mm <sup>4</sup>
$C_{y,c}$	600.000	mm
$C_{z,c}$	1628.403	mm

## 2 Bending Resistance

### 2.1 Positive Moment

#### ■ Design load

Load combination name : SLU15

$N_{a,Ed}$	-49.279	kN
$N_{c,Ed}$	5.757	kN
$M_{a,Ed}$	-108.039	kN · m
$M_{c,Ed}$	15.063	kN · m

#### - Stress

##### Top Flange

Left	$y_1$	-600.000	mm	$z_1$	573.982	mm	$\sigma_1$	0.343	MPa
	$y_2$	-8.000	mm	$z_2$	573.982	mm	$\sigma_2$	0.285	MPa
Right	$y_1$	600.000	mm	$z_1$	573.982	mm	$\sigma_1$	0.224	MPa
	$y_2$	8.000	mm	$z_2$	573.982	mm	$\sigma_2$	0.283	MPa

##### Bottom Flange

Left	$y_1$	-550.000	mm	$z_1$	-2276.018	mm	$\sigma_1$	-0.742	MPa
	$y_2$	-8.000	mm	$z_2$	-2276.018	mm	$\sigma_2$	-0.796	MPa
Right	$y_1$	550.000	mm	$z_1$	-2276.018	mm	$\sigma_1$	-0.851	MPa
	$y_2$	8.000	mm	$z_2$	-2276.018	mm	$\sigma_2$	-0.797	MPa

##### Web

Right	$y_1$	0.000	mm	$z_1$	523.982	mm	$\sigma_1$	0.265	MPa
	$y_2$	0.000	mm	$z_2$	-2221.018	mm	$\sigma_2$	-0.776	MPa

#### ■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	4
Bottom flange	3
Section	4

#### - Effective section

#### - Effective stiffness for $N_{Ed}$

##### Before

$A_{a,eff}$	131629.541	mm <sup>2</sup>
$I_{y,a,eff}$	251884016059.057	mm <sup>4</sup>
$I_{z,a,eff}$	13301353626.667	mm <sup>4</sup>

##### After

$A_{c,eff}$	365230.893	mm <sup>2</sup>
$I_{y,c,eff}$	482345609500.824	mm <sup>4</sup>
$I_{z,c,eff}$	423332095479.345	mm <sup>4</sup>

$C_{y,a,eff}$	600.000	mm
$C_{z,a,eff}$	1421.042	mm

$C_{y,c,eff}$	600.000	mm
$C_{z,c,eff}$	2276.018	mm

- Effective stiffness for  $M_{Ed}$

Before

$A_{a,eff}$	155959.934	mm <sup>2</sup>
$I_{y,a,eff}$	257910722624.684	mm <sup>4</sup>
$I_{z,a,eff}$	13301353626.667	mm <sup>4</sup>
$C_{y,a,eff}$	600.000	mm
$C_{z,a,eff}$	1463.965	mm

After

$A_{c,eff}$	385992.642	mm <sup>2</sup>
$I_{y,c,eff}$	513518444539.354	mm <sup>4</sup>
$I_{z,c,eff}$	423332095479.345	mm <sup>4</sup>
$C_{y,c,eff}$	600.000	mm
$C_{z,c,eff}$	2284.104	mm

- Added moment

$$\Delta M_{a,Ed} = N_{a,Ed} \cdot (C_{z,a} - C_{z,a,eff}) = 0.063 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta M_{c,Ed} = N_{c,Ed} \cdot (C_{z,c} - C_{z,c,eff}) = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{a,top} = [N_{a,Ed}/A_{a,eff} + (M_{a,Ed} + \Delta M_{a,Ed}) \cdot (z_{t,a}/I_{y,a,eff})] + [N_{c,Ed}/A_{c,eff} + (M_{c,Ed} + \Delta M_{c,Ed}) \cdot (z_{t,c}/I_{y,c,eff})]$$

$$= 0.564 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a,bot} = [N_{a,Ed}/A_{a,eff} + (M_{a,Ed} + \Delta M_{a,Ed}) \cdot (z_{b,a}/I_{y,a,eff})] + [N_{c,Ed}/A_{c,eff} + (M_{c,Ed} + \Delta M_{c,Ed}) \cdot (z_{b,c}/I_{y,c,eff})]$$

$$= -0.546 \text{ MPa}$$

$$k = 4771.175 : \text{the lowest factor such that a stress limit is reached.}$$

(Calculate minimum value between Steel Girder and Concrete Slab.)

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + \Delta M_{a,Ed} + k \cdot (M_{c,Ed} + \Delta M_{c,Ed}) = 71758.915 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = M_{el,Rd} = 71758.915 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = 71758.915 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} = -92.976 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots \text{OK}$$

## 2 Bending Resistance

### 2.2 Negative Moment

■ Design load

Load combination name : SLU1

$N_{a,Ed}$	-49.279	kN
$N_{c,Ed}$	-90.082	kN
$M_{a,Ed}$	-108.039	kN · m
$M_{c,Ed}$	-457.848	kN · m

- Stress

Top Flange

Left	$y_1$	-600.000	mm	$z_1$	1221.597	mm	$\sigma_1$	1.019	MPa
	$y_2$	-8.000	mm	$z_2$	1221.597	mm	$\sigma_2$	1.576	MPa
Right	$y_1$	600.000	mm	$z_1$	1221.597	mm	$\sigma_1$	2.147	MPa
	$y_2$	8.000	mm	$z_2$	1221.597	mm	$\sigma_2$	1.591	MPa

Bottom Flange

Left	$y_1$	-550.000	mm	$z_1$	-1628.403	mm	$\sigma_1$	-4.237	MPa
	$y_2$	-8.000	mm	$z_2$	-1628.403	mm	$\sigma_2$	-3.727	MPa
Right	$y_1$	550.000	mm	$z_1$	-1628.403	mm	$\sigma_1$	-3.203	MPa
	$y_2$	8.000	mm	$z_2$	-1628.403	mm	$\sigma_2$	-3.712	MPa

Web

Right	$y_1$	0.000	mm	$z_1$	1171.597	mm	$\sigma_1$	1.490	MPa
	$y_2$	0.000	mm	$z_2$	-1573.403	mm	$\sigma_2$	-3.617	MPa



## ■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	4
Bottom flange	3
Section	4

- Effective section
- Effective stiffness for  $N_{Ed}$

Before

$A_{a,eff}$	131629.541	mm <sup>2</sup>
$I_{y,a,eff}$	251884016059.057	mm <sup>4</sup>
$I_{z,a,eff}$	13301353626.667	mm <sup>4</sup>
$C_{y,a,eff}$	600.000	mm
$C_{z,a,eff}$	1421.042	mm

After

$A_{c,eff}$	131629.541	mm <sup>2</sup>
$I_{y,c,eff}$	251884016059.057	mm <sup>4</sup>
$I_{z,c,eff}$	423332095479.345	mm <sup>4</sup>
$C_{y,c,eff}$	600.000	mm
$C_{z,c,eff}$	1421.042	mm

- Effective stiffness for  $M_{Ed}$

Before

$A_{a,eff}$	155959.934	mm <sup>2</sup>
$I_{y,a,eff}$	257910722624.684	mm <sup>4</sup>
$I_{z,a,eff}$	13301353626.667	mm <sup>4</sup>
$C_{y,a,eff}$	600.000	mm
$C_{z,a,eff}$	1463.965	mm

After

$A_{c,eff}$	177459.223	mm <sup>2</sup>
$I_{y,c,eff}$	304792487613.199	mm <sup>4</sup>
$I_{z,c,eff}$	65890579694.141	mm <sup>4</sup>
$C_{y,c,eff}$	600.000	mm
$C_{z,c,eff}$	1682.805	mm

- Added moment

$$\Delta M_{a,Ed} = N_{a,Ed} \cdot (C_{z,a} - C_{z,a,eff}) = 0.063 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta M_{c,Ed} = N_{c,Ed} \cdot (C_{z,c} - C_{z,c,eff}) = 18.679 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{a,top} &= [N_{a,Ed}/A_{a,eff} + (M_{a,Ed} + \Delta M_{a,Ed}) \cdot (z_{t,a}/I_{y,a,eff})] + [N_{c,Ed}/A_{c,eff} + (M_{c,Ed} + \Delta M_{c,Ed}) \cdot (z_{t,c}/I_{y,c,eff})] \\ &= 2.262 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{a,bot} &= [N_{a,Ed}/A_{a,eff} + (M_{a,Ed} + \Delta M_{a,Ed}) \cdot (z_{b,a}/I_{y,a,eff})] + [N_{c,Ed}/A_{c,eff} + (M_{c,Ed} + \Delta M_{c,Ed}) \cdot (z_{b,c}/I_{y,c,eff})] \\ &= -3.038 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$k = 126.012 : \text{the lowest factor such that a stress limit is reached.}$$

(Calculate minimum value between Steel Girder and Slab Reinforcement.)

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + \Delta M_{a,Ed} + k \cdot (M_{c,Ed} + \Delta M_{c,Ed}) = 57783.471 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = M_{el,Rd} = 57783.471 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = 57783.471 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} = -565.886 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots \text{OK}$$

## 3 Resistance to Vertical Shear

### ■ Design load

Load combination name : SLU1

$$N_{Ed} = -133.790 \text{ kN}$$

$$M_{a,Ed} = -108.039 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{c,Ed} = -417.251 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed,a} = -885.839 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,c} = -2745.112 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = -3630.952 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = \max(M_{Ed,t}, M_{Ed,b}) = 541.036 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,t} = 541.036 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,b} = 500.517 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Stress

Top Flange

Left	y <sub>1</sub>	-600.000	mm	z <sub>1</sub>	1221.597	mm	σ <sub>1</sub>	0.562	MPa
	y <sub>2</sub>	-8.000	mm	z <sub>2</sub>	1221.597	mm	σ <sub>2</sub>	1.187	MPa
Right	y <sub>1</sub>	600.000	mm	z <sub>1</sub>	1221.597	mm	σ <sub>1</sub>	1.829	MPa
	y <sub>2</sub>	8.000	mm	z <sub>2</sub>	1221.597	mm	σ <sub>2</sub>	1.204	MPa

Bottom Flange

Left	y <sub>1</sub>	-550.000	mm	z <sub>1</sub>	-1628.403	mm	σ <sub>1</sub>	-4.321	MPa
	y <sub>2</sub>	-8.000	mm	z <sub>2</sub>	-1628.403	mm	σ <sub>2</sub>	-3.749	MPa
Right	y <sub>1</sub>	550.000	mm	z <sub>1</sub>	-1628.403	mm	σ <sub>1</sub>	-3.160	MPa
	y <sub>2</sub>	8.000	mm	z <sub>2</sub>	-1628.403	mm	σ <sub>2</sub>	-3.732	MPa

Web

Right	y <sub>1</sub>	0.000	mm	z <sub>1</sub>	1171.597	mm	σ <sub>1</sub>	1.109	MPa
	y <sub>2</sub>	0.000	mm	z <sub>2</sub>	-1573.403	mm	σ <sub>2</sub>	-3.645	MPa

#### ■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	4
Bottom flange	3
Section	4

#### ■ Plastic resistance moment, M<sub>pl,Rd</sub>

$$\text{Plastic NA} = 2329.978 \text{ mm}$$

$$N_{\text{slab}} = 0.000 \text{ kN}$$

$$N_{\text{rebar,t}} = 9923.478 \text{ kN} \quad (\text{Upper side of PNA})$$

$$N_{\text{rebar,b}} = 0.000 \text{ kN} \quad (\text{Lower side of PNA})$$

$$N_{\text{g,top}} = 21685.451 \text{ kN} \quad (\text{Upper side of PNA})$$

$$N_{\text{g,bot}} = 31608.930 \text{ kN} \quad (\text{Lower side of PNA})$$

$$M_{\text{pl,Rd}} = 74811.857 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

#### ■ Calculation. V<sub>bw,Rd</sub>

Web

##### ■ Contribution from the web

$$\lambda_w = h_w / (37.4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_1}) = 1.406$$

$$X_w = 1.37 / (0.7 + \lambda_w) = 0.651 \quad \lambda_w \geq 1.08$$

$$V_{\text{bw,Rd}} = \frac{X_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 5323.609 \text{ kN}$$

$$V_{\text{Rd}} = 5323.609 \text{ kN}$$

$$V_{\text{Edi}} = V_{\text{Ed}} / \text{Num. of Web} = -3630.952 \text{ kN}$$

$$\eta'_3 = V_{\text{Edi}} / V_{\text{bw,Rd}} = 0.682 \leq 1.0$$

#### ■ Contribution from the flange

$$M_{f,Rd0} = 55564.231 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$M_{f,Rd0}$  is calculated as  $M_{pl,Rd}$  but neglecting the web contribution.

$$\text{Reduction factor for } N_{Ed} = 1 - \frac{N_{Ed}}{(A_{f1} + A_{f2}) \cdot f_{yf} / \gamma_{M0}} = 0.997$$

$$M_{f,Rd} = \text{Reduction factor for } N_{Ed} \cdot M_{f,Rd0} = 55370.866 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{c \cdot \gamma_{M1}} \left( 1 - \left( \frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 1740.700 \text{ kN}$$

$$\text{where, } M_{f,Rd} = 55370.866 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed} = 541.036 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{Taken as the greatest value of } (\sum \sigma_i)W)$$

$$c = a \cdot \left( 0.25 + \frac{1.6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}} \right) = 524.817$$

#### ■ Check Shear Resistance

$$V_{Edi} / (V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}) = 0.514 < 1.0 \quad \dots \text{ OK}$$

#### ■ Interaction M-V

$$\eta_1 = 0.007 < \eta_{lim} = 0.740$$

### 4 Resistance to Lateral Torsional Buckling

- Design load

Load combination name : SLU1

$$N_{Ed} = -139.361 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = -565.886 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_1 = -2808.550 \text{ kN}$$

$$V_2 = -1501.844 \text{ kN}$$

$$M_1 = -565.886 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = 1531.426 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pl,Rd} = 74811.857 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{el,Rd} = 57783.471 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

-  $M_{b,Rd}$  Buckling resistance moment

$$L = 1.202 \text{ m}$$

$$c = C_d / I = 31543.429 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma = c \cdot L^4 / (E \cdot I) = 0.051$$

$$\mu = V_2 / V_1 = 0.535$$

$$\Phi = 2 \cdot (1 - M_2 / M_1) / (1 + \mu) = 1.303$$

$$m_1 = 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (3 + 2 \cdot \Phi) \cdot \gamma / (350 - 50 \cdot \mu) = 2.005$$

$$m_2 = 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (0.195 + (0.05 + \mu / 100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5} = 2.065$$

$$m = \text{Min}(m_1, m_2) = 2.005$$

$$\alpha_{LT} = 0.760$$

$$\lambda_{LT} = 1.103 \cdot L / b \cdot \sqrt{(f_y / E_m)} \cdot \sqrt{(1 + A_{wc} / (3 \cdot A))} = 0.037$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2) = 0.439$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)}} = 1$$

$$M_{Rd} = 57783.471 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{b,Rd} = X_{LT} \cdot M_{Rd} = 57783.471 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

## 6 Resistance to Longitudinal Shear

- Design load

Load combination name : SLU1

$$\begin{aligned}N_{c,el} &= 0.000 \text{ kN} \\N_{c,f} &= 0.000 \text{ kN} \\M_{Ed} &= -525.290 \text{ kN} \cdot \text{m} \\V_{Ed} &= -2745.112 \text{ kN} \\M_{pl,Rd} &= 74811.857 \text{ kN} \cdot \text{m} \\M_{el,Rd} &= 57783.471 \text{ kN} \cdot \text{m}\end{aligned}$$

- Shear resistance of a single connector

$$\begin{aligned}P_{Rd,1} &= 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 109.478 \text{ kN} \\P_{Rd,2} &= 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{(f_{ck} \cdot E_{cm})} / \gamma_V = 122.492 \text{ kN} \\P_{Rd} &= \min(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 109.478 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{where, } f_u &= 450.000 \text{ MPa} \\ \alpha &= 1 \quad \text{for } h_{sc}/d > 4 \\ \text{Num.} &= 3 \\ d &= 22.000 \text{ mm} \\ h_{sc} &= 150.000 \text{ mm} \\ \text{Space} &= 200.000 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Verification

$$\begin{aligned}V_{L,Ed} &= V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 797.027 \text{ kN/m} \\V_{L,Rd} &= P_{Rd} \cdot \text{Num.} / \text{Space} = 1642.173 \text{ kN/m} \\V_{L,Ed} &< V_{L,Rd} \quad \dots \text{ OK}\end{aligned}$$

## 8 Stress Limitation

- In the structural steel

Characteristic load combination name : CH9

$$\begin{aligned}\sigma_{Ed,ser} &= 56.275 \text{ MPa} \quad (\text{Top-left fiber in the flange}) \\T_{Ed,ser} &= 59.094 \text{ MPa} \quad (\text{Neutral axis in the web})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{Ed,ser} &< f_y / \gamma_{M,ser} \\56.275 \text{ MPa} &< 335.000 \text{ MPa} \quad \dots \text{ OK}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}T_{Ed,ser} &< f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser}) \\59.094 \text{ MPa} &< 204.959 \text{ MPa} \quad \dots \text{ OK}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sqrt{(\sigma_{Ed,ser}^2 + 3T_{Ed,ser}^2)} &< f_y / \gamma_{M,ser} \\116.804 \text{ MPa} &< 335.000 \text{ MPa} \quad \dots \text{ OK}\end{aligned}$$

- In the concrete of the slab

Characteristic load combination name : CH11

$$\begin{aligned}\sigma_c \leq k_1 f_{ck} \\0.359 \text{ MPa} &< 21.000 \text{ MPa} \quad \dots \text{ OK}\end{aligned}$$

- In the reinforcement

Load combination name : CH18

$$\sigma_s \leq k_3 f_{yk}$$

3.960 MPa < 360.000 MPa ... OK

## 9 Longitudinal Shear for SLS(Serviceability limit state)

- Shear resistance of a single connector

Load combination name : CH1

$$P_{Rd,1} = 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 109.478 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,2} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V = 122.492 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 109.478 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,ser} = k_s \cdot P_{Rd} = 65.687 \text{ kN}$$

$$\text{where, } f_u = 450.000 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1 \quad \text{for } h_{sc}/d > 4$$

$$\text{Num.} = 3$$

$$d = 22.000 \text{ mm}$$

$$h_{sc} = 150.000 \text{ mm}$$

$$\text{Space} = 200.000 \text{ mm}$$

$$k_s = 0.600$$

- Verification

$$V_{L,Ed} = V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 563.048 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Rd} = P_{Rd,ser} \cdot \text{Num.} / \text{Space} = 985.304 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Ed} < V_{L,Rd} \quad \dots \text{ OK}$$

Element Number	6
Position Information	J

CONCIO B
----------

1 Design Condition

1.1 Design Parameters

■ Partial factors

$\gamma_C$ for concrete	1.50	$\gamma_V$ for headed sutd	1.25
$\gamma_S$ for reinforcing steel	1.15	$\gamma_{Fi}$ for equivalent constant Amplitude stress range	1.00
$\gamma_{M0}$ for structural steel	1.05	$\gamma_{Mf}$ for fatigue strength	1.00
$\gamma_{M1}$ for structural steel	1.10	$\gamma_{Mf,s}$ for fatigue strength of studs in shear	1.00

1.2 Material Information

■ Structural steel

$f_{sk}$

=

355.000 MPa

$E_s$

=

210000.000 MPa

■ Concrete

$f_{ck}$

=

35.000 MPa

$E_{cm}$

=

34000.000 MPa

■ Reinforcement

$f_{yk}$

=

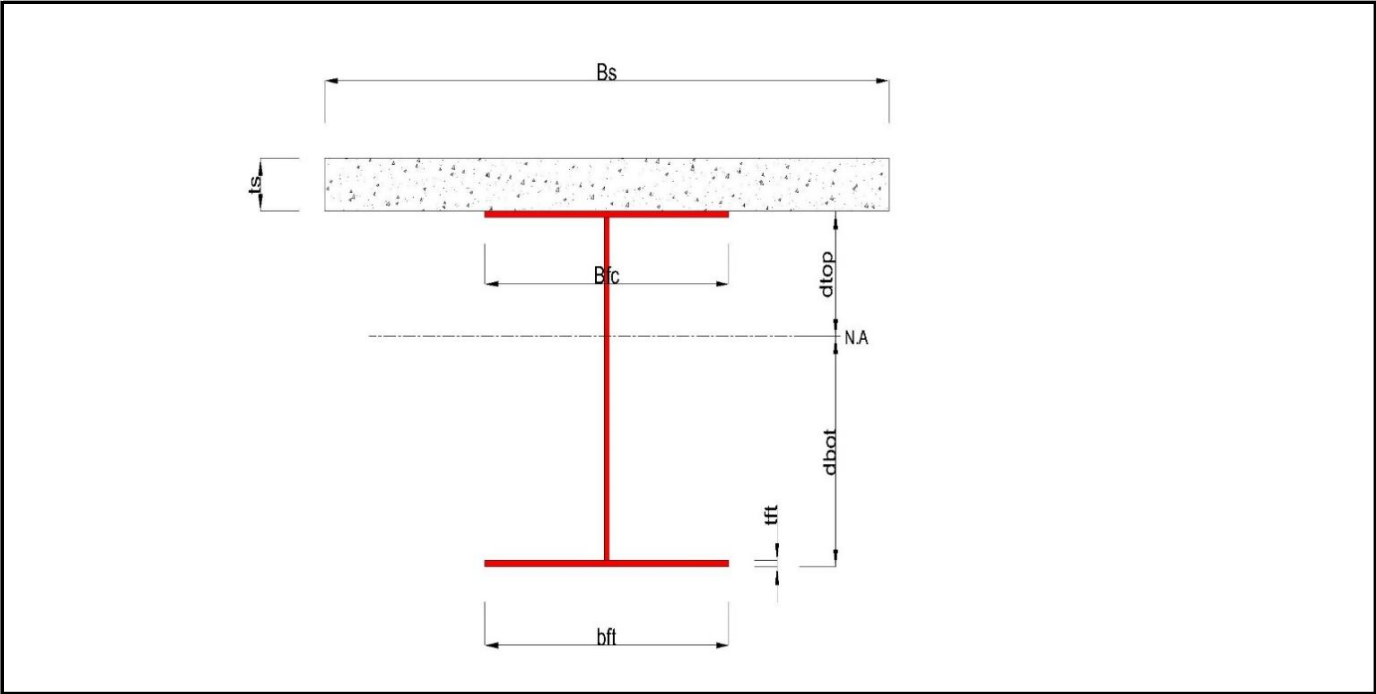
450.000 MPa

$E_r$

=

210000.000 MPa

1.3 Sectional Information



■ Section Dimensions

Slab

$B_c$	4950.000	mm	$t_c$	250.000	mm	$H_h$	0.000	mm
-------	----------	----	-------	---------	----	-------	-------	----

Girder

$H_w$	2745.000	mm	$B_1$	1200.000	mm	$B_2$	1100.000	mm
$t_w$	14.000	mm	$t_{f1}$	50.000	mm	$t_{f2}$	55.000	mm

■ Section Stiffness

Before

$A_{,a}$	158930.000	mm <sup>2</sup>
$I_{y,a}$	259914497577.614	mm <sup>4</sup>

After

$A_{,c}$	359740.893	mm <sup>2</sup>
$I_{y,c}$	474885311203.496	mm <sup>4</sup>

$I_{z,a}$	13301044356.667	mm <sup>4</sup>
$C_{y,a}$	600.000	mm
$C_{z,a}$	1422.152	mm

$I_{z,c}$	423331786209.345	mm <sup>4</sup>
$C_{y,c}$	600.000	mm
$C_{z,c}$	2288.967	mm

#### Crack

$A_{,c}$	184290.000	mm <sup>2</sup>
$I_{y,c}$	312093265738.424	mm <sup>4</sup>
$I_{z,c}$	65890270424.141	mm <sup>4</sup>
$C_{y,c}$	600.000	mm
$C_{z,c}$	1634.564	mm

## 2 Bending Resistance

### 2.1 Positive Moment

#### ■ Design load

Load combination name : SLU1

$N_{a,Ed}$	-30.395	kN
$N_{c,Ed}$	72.782	kN
$M_{a,Ed}$	4991.262	kN · m
$M_{c,Ed}$	16958.042	kN · m

#### - Stress

##### Top Flange

Left	$y_1$	-600.000	mm	$z_1$	561.033	mm	$\sigma_1$	-47.075	MPa
	$y_2$	-7.000	mm	$z_2$	561.033	mm	$\sigma_2$	-47.439	MPa
Right	$y_1$	600.000	mm	$z_1$	561.033	mm	$\sigma_1$	-47.811	MPa
	$y_2$	7.000	mm	$z_2$	561.033	mm	$\sigma_2$	-47.447	MPa

##### Bottom Flange

Left	$y_1$	-550.000	mm	$z_1$	-2288.967	mm	$\sigma_1$	109.397	MPa
	$y_2$	-7.000	mm	$z_2$	-2288.967	mm	$\sigma_2$	109.064	MPa
Right	$y_1$	550.000	mm	$z_1$	-2288.967	mm	$\sigma_1$	108.723	MPa
	$y_2$	7.000	mm	$z_2$	-2288.967	mm	$\sigma_2$	109.056	MPa

##### Web

Right	$y_1$	0.000	mm	$z_1$	511.033	mm	$\sigma_1$	-44.697	MPa
	$y_2$	0.000	mm	$z_2$	-2233.967	mm	$\sigma_2$	106.040	MPa

#### ■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	1
Bottom flange	1
Section	1

#### - Plastic resistance moment, $M_{pl,Rd}$

Plastic NA = 2814.877 mm

$N_{slab}$  = 24543.750 kN  
 $N_{g,top}$  = 13447.244 kN (Upper side of PNA)  
 $N_{g,bot}$  = 37990.994 kN (Lower side of PNA)

$$\begin{aligned}
M_{pl,Rd} &= 76037.740 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
x_{pl} &= 285.123 \text{ mm} \\
M_{Rd} &= \beta M_{pl,Rd} = 76037.740 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
\text{here, } \beta &= 1.000
\end{aligned}$$

$$M_{Rd} = 76037.740 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} = 21949.304 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots \text{OK}$$

## 2 Bending Resistance

### 2.2 Negative Moment

#### ■ Design load

Load combination name : SLU8

$N_{a,Ed}$	-30.395	kN
$N_{c,Ed}$	96.332	kN
$M_{a,Ed}$	4991.262	kN · m
$M_{c,Ed}$	-86.372	kN · m

#### - Stress

##### Top Flange

Left	$y_1$	-600.000	mm	$z_1$	1215.436	mm	$\sigma_1$	-24.441	MPa
	$y_2$	-7.000	mm	$z_2$	1215.436	mm	$\sigma_2$	-26.725	MPa
Right	$y_1$	600.000	mm	$z_1$	1215.436	mm	$\sigma_1$	-29.063	MPa
	$y_2$	7.000	mm	$z_2$	1215.436	mm	$\sigma_2$	-26.779	MPa

##### Bottom Flange

Left	$y_1$	-550.000	mm	$z_1$	-1634.564	mm	$\sigma_1$	29.308	MPa
	$y_2$	-7.000	mm	$z_2$	-1634.564	mm	$\sigma_2$	27.216	MPa
Right	$y_1$	550.000	mm	$z_1$	-1634.564	mm	$\sigma_1$	25.071	MPa
	$y_2$	7.000	mm	$z_2$	-1634.564	mm	$\sigma_2$	27.162	MPa

##### Web

Right	$y_1$	0.000	mm	$z_1$	1165.436	mm	$\sigma_1$	-25.805	MPa
	$y_2$	0.000	mm	$z_2$	-1579.564	mm	$\sigma_2$	26.148	MPa

#### ■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	1
Bottom flange	1
Section	1

#### - Plastic resistance moment, $M_{pl,Rd}$

$$\text{Plastic NA} = 2458.904 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
N_{slab} &= 0.000 \text{ kN} \\
N_{rebar,t} &= 9923.478 \text{ kN} \quad (\text{Upper side of PNA}) \\
N_{rebar,b} &= 0.000 \text{ kN} \quad (\text{Lower side of PNA}) \\
N_{g,top} &= 20757.380 \text{ kN} \quad (\text{Upper side of PNA}) \\
N_{g,bot} &= 30680.858 \text{ kN} \quad (\text{Lower side of PNA})
\end{aligned}$$

$$M_{pl,Rd} = 72921.362 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



$$M_{Rd} = M_{pl,Rd} = 72921.362 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = 72921.362 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} = 4904.890 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots \text{OK}$$

### 3 Resistance to Vertical Shear

#### ■ Design load

Load combination name : SLU1

$$N_{Ed} = 67.464 \text{ kN}$$

$$M_{a,Ed} = 4991.262 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{c,Ed} = 16214.244 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed,a} = -546.951 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,c} = -2259.709 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = -2806.660 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = \max(M_{Ed,t}, M_{Ed,b}) = 39423.549 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,t} = 39423.549 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,b} = 21880.224 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

#### - Stress

##### Top Flange

Left	y <sub>1</sub>	-600.000	mm	z <sub>1</sub>	561.033	mm	σ <sub>1</sub>	-46.201	MPa
	y <sub>2</sub>	-7.000	mm	z <sub>2</sub>	561.033	mm	σ <sub>2</sub>	-46.575	MPa
Right	y <sub>1</sub>	600.000	mm	z <sub>1</sub>	561.033	mm	σ <sub>1</sub>	-46.957	MPa
	y <sub>2</sub>	7.000	mm	z <sub>2</sub>	561.033	mm	σ <sub>2</sub>	-46.583	MPa

##### Bottom Flange

Left	y <sub>1</sub>	-550.000	mm	z <sub>1</sub>	-2288.967	mm	σ <sub>1</sub>	105.807	MPa
	y <sub>2</sub>	-7.000	mm	z <sub>2</sub>	-2288.967	mm	σ <sub>2</sub>	105.464	MPa
Right	y <sub>1</sub>	550.000	mm	z <sub>1</sub>	-2288.967	mm	σ <sub>1</sub>	105.113	MPa
	y <sub>2</sub>	7.000	mm	z <sub>2</sub>	-2288.967	mm	σ <sub>2</sub>	105.455	MPa

##### Web

Right	y <sub>1</sub>	0.000	mm	z <sub>1</sub>	511.033	mm	σ <sub>1</sub>	-43.912	MPa
	y <sub>2</sub>	0.000	mm	z <sub>2</sub>	-2233.967	mm	σ <sub>2</sub>	102.526	MPa

#### ■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	1
Bottom flange	1
Section	1

#### ■ Plastic resistance moment, $M_{pl,Rd}$

$$\text{Plastic NA} = 2814.877 \text{ mm}$$

$$N_{slab} = 24543.750 \text{ kN}$$

$$N_{rebar,t} = 0.000 \text{ kN} \quad (\text{Upper side of PNA})$$

$$N_{rebar,b} = 0.000 \text{ kN} \quad (\text{Lower side of PNA})$$

$$N_{g,top} = 13447.244 \text{ kN} \quad (\text{Upper side of PNA})$$

$$N_{g,bot} = 37990.994 \text{ kN} \quad (\text{Lower side of PNA})$$

$$M_{pl,Rd} = 76037.740 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

#### ■ Calculation. $V_{bw,Rd}$

Web

#### ■ Contribution from the web

2

$$X_w = 1.37 / (0.7 + \lambda_w) = 0.594 \quad \lambda_w \geq 1.08$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{X_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 4252.577 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 4252.577 \text{ kN}$$

$$V_{Edi} = V_{Ed} / \text{Num. of Web} = -2806.660 \text{ kN}$$

$$\eta'_3 = V_{Edi} / V_{bw,Rd} = 0.660 \leq 1.0$$

#### ■ Contribution from the flange

$$M_{f,Rd} = 57901.320 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$M_{f,Rd}$  is calculated as  $M_{pl,Rd}$  but neglecting the web contribution.

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{c \cdot \gamma_{M1}} \left( 1 - \left( \frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 916.708 \text{ kN}$$

$$\text{where, } M_{f,Rd} = 57901.320 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed} = 39423.549 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{Taken as the greatest value of } (\sum \sigma_i)W)$$

$$c = a \cdot \left( 0.25 + \frac{1.6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}} \right) = 534.612$$

#### ■ Check Shear Resistance

$$V_{Edi} / (V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}) = 0.543 < 1.0 \quad \dots \text{ OK}$$

#### ■ Interaction M-V

For the section class 1 or 2, M-V interaction should be checked separately by the user.

### 4 Resistance to Lateral Torsional Buckling

- Design load

Load combination name : SLU1

$$N_{Ed} = 42.388 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 21949.304 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_1 = -2758.740 \text{ kN}$$

$$V_2 = -2726.796 \text{ kN}$$

$$M_1 = 21949.304 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = 18461.650 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pl,Rd} = 76037.740 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{el,Rd} = 65517.166 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

-  $M_{b,Rd}$  Buckling resistance moment

$$L = 1.239 \text{ m}$$

$$c = C_d / I = 12287.397 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma = c \cdot L^4 / (E \cdot I) = 0.023$$

$$\mu = V_2 / V_1 = 0.988$$

$$\Phi = 2 \cdot (1 - M_2 / M_1) / (1 + \mu) = 0.160$$

$$\begin{aligned}
m_1 &= 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (3 + 2 \cdot \Phi) \cdot \gamma / (350 - 50 \cdot \mu) = 1.056 \\
m_2 &= 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (0.195 + (0.05 + \mu / 100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5} = 1.087 \\
m &= \min(m_1, m_2) = 1.056 \\
\alpha_{LT} &= 0.760 \\
\lambda_{LT} &= 1.103 \cdot L/b \cdot \sqrt{f_y/E_m} \cdot \sqrt{(1 + A_{wc}/(3 \cdot A = 0.046 \\
\Phi_{LT} &= 0.5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2) = 0.443 \\
X_{LT} &= \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = 1
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{Rd} &= 76037.740 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
M_{b,Rd} &= X_{LT} \cdot M_{Rd} = 76037.740 \text{ kN} \cdot \text{m}
\end{aligned}$$

-  $N_{b,Rd}$  Axial buckling resistance

$$\begin{aligned}
X_{LT,N} &= 1.000 \\
N_{b,Rd} &= X_{LT} \cdot \text{Area} \cdot f_{yd} = 121626.683 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\text{Combined Ratio} = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = 0.289011795$$

## 6 Resistance to Longitudinal Shear

- Design load

Load combination name : SLU1

$$\begin{aligned}
N_{c,el} &= 17518.724 \text{ kN} \\
N_{c,f} &= 24543.750 \text{ kN} \\
M_{Ed} &= 21205.506 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
V_{Ed} &= -2259.709 \text{ kN} \\
M_{pl,Rd} &= 76037.740 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
M_{el,Rd} &= 65517.166 \text{ kN} \cdot \text{m}
\end{aligned}$$

- Shear resistance of a single connector

$$\begin{aligned}
P_{Rd,1} &= 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 109.478 \text{ kN} \\
P_{Rd,2} &= 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V = 122.492 \text{ kN} \\
P_{Rd} &= \min(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 109.478 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{where, } f_u &= 450.000 \text{ MPa} \\
\alpha &= 1 && \text{for } h_{sc}/d > 4 \\
\text{Num.} &= 3 \\
d &= 22.000 \text{ mm} \\
h_{sc} &= 150.000 \text{ mm} \\
\text{Space} &= 200.000 \text{ mm}
\end{aligned}$$

- Verification

$$\begin{aligned}
V_{L,Ed} &= V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 654.054 \text{ kN/m} \\
V_{L,Rd} &= P_{Rd} \cdot \text{Num.} / \text{Space} = 1642.173 \text{ kN/m} \\
V_{L,Ed} &< V_{L,Rd} \quad \dots \text{ OK}
\end{aligned}$$

## 8 Stress Limitation

- In the structural steel

Characteristic load combination name : CH9

$$\begin{aligned}
\sigma_{Ed,ser} &= 88.096 \text{ MPa} \quad (\text{Top-right fiber in the flange}) \\
T_{Ed,ser} &= 52.043 \text{ MPa} \quad (\text{Neutral axis in the web})
\end{aligned}$$

$\sigma_{Ed,ser}$	<	$f_y / \gamma_{M,ser}$	
88.096 MPa	<	335.000 MPa	... OK
$\tau_{Ed,ser}$	<	$f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser})$	
52.043 MPa	<	204.959 MPa	... OK
$\sqrt{(\sigma_{Ed,ser})^2 + 3(\tau_{Ed,ser})^2}$	<	$f_y / \gamma_{M,ser}$	
126.041 MPa	<	335.000 MPa	... OK

- In the concrete of the slab

Characteristic load combination name : CH11

$\sigma_c \leq k_1 f_{ck}$			
3.086 MPa	<	21.000 MPa	... OK

- In the reinforcement

Load combination name : CH18

$\sigma_s \leq k_3 f_{yk}$	
-17.671 MPa	

Rebar is under compression. No need to check.

## 9 Longitudinal Shear for SLS(Serviceability limit state)

- Shear resistance of a single connector

Load combination name : CH1

$P_{Rd,1} = 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V$	=	109.478 kN
$P_{Rd,2} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V$	=	122.492 kN
$P_{Rd} = \min(P_{Rd,1}, P_{Rd,2})$	=	109.478 kN
$P_{Rd,ser} = k_s \cdot P_{Rd}$	=	65.687 kN

where, $f_u$	=	450.000 MPa	
$\alpha$	=	1	for $h_{sc}/d > 4$
Num.	=	3	
d	=	22.000 mm	
$h_{sc}$	=	150.000 mm	
Space	=	200.000 mm	
$k_s$	=	0.600	

- Verification

$V_{L,Ed} = V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I)$	=	461.619 kN/m
$V_{L,Rd} = P_{Rd,ser} \cdot \text{Num.} / \text{Space}$	=	985.304 kN/m
$V_{L,Ed} < V_{L,Rd}$	... OK	

Element Number	680
Position Information	I

CONCIO H
----------

1 Design Condition

1.1 Design Parameters

■ Partial factors

$\gamma_C$ for concrete	1.50	$\gamma_V$ for headed sutd	1.25
$\gamma_S$ for reinforcing steel	1.15	$\gamma_{Fi}$ for equivalent constant Amplitude stress range	1.00
$\gamma_{M0}$ for structural steel	1.05	$\gamma_{Mf}$ for fatigue strength	1.00
$\gamma_{M1}$ for structural steel	1.10	$\gamma_{Mf,s}$ for fatigue strength of studs in shear	1.00

1.2 Material Information

■ Structural steel

$f_{sk}$ 
=
355.000
MPa

$E_s$ 
=
210000.000
MPa

■ Concrete

$f_{ck}$ 
=
35.000
MPa

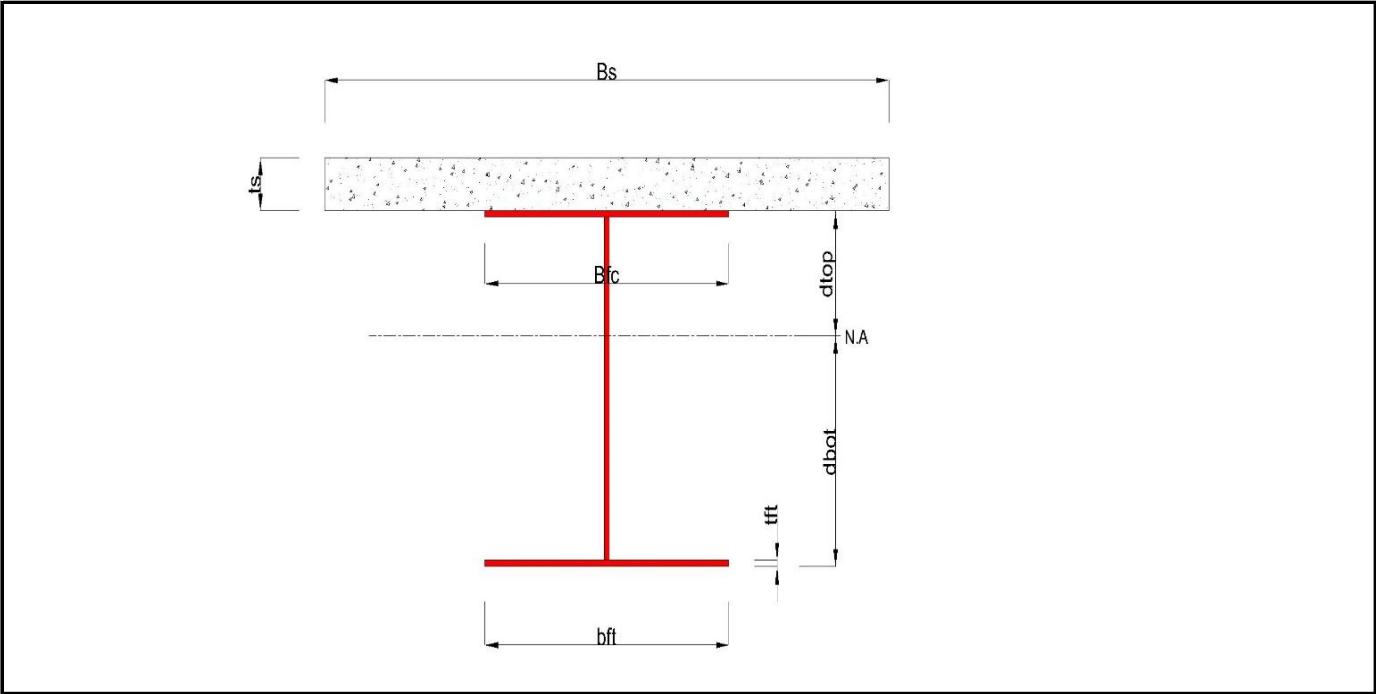
$E_{cm}$ 
=
34000.000
MPa

■ Reinforcement

$f_{yk}$ 
=
450.000
MPa

$E_r$ 
=
210000.000
MPa

1.3 Sectional Information



■ Section Dimensions

Slab

$B_c$	5450.000	mm	$t_c$	250.000	mm	$H_h$	0.000	mm
-------	----------	----	-------	---------	----	-------	-------	----

Girder

$H_w$	2745.000	mm	$B_1$	1200.000	mm	$B_2$	1100.000	mm
$t_w$	14.000	mm	$t_{f1}$	50.000	mm	$t_{f2}$	55.000	mm

■ Section Stiffness

Before

$A_{,a}$	158930.000	mm <sup>2</sup>
$I_{y,a}$	259914497577.614	mm <sup>4</sup>

After

$A_{,c}$	380024.821	mm <sup>2</sup>
$I_{y,c}$	484027869860.227	mm <sup>4</sup>

$I_{z,a}$	13301044356.667	mm <sup>4</sup>
$C_{y,a}$	600.000	mm
$C_{z,a}$	1422.152	mm

$I_{z,c}$	560556788813.512	mm <sup>4</sup>
$C_{y,c}$	600.000	mm
$C_{z,c}$	2325.584	mm

#### Crack

$A_c$	181492.000	mm <sup>2</sup>
$I_{y,c}$	306123362294.232	mm <sup>4</sup>
$I_{z,c}$	71087465194.244	mm <sup>4</sup>
$C_{y,c}$	600.000	mm
$C_{z,c}$	1612.167	mm

## 2 Bending Resistance

### 2.1 Positive Moment

#### ■ Design load

Load combination name : SLU1

$N_{a,Ed}$	5.936	kN
$N_{c,Ed}$	-1382.027	kN
$M_{a,Ed}$	11919.453	kN · m
$M_{c,Ed}$	47299.067	kN · m

#### - Stress

##### Top Flange

Left	$y_1$	-600.000	mm	$z_1$	524.416	mm	$\sigma_1$	-120.497	MPa
	$y_2$	-7.000	mm	$z_2$	524.416	mm	$\sigma_2$	-120.327	MPa
Right	$y_1$	600.000	mm	$z_1$	524.416	mm	$\sigma_1$	-120.153	MPa
	$y_2$	7.000	mm	$z_2$	524.416	mm	$\sigma_2$	-120.323	MPa

##### Bottom Flange

Left	$y_1$	-550.000	mm	$z_1$	-2325.584	mm	$\sigma_1$	288.717	MPa
	$y_2$	-7.000	mm	$z_2$	-2325.584	mm	$\sigma_2$	288.873	MPa
Right	$y_1$	550.000	mm	$z_1$	-2325.584	mm	$\sigma_1$	289.033	MPa
	$y_2$	7.000	mm	$z_2$	-2325.584	mm	$\sigma_2$	288.877	MPa

##### Web

Right	$y_1$	0.000	mm	$z_1$	474.416	mm	$\sigma_1$	-113.146	MPa
	$y_2$	0.000	mm	$z_2$	-2270.584	mm	$\sigma_2$	280.978	MPa

#### ■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	1
Bottom flange	1
Section	1

- Plastic resistance moment,  $M_{pl,Rd}$

Plastic NA = 2818.114 mm

$N_{slab}$  = 27022.917 kN

$N_{g,top}$  = 12207.661 kN (Upper side of PNA)

$N_{g,bot}$  = 39230.577 kN (Lower side of PNA)

$$\begin{aligned}
 M_{pl,Rd} &= 76430.699 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 x_{pl} &= 281.886 \text{ mm} \\
 M_{Rd} &= \beta M_{pl,Rd} = 76430.699 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 \text{here, } \beta &= 1.000
 \end{aligned}$$

$$M_{Rd} = 76430.699 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} = 59218.519 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots \text{OK}$$

## 2 Bending Resistance

### 2.2 Negative Moment

#### ■ Design load

Load combination name : SLU24

$N_{a,Ed}$	4.397	kN
$N_{c,Ed}$	-1205.637	kN
$M_{a,Ed}$	8829.224	kN · m
$M_{c,Ed}$	-19112.875	kN · m

#### - Stress

##### Top Flange

Left	$y_1$	-600.000	mm	$z_1$	1237.833	mm	$\sigma_1$	30.993	MPa
	$y_2$	-7.000	mm	$z_2$	1237.833	mm	$\sigma_2$	22.268	MPa
Right	$y_1$	600.000	mm	$z_1$	1237.833	mm	$\sigma_1$	13.338	MPa
	$y_2$	7.000	mm	$z_2$	1237.833	mm	$\sigma_2$	22.063	MPa

##### Bottom Flange

Left	$y_1$	-550.000	mm	$z_1$	-1612.167	mm	$\sigma_1$	-50.869	MPa
	$y_2$	-7.000	mm	$z_2$	-1612.167	mm	$\sigma_2$	-58.858	MPa
Right	$y_1$	550.000	mm	$z_1$	-1612.167	mm	$\sigma_1$	-67.053	MPa
	$y_2$	7.000	mm	$z_2$	-1612.167	mm	$\sigma_2$	-59.064	MPa

##### Web

Right	$y_1$	0.000	mm	$z_1$	1187.833	mm	$\sigma_1$	20.742	MPa
	$y_2$	0.000	mm	$z_2$	-1557.167	mm	$\sigma_2$	-57.396	MPa

#### ■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	4
Bottom flange	3
Section	4

#### - Effective section

#### - Effective stiffness for $N_{Ed}$

##### Before

$A_{a,eff}$	158930.000	mm <sup>2</sup>
$I_{y,a,eff}$	259914497577.614	mm <sup>4</sup>
$I_{z,a,eff}$	13301044356.667	mm <sup>4</sup>
$C_{y,a,eff}$	600.000	mm
$C_{z,a,eff}$	1422.152	mm

##### After

$A_{c,eff}$	129088.151	mm <sup>2</sup>
$I_{y,c,eff}$	248614450862.592	mm <sup>4</sup>
$I_{z,c,eff}$	560556788813.512	mm <sup>4</sup>
$C_{y,c,eff}$	600.000	mm
$C_{z,c,eff}$	1420.915	mm

#### - Effective stiffness for $M_{Ed}$

Before

$A_{a,eff}$	150001.830	mm <sup>2</sup>
$I_{y,a,eff}$	260698011842.766	mm <sup>4</sup>
$I_{z,a,eff}$	13301044356.667	mm <sup>4</sup>
$C_{y,a,eff}$	600.000	mm
$C_{z,a,eff}$	1320.078	mm

After

$A_{c,eff}$	169570.272	mm <sup>2</sup>
$I_{y,c,eff}$	295859799582.885	mm <sup>4</sup>
$I_{z,c,eff}$	71087465194.244	mm <sup>4</sup>
$C_{y,c,eff}$	600.000	mm
$C_{z,c,eff}$	1666.530	mm

- Added moment

$$\Delta M_{a,Ed} = N_{a,Ed} \cdot (C_{z,a} - C_{z,a,eff}) = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta M_{c,Ed} = N_{c,Ed} \cdot (C_{z,c} - C_{z,c,eff}) = 230.580 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{a,top} = [N_{a,Ed}/A_{a,eff} + (M_{a,Ed} + \Delta M_{a,Ed}) \cdot (z_{t,a}/I_{y,a,eff})] + [N_{c,Ed}/A_{c,eff} + (M_{c,Ed} + \Delta M_{c,Ed}) \cdot (z_{t,c}/I_{y,c,eff})]$$

$$= 23.716 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a,bot} = [N_{a,Ed}/A_{a,eff} + (M_{a,Ed} + \Delta M_{a,Ed}) \cdot (z_{b,a}/I_{y,a,eff})] + [N_{c,Ed}/A_{c,eff} + (M_{c,Ed} + \Delta M_{c,Ed}) \cdot (z_{b,c}/I_{y,c,eff})]$$

$$= -61.653 \text{ MPa}$$

$$k = 3.391 : \text{the lowest factor such that a stress limit is reached.}$$

(Calculate minimum value between Steel Girder and Slab Reinforcement.)

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + \Delta M_{a,Ed} + k \cdot (M_{c,Ed} + \Delta M_{c,Ed}) = 55748.448 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = M_{el,Rd} = 55748.448 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = 55748.448 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} = -10283.651 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots \text{OK}$$

### 3 Resistance to Vertical Shear

#### ■ Design load

Load combination name : SLU2

$$N_{Ed} = -978.693 \text{ kN}$$

$$M_{a,Ed} = 11919.453 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{c,Ed} = 14511.138 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed,a} = 44.941 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,c} = 1036.281 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 1081.222 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = \max(M_{Ed,t}, M_{Ed,b}) = 74948.061 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,t} = 74948.061 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,b} = 28085.207 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Stress

Top Flange

Left	$y_1$	-600.000	mm	$z_1$	524.416	mm	$\sigma_1$	-83.445	MPa
	$y_2$	-7.000	mm	$z_2$	524.416	mm	$\sigma_2$	-83.736	MPa
Right	$y_1$	600.000	mm	$z_1$	524.416	mm	$\sigma_1$	-84.035	MPa
	$y_2$	7.000	mm	$z_2$	524.416	mm	$\sigma_2$	-83.743	MPa

Bottom Flange

Left	$y_1$	-550.000	mm	$z_1$	-2325.584	mm	$\sigma_1$	132.672	MPa
	$y_2$	-7.000	mm	$z_2$	-2325.584	mm	$\sigma_2$	132.405	MPa
Right	$y_1$	550.000	mm	$z_1$	-2325.584	mm	$\sigma_1$	132.131	MPa
	$y_2$	7.000	mm	$z_2$	-2325.584	mm	$\sigma_2$	132.398	MPa

Web

Right	$y_1$	0.000	mm	$z_1$	474.416	mm	$\sigma_1$	-79.948	MPa
-------	-------	-------	----	-------	---------	----	------------	---------	-----



Right	$y_2$	0.000	mm	$z_2$	-2270.584	mm	$\sigma_2$	128.230	MPa
-------	-------	-------	----	-------	-----------	----	------------	---------	-----

#### ■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	1
Bottom flange	1
Section	1

#### ■ Plastic resistance moment, $M_{pl,Rd}$

Plastic NA = 2818.114 mm

$$\begin{aligned}
 N_{slab} &= 27022.917 \text{ kN} \\
 N_{rebar,t} &= 0.000 \text{ kN} \quad (\text{Upper side of PNA}) \\
 N_{rebar,b} &= 0.000 \text{ kN} \quad (\text{Lower side of PNA}) \\
 N_{g,top} &= 12207.661 \text{ kN} \quad (\text{Upper side of PNA}) \\
 N_{g,bot} &= 39230.577 \text{ kN} \quad (\text{Lower side of PNA})
 \end{aligned}$$

$$M_{pl,Rd} = 76430.699 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

#### ■ Calculation. $V_{bw,Rd}$

Web

##### ■ Contribution from the web

$$\lambda_w = h_w / (37.4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_1}) = 1.640$$

$$X_w = 1.37 / (0.7 + \lambda_w) = 0.586 \quad \lambda_w \geq 1.08$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{X_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 4193.075 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 4193.075 \text{ kN}$$

$$V_{Edi} = V_{Ed} / \text{Num. of Web} = 1081.222 \text{ kN}$$

$$\eta'_3 = V_{Edi} / V_{bw,Rd} = 0.258 \leq 1.0$$

##### ■ Contribution from the flange

$$M_{f,Rd0} = 58252.212 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$M_{f,Rd0}$  is calculated as  $M_{pl,Rd}$  but neglecting the web contribution.

$$\text{Reduction factor for } N_{Ed} = 1 - \frac{N_{Ed}}{(A_{f1} + A_{f2}) \cdot f_{yf} / \gamma_{M0}} = 0.975$$

$$M_{f,Rd} = \text{Reduction factor for } N_{Ed} \cdot M_{f,Rd0} = 56769.297 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{c \cdot \gamma_{M1}} \left( 1 - \left( \frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 0.000 \text{ kN}$$

$$\text{where, } M_{f,Rd} = 56769.297 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed} = 74948.061 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{Taken as the greatest value of } (\sum \sigma_i)W)$$

$$c = a \cdot \left( 0.25 + \frac{1.6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}} \right) = 549.259$$

#### ■ Check Shear Resistance

$$V_{Edi} / (V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}) = 0.258 < 1.0$$

... OK

## ■ Interaction M-V

For the section class 1 or 2, M-V interaction should be checked separately by the user.

### 4 Resistance to Lateral Torsional Buckling

- Design load

Load combination name : SLU1

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= -1376.091 \text{ kN} \\ M_{Ed} &= 59218.519 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ V_1 &= 756.078 \text{ kN} \\ V_2 &= 644.830 \text{ kN} \\ M_1 &= 59218.519 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_2 &= 58525.495 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{pl,Rd} &= 76430.699 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{el,Rd} &= 64749.321 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

-  $M_{b,Rd}$  Buckling resistance moment

$$\begin{aligned} L &= 1.273 \text{ m} \\ c &= C_d / I = 11959.733 \text{ kN/m}^2 \\ \gamma &= c \cdot L^4 / (E \cdot I) = 0.025 \\ \mu &= V_2 / V_1 = 0.853 \\ \Phi &= 2 \cdot (1 - M_2 / M_1) / (1 + \mu) = 0.013 \\ m_1 &= 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (3 + 2 \cdot \Phi) \cdot \gamma / (350 - 50 \cdot \mu) = 1.001 \\ m_2 &= 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (0.195 + (0.05 + \mu / 100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5} = 1.032 \\ m &= \min(m_1, m_2) = 1.001 \\ \alpha_{LT} &= 0.760 \\ \lambda_{LT} &= 1.103 \cdot L / b \cdot \sqrt{f_y / E_m} \cdot \sqrt{(1 + A_{wc} / (3 \cdot A))} = 0.049 \\ \Phi_{LT} &= 0.5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2) = 0.444 \\ X_{LT} &= \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)}} = 1 \\ M_{Rd} &= 76430.699 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{b,Rd} &= X_{LT} \cdot M_{Rd} = 76430.699 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

-  $N_{b,Rd}$  Axial buckling resistance

$$\begin{aligned} X_{LT,N} &= 1.000 \\ N_{b,Rd} &= X_{LT} \cdot A \cdot f_{yd} = 128484.582 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Combined Ratio} = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = 0.785510338$$

### 6 Resistance to Longitudinal Shear

- Design load

Load combination name : SLU2

$$\begin{aligned} N_{c,el} &= 15636.093 \text{ kN} \\ N_{c,f} &= 27022.917 \text{ kN} \\ M_{Ed} &= 26430.590 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ V_{Ed} &= 1036.281 \text{ kN} \\ M_{pl,Rd} &= 76430.699 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{el,Rd} &= 64749.321 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- Shear resistance of a single connector

$$P_{Rd,1} = 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 109.478 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,2} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V = 122.492 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 109.478 \text{ kN}$$

$$\text{where, } f_u = 450.000 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1 \quad \text{for } h_{sc}/d > 4$$

$$\text{Num.} = 3$$

$$d = 22.000 \text{ mm}$$

$$h_{sc} = 150.000 \text{ mm}$$

$$\text{Space} = 200.000 \text{ mm}$$

- Verification

$$V_{L,Ed} = V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 306.709 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Rd} = P_{Rd} \cdot \text{Num.} / \text{Space} = 1642.173 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Ed} < V_{L,Rd} \quad \dots \text{ OK}$$

## 8 Stress Limitation

- In the structural steel

Characteristic load combination name : CH1

$$\sigma_{Ed,ser} = -207.557 \text{ MPa} \quad (\text{Bottom-right fiber in the flange})$$

$$\tau_{Ed,ser} = 20.866 \text{ MPa} \quad (\text{Neutral axis in the web})$$

$$\begin{array}{lll} \sigma_{Ed,ser} < f_y / \gamma_{M,ser} \\ -207.557 \text{ MPa} < 335.000 \text{ MPa} & \dots \text{ OK} \end{array}$$

$$\begin{array}{lll} \tau_{Ed,ser} < f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser}) \\ 20.866 \text{ MPa} < 204.959 \text{ MPa} & \dots \text{ OK} \end{array}$$

$$\begin{array}{lll} \sqrt{(\sigma_{Ed,ser}^2 + 3\tau_{Ed,ser}^2)} < f_y / \gamma_{M,ser} \\ 210.680 \text{ MPa} < 335.000 \text{ MPa} & \dots \text{ OK} \end{array}$$

- In the concrete of the slab

Characteristic load combination name : CH1

$$\begin{array}{lll} \sigma_c \leq k_1 f_{ck} \\ 6.920 \text{ MPa} < 21.000 \text{ MPa} & \dots \text{ OK} \end{array}$$

- In the reinforcement

Load combination name : CH18

$$\begin{array}{l} \sigma_s \leq k_3 f_{yk} \\ -33.356 \text{ MPa} \end{array}$$

Rebar is under compression. No need to check.

## 9 Longitudinal Shear for SLS(Serviceability limit state)

- Shear resistance of a single connector

Load combination name : CH2

$$P_{Rd,1} = 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 109.478 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,2} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V = 122.492 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 109.478 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,ser} = k_s \cdot P_{Rd} = 65.687 \text{ kN}$$

where,  $f_u = 450.000 \text{ MPa}$

$\alpha = 1$

for  $h_{sc}/d > 4$

Num. = 3

$d = 22.000 \text{ mm}$

$h_{sc} = 150.000 \text{ mm}$

Space = 200.000 mm

$k_s = 0.600$

#### - Verification

$V_{L,Ed} = V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 227.477 \text{ kN/m}$

$V_{L,Rd} = P_{Rd,ser} \cdot \text{Num.} / \text{Space} = 985.304 \text{ kN/m}$

$V_{L,Ed} < V_{L,Rd} \quad \dots \text{ OK}$

Element Number	29
Position Information	J

CONCIO D
----------

1 Design Condition

1.1 Design Parameters

■ Partial factors

$\gamma_C$ for concrete	1.50	$\gamma_V$ for headed sutd	1.25
$\gamma_S$ for reinforcing steel	1.15	$\gamma_{Fi}$ for equivalent constant Amplitude stress range	1.00
$\gamma_{M0}$ for structural steel	1.05	$\gamma_{Mf}$ for fatigue strength	1.00
$\gamma_{M1}$ for structural steel	1.10	$\gamma_{Mf,s}$ for fatigue strength of studs in shear	1.00

1.2 Material Information

■ Structural steel

$f_{sk}$ 
=
355.000
MPa

$E_s$ 
=
210000.000
MPa

■ Concrete

$f_{ck}$ 
=
35.000
MPa

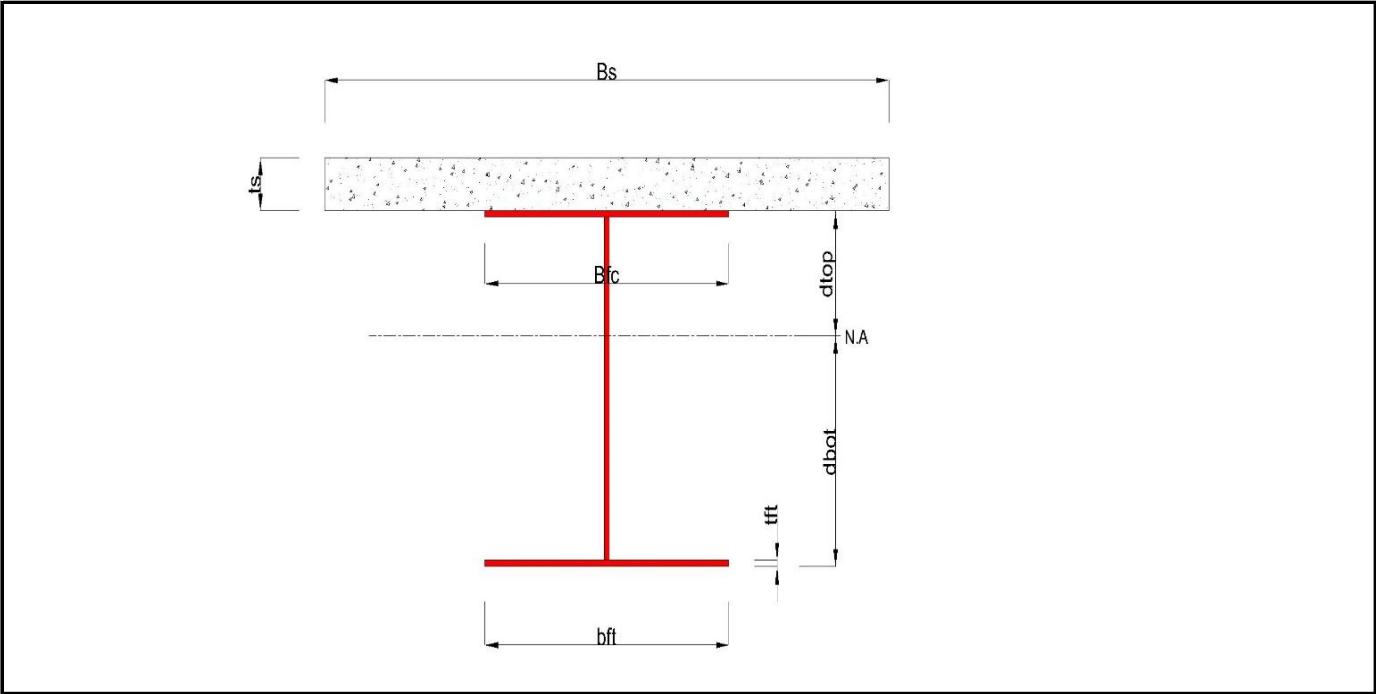
$E_{cm}$ 
=
34000.000
MPa

■ Reinforcement

$f_{yk}$ 
=
450.000
MPa

$E_r$ 
=
210000.000
MPa

1.3 Sectional Information



■ Section Dimensions

Slab

$B_c$	4500.000	mm	$t_c$	250.000	mm	$H_h$	0.000	mm
-------	----------	----	-------	---------	----	-------	-------	----

Girder

$H_w$	2690.000	mm	$B_1$	1200.000	mm	$B_2$	1100.000	mm
$t_w$	22.000	mm	$t_{f1}$	90.000	mm	$t_{f2}$	70.000	mm

■ Section Stiffness

Before

$A_{,a}$	244180.000	mm <sup>2</sup>
$I_{y,a}$	383217771868.308	mm <sup>4</sup>

After

$A_{,c}$	426735.357	mm <sup>2</sup>
$I_{y,c}$	583209495904.635	mm <sup>4</sup>

$I_{z,a}$	20726553593.333	mm <sup>4</sup>
$C_{y,a}$	600.000	mm
$C_{z,a}$	1594.622	mm

$I_{z,c}$	328788718771.905	mm <sup>4</sup>
$C_{y,c}$	600.000	mm
$C_{z,c}$	2185.141	mm

#### Crack

$A_c$	244180.000	mm <sup>2</sup>
$I_{y,c}$	383217771868.308	mm <sup>4</sup>
$I_{z,c}$	20726553593.333	mm <sup>4</sup>
$C_{y,c}$	600.000	mm
$C_{z,c}$	1594.622	mm

## 2 Bending Resistance

### 2.1 Positive Moment

#### ■ Design load

Load combination name : SLU9

$N_{a,Ed}$	87.376	kN
$N_{c,Ed}$	-299.540	kN
$M_{a,Ed}$	-12536.345	kN · m
$M_{c,Ed}$	18866.778	kN · m

#### - Stress

##### Top Flange

Left	$y_1$	-600.000	mm	$z_1$	664.859	mm	$\sigma_1$	18.652	MPa
	$y_2$	-11.000	mm	$z_2$	664.859	mm	$\sigma_2$	19.205	MPa
Right	$y_1$	600.000	mm	$z_1$	664.859	mm	$\sigma_1$	19.779	MPa
	$y_2$	11.000	mm	$z_2$	664.859	mm	$\sigma_2$	19.226	MPa

##### Bottom Flange

Left	$y_1$	-550.000	mm	$z_1$	-2185.141	mm	$\sigma_1$	17.663	MPa
	$y_2$	-11.000	mm	$z_2$	-2185.141	mm	$\sigma_2$	18.169	MPa
Right	$y_1$	550.000	mm	$z_1$	-2185.141	mm	$\sigma_1$	18.696	MPa
	$y_2$	11.000	mm	$z_2$	-2185.141	mm	$\sigma_2$	18.190	MPa

##### Web

Right	$y_1$	0.000	mm	$z_1$	574.859	mm	$\sigma_1$	19.183	MPa
	$y_2$	0.000	mm	$z_2$	-2115.141	mm	$\sigma_2$	18.205	MPa

#### ■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	1
Bottom flange	1
Section	1

#### - Plastic resistance moment, $M_{pl,Rd}$

Plastic NA = 2775.926 mm

$N_{slab}$  = 22312.500 kN  
 $N_{g,top}$  = 28359.893 kN (Upper side of PNA)  
 $N_{g,bot}$  = 50672.393 kN (Lower side of PNA)

$$\begin{aligned}
 M_{pl,Rd} &= 100106.223 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 x_{pl} &= 324.074 \text{ mm} \\
 M_{Rd} &= \beta M_{pl,Rd} = 100106.223 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 \text{here, } \beta &= 1.000
 \end{aligned}$$

$$M_{Rd} = 100106.223 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} = 6330.434 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots \text{OK}$$

## 2 Bending Resistance

### 2.2 Negative Moment

#### ■ Design load

Load combination name : SLU17

$N_{a,Ed}$	87.376	kN
$N_{c,Ed}$	-33.359	kN
$M_{a,Ed}$	-12536.345	kN · m
$M_{c,Ed}$	-34434.848	kN · m

#### - Stress

##### Top Flange

Left	$y_1$	-600.000	mm	$z_1$	1255.378	mm	$\sigma_1$	154.713	MPa
	$y_2$	-11.000	mm	$z_2$	1255.378	mm	$\sigma_2$	154.105	MPa
Right	$y_1$	600.000	mm	$z_1$	1255.378	mm	$\sigma_1$	153.474	MPa
	$y_2$	11.000	mm	$z_2$	1255.378	mm	$\sigma_2$	154.082	MPa

##### Bottom Flange

Left	$y_1$	-550.000	mm	$z_1$	-1594.622	mm	$\sigma_1$	-194.664	MPa
	$y_2$	-11.000	mm	$z_2$	-1594.622	mm	$\sigma_2$	-195.221	MPa
Right	$y_1$	550.000	mm	$z_1$	-1594.622	mm	$\sigma_1$	-195.800	MPa
	$y_2$	11.000	mm	$z_2$	-1594.622	mm	$\sigma_2$	-195.244	MPa

##### Web

Right	$y_1$	0.000	mm	$z_1$	1165.378	mm	$\sigma_1$	143.062	MPa
	$y_2$	0.000	mm	$z_2$	-1524.622	mm	$\sigma_2$	-186.652	MPa

#### ■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	4
Bottom flange	2
Section	4

#### - Effective section

#### - Effective stiffness for $N_{Ed}$

##### Before

$A_{a,eff}$	244180.000	mm <sup>2</sup>
$I_{y,a,eff}$	383217771868.308	mm <sup>4</sup>
$I_{z,a,eff}$	20726553593.333	mm <sup>4</sup>
$C_{y,a,eff}$	600.000	mm
$C_{z,a,eff}$	1594.622	mm

##### After

$A_{c,eff}$	228217.901	mm <sup>2</sup>
$I_{y,c,eff}$	372375660327.842	mm <sup>4</sup>
$I_{z,c,eff}$	328788718771.905	mm <sup>4</sup>
$C_{y,c,eff}$	600.000	mm
$C_{z,c,eff}$	1607.185	mm

#### - Effective stiffness for $M_{Ed}$

Before

$A_{a,eff}$	241054.350	mm <sup>2</sup>
$I_{y,a,eff}$	466491343795.040	mm <sup>4</sup>
$I_{z,a,eff}$	20726553593.333	mm <sup>4</sup>
$C_{y,a,eff}$	600.000	mm
$C_{z,a,eff}$	1325.237	mm

After

$A_{c,eff}$	241054.350	mm <sup>2</sup>
$I_{y,c,eff}$	466491343795.040	mm <sup>4</sup>
$I_{z,c,eff}$	20726553593.333	mm <sup>4</sup>
$C_{y,c,eff}$	600.000	mm
$C_{z,c,eff}$	1325.237	mm

- Added moment

$$\Delta M_{a,Ed} = N_{a,Ed} \cdot (C_{z,a} - C_{z,a,eff}) = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta M_{c,Ed} = N_{c,Ed} \cdot (C_{z,c} - C_{z,c,eff}) = -0.419 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{a,top} = [N_{a,Ed}/A_{a,eff} + (M_{a,Ed} + \Delta M_{a,Ed}) \cdot (z_{t,a}/I_{y,a,eff})] + [N_{c,Ed}/A_{c,eff} + (M_{c,Ed} + \Delta M_{c,Ed}) \cdot (z_{t,c}/I_{y,c,eff})]$$

$$= 153.530 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a,bot} = [N_{a,Ed}/A_{a,eff} + (M_{a,Ed} + \Delta M_{a,Ed}) \cdot (z_{b,a}/I_{y,a,eff})] + [N_{c,Ed}/A_{c,eff} + (M_{c,Ed} + \Delta M_{c,Ed}) \cdot (z_{b,c}/I_{y,c,eff})]$$

$$= -133.440 \text{ MPa}$$

$$k = 2.471 : \text{the lowest factor such that a stress limit is reached.}$$

(Calculate minimum value between Steel Girder and Slab Reinforcement.)

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + \Delta M_{a,Ed} + k \cdot (M_{c,Ed} + \Delta M_{c,Ed}) = 97610.565 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = M_{el,Rd} = 97610.565 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = 97610.565 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} = -46971.192 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots \text{OK}$$

### 3 Resistance to Vertical Shear

#### ■ Design load

Load combination name : SLU17

$$N_{Ed} = 114.274 \text{ kN}$$

$$M_{a,Ed} = -12536.345 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{c,Ed} = -23775.429 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed,a} = 1713.003 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,c} = 3166.395 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 4879.398 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = \max(M_{Ed,t}, M_{Ed,b}) = 36311.774 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,t} = 36311.774 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,b} = 36311.774 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Stress

Top Flange

Left	$y_1$	-600.000	mm	$z_1$	1255.378	mm	$\sigma_1$	120.709	MPa
	$y_2$	-11.000	mm	$z_2$	1255.378	mm	$\sigma_2$	119.796	MPa
Right	$y_1$	600.000	mm	$z_1$	1255.378	mm	$\sigma_1$	118.850	MPa
	$y_2$	11.000	mm	$z_2$	1255.378	mm	$\sigma_2$	119.762	MPa

Bottom Flange

Left	$y_1$	-550.000	mm	$z_1$	-1594.622	mm	$\sigma_1$	-149.420	MPa
	$y_2$	-11.000	mm	$z_2$	-1594.622	mm	$\sigma_2$	-150.255	MPa
Right	$y_1$	550.000	mm	$z_1$	-1594.622	mm	$\sigma_1$	-151.124	MPa
	$y_2$	11.000	mm	$z_2$	-1594.622	mm	$\sigma_2$	-150.289	MPa

Web

Right	$y_1$	0.000	mm	$z_1$	1165.378	mm	$\sigma_1$	111.251	MPa
-------	-------	-------	----	-------	----------	----	------------	---------	-----



Right	$y_2$	0.000	mm	$z_2$	-1524.622	mm	$\sigma_2$	-143.640	MPa
-------	-------	-------	----	-------	-----------	----	------------	----------	-----

#### ■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	4
Bottom flange	2
Section	4

#### ■ Plastic resistance moment, $M_{pl,Rd}$

Plastic NA = 2079.853 mm

$N_{slab} = 0.000$  kN  
 $N_{rebar,t} = 0.000$  kN (Upper side of PNA)  
 $N_{rebar,b} = 0.000$  kN (Lower side of PNA)  
 $N_{g,top} = 39516.143$  kN (Upper side of PNA)  
 $N_{g,bot} = 39516.143$  kN (Lower side of PNA)

$M_{pl,Rd} = 91965.274$  kN · m

#### ■ Calculation. $V_{pl,Rd}$

Web

$V_{pl,Rd} = A_v \cdot (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0} = 13862.279$  kN  
 $V_{Rd} = 13862.279$  kN  
 $V_{Edi} = V_{Ed} / \text{Num. of Web} = 4879.398$  kN

$V_{Edi} / V_{Rd} = 0.352 < 1.0$  ... OK

#### ■ Check Shear Resistance

$V_{Edi} / (V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}) = 0.352 < 1.0$  ... OK

#### ■ Interaction M-V

$\eta'_3 = 0.369 < 0.5$

There is no need to verify the interaction criterion

### 4 Resistance to Lateral Torsional Buckling

- Design load

Load combination name : SLU17

$N_{Ed} = 54.016$  kN  
 $M_{Ed} = -46971.192$  kN · m  
 $V_1 = 3403.546$  kN  
 $V_2 = 3614.445$  kN  
 $M_1 = -46971.192$  kN · m  
 $M_2 = -42757.725$  kN · m  
 $M_{pl,Rd} = 91965.274$  kN · m  
 $M_{el,Rd} = 97610.565$  kN · m

-  $M_{b,Rd}$  Buckling resistance moment

$L = 1.177$  m  
 $c = C_d / I = 48951.507$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\gamma = c \cdot L^4 / (E \cdot I) = 0.058$

$$\begin{aligned}
\mu &= V_2 / V_1 = 0.942 \\
\Phi &= 2 \cdot (1 - M_2/M_1) / (1 + \mu) = 0.092 \\
m_1 &= 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (3 + 2 \cdot \Phi) \cdot \gamma / (350 - 50 \cdot \mu) = 1.025 \\
m_2 &= 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (0.195 + (0.05 + \mu/100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5} = 1.072 \\
m &= \min(m_1, m_2) = 1.025 \\
\alpha_{LT} &= 0.760 \\
\lambda_{LT} &= 1.103 \cdot L/b \cdot \sqrt{f_y/E_m} \cdot \sqrt{(1 + A_{wc}/(3 \cdot A))} = 0.051 \\
\Phi_{LT} &= 0.5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2) = 0.445 \\
X_{LT} &= \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)}} = 1
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{Rd} &= 97610.565 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
M_{b,Rd} &= X_{LT} \cdot M_{Rd} = 97610.565 \text{ kN} \cdot \text{m}
\end{aligned}$$

-  $N_{b,Rd}$  Axial buckling resistance

$$\begin{aligned}
X_{LT,N} &= 1.000 \\
N_{b,Rd} &= X_{LT} \cdot \text{Area} \cdot f_{yd} = 82556.095 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\text{Combined Ratio} = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = 0.481864429$$

## 6 Resistance to Longitudinal Shear

- Design load

Load combination name : SLU17

$$\begin{aligned}
N_{c,el} &= 0.000 \text{ kN} \\
N_{c,f} &= 0.000 \text{ kN} \\
M_{Ed} &= -36311.774 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
V_{Ed} &= 3166.395 \text{ kN} \\
M_{pl,Rd} &= 91965.274 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
M_{el,Rd} &= 97610.565 \text{ kN} \cdot \text{m}
\end{aligned}$$

- Shear resistance of a single connector

$$\begin{aligned}
P_{Rd,1} &= 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 109.478 \text{ kN} \\
P_{Rd,2} &= 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{(f_{ck} \cdot E_{cm})} / \gamma_V = 122.492 \text{ kN} \\
P_{Rd} &= \min(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 109.478 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{where, } f_u &= 450.000 \text{ MPa} \\
\alpha &= 1 \quad \text{for } h_{sc}/d > 4 \\
\text{Num.} &= 3 \\
d &= 22.000 \text{ mm} \\
h_{sc} &= 150.000 \text{ mm} \\
\text{Space} &= 200.000 \text{ mm}
\end{aligned}$$

- Verification

$$\begin{aligned}
V_{L,Ed} &= V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 781.092 \text{ kN/m} \\
V_{L,Rd} &= P_{Rd} \cdot \text{Num.} / \text{Space} = 1642.173 \text{ kN/m} \\
V_{L,Ed} &< V_{L,Rd} \quad \dots \text{ OK}
\end{aligned}$$

## 8 Stress Limitation

- In the structural steel

Characteristic load combination name : CH9

$$\sigma_{Ed,ser} = -200.047 \text{ MPa} \quad (\text{Top-right fiber in the flange})$$

$$\tau_{Ed,ser} = 60.015 \text{ MPa} \quad (\text{Neutral axis in the web})$$

$$\begin{array}{rclcl} \sigma_{Ed,ser} & < & f_y / \gamma_{M,ser} & & \\ -200.047 \text{ MPa} & < & 335.000 \text{ MPa} & & \dots \text{ OK} \end{array}$$

$$\begin{array}{rclcl} \tau_{Ed,ser} & < & f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser}) & & \\ 60.015 \text{ MPa} & < & 204.959 \text{ MPa} & & \dots \text{ OK} \end{array}$$

$$\begin{array}{rclcl} \sqrt{(\sigma_{Ed,ser})^2 + 3(\tau_{Ed,ser})^2} & < & f_y / \gamma_{M,ser} & & \\ 225.442 \text{ MPa} & < & 335.000 \text{ MPa} & & \dots \text{ OK} \end{array}$$

- In the concrete of the slab

Characteristic load combination name : CH0

$$\begin{array}{rclcl} \sigma_c \leq k_1 f_{ck} & & & & \\ 0.000 \text{ MPa} & < & 21.000 \text{ MPa} & & \dots \text{ OK} \end{array}$$

- In the reinforcement

Load combination name : CH0

$$\begin{array}{rclcl} \sigma_s \leq k_3 f_{yk} & & & & \\ 0.000 \text{ MPa} & < & 360.000 \text{ MPa} & & \dots \text{ OK} \end{array}$$

## 9 Longitudinal Shear for SLS(Serviceability limit state)

- Shear resistance of a single connector

Load combination name : CH17

$$P_{Rd,1} = 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 109.478 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,2} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V = 122.492 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 109.478 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,ser} = k_s \cdot P_{Rd} = 65.687 \text{ kN}$$

$$\text{where, } f_u = 450.000 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1 \quad \text{for } h_{sc}/d > 4$$

$$\text{Num.} = 3$$

$$d = 22.000 \text{ mm}$$

$$h_{sc} = 150.000 \text{ mm}$$

$$\text{Space} = 200.000 \text{ mm}$$

$$k_s = 0.600$$

- Verification

$$V_{L,Ed} = V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 563.130 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Rd} = P_{Rd,ser} \cdot \text{Num.} / \text{Space} = 985.304 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Ed} < V_{L,Rd} \quad \dots \text{ OK}$$

Element Number	704
Position Information	I

CONCIO E
----------

1 Design Condition

1.1 Design Parameters

■ Partial factors

$\gamma_C$ for concrete	1.50	$\gamma_V$ for headed sutd	1.25
$\gamma_S$ for reinforcing steel	1.15	$\gamma_{Fi}$ for equivalent constant Amplitude stress range	1.00
$\gamma_{M0}$ for structural steel	1.05	$\gamma_{Mf}$ for fatigue strength	1.00
$\gamma_{M1}$ for structural steel	1.10	$\gamma_{Mf,s}$ for fatigue strength of studs in shear	1.00

1.2 Material Information

■ Structural steel

$$f_{sk} = 355.000 \text{ MPa} \qquad E_s = 210000.000 \text{ MPa}$$

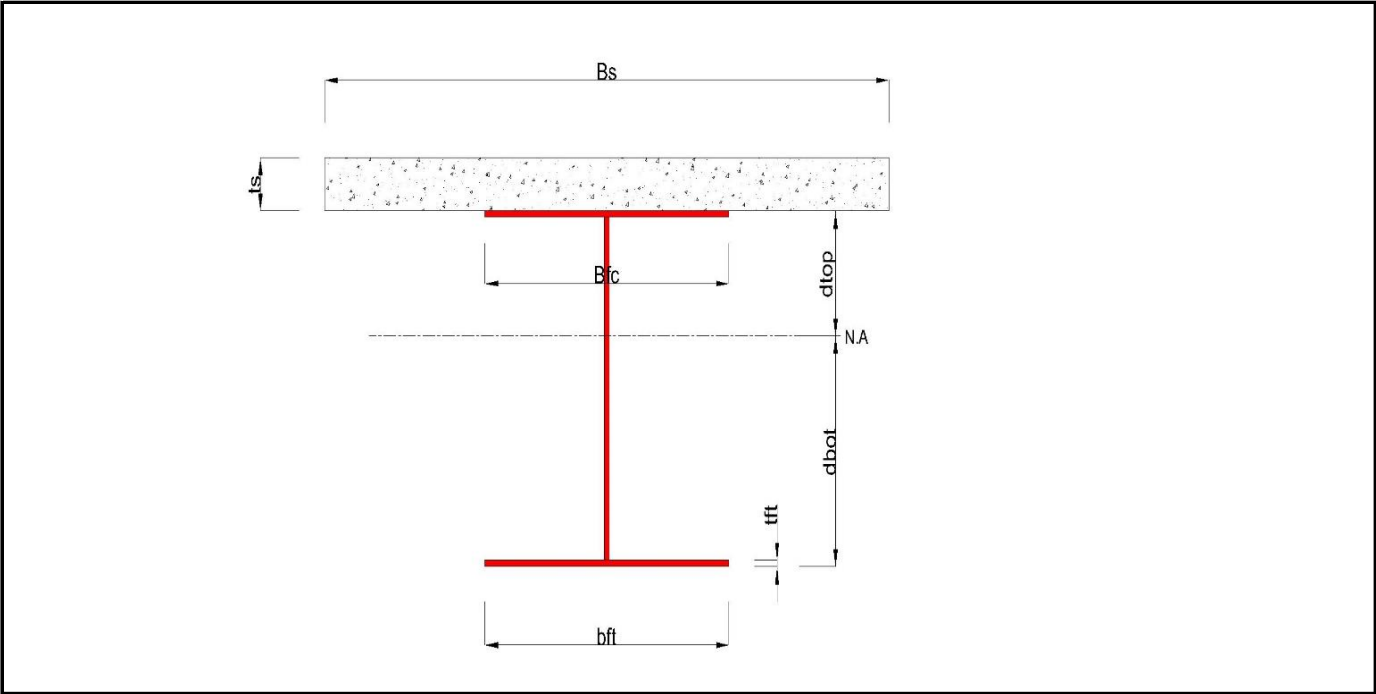
■ Concrete

$$f_{ck} = 35.000 \text{ MPa} \qquad E_{cm} = 34000.000 \text{ MPa}$$

■ Reinforcement

$$f_{yk} = 450.000 \text{ MPa} \qquad E_r = 210000.000 \text{ MPa}$$

1.3 Sectional Information



■ Section Dimensions

Slab

$B_c$	4500.000	mm	$t_c$	250.000	mm	$H_h$	0.000	mm
-------	----------	----	-------	---------	----	-------	-------	----

Girder

$H_w$	2670.000	mm	$B_1$	1200.000	mm	$B_2$	1100.000	mm
$t_w$	25.000	mm	$t_{f1}$	90.000	mm	$t_{f2}$	90.000	mm

■ Section Stiffness

Before

$A_{,a}$	273750.000	mm <sup>2</sup>
$I_{y,a}$	433441537551.370	mm <sup>4</sup>

After

$A_{,c}$	456305.357	mm <sup>2</sup>
$I_{y,c}$	682335805238.244	mm <sup>4</sup>

$I_{z,a}$	22945976562.500	mm <sup>4</sup>
$C_{y,a}$	600.000	mm
$C_{z,a}$	1470.370	mm

$I_{z,c}$	331008141741.071	mm <sup>4</sup>
$C_{y,c}$	600.000	mm
$C_{z,c}$	2072.331	mm

#### Crack

$A_c$	296574.000	mm <sup>2</sup>
$I_{y,c}$	480533312963.366	mm <sup>4</sup>
$I_{z,c}$	61379770471.927	mm <sup>4</sup>
$C_{y,c}$	600.000	mm
$C_{z,c}$	1585.354	mm

## 2 Bending Resistance

### 2.1 Positive Moment

#### ■ Design load

Load combination name : SLU12

$N_{a,Ed}$	112.404	kN
$N_{c,Ed}$	9.677	kN
$M_{a,Ed}$	-23986.259	kN · m
$M_{c,Ed}$	4050.143	kN · m

#### - Stress

##### Top Flange

Left	$y_1$	-600.000	mm	$z_1$	777.669	mm	$\sigma_1$	71.345	MPa
	$y_2$	-12.500	mm	$z_2$	777.669	mm	$\sigma_2$	72.146	MPa
Right	$y_1$	600.000	mm	$z_1$	777.669	mm	$\sigma_1$	72.982	MPa
	$y_2$	12.500	mm	$z_2$	777.669	mm	$\sigma_2$	72.180	MPa

##### Bottom Flange

Left	$y_1$	-550.000	mm	$z_1$	-2072.331	mm	$\sigma_1$	-69.387	MPa
	$y_2$	-12.500	mm	$z_2$	-2072.331	mm	$\sigma_2$	-68.653	MPa
Right	$y_1$	550.000	mm	$z_1$	-2072.331	mm	$\sigma_1$	-67.886	MPa
	$y_2$	12.500	mm	$z_2$	-2072.331	mm	$\sigma_2$	-68.619	MPa

##### Web

Right	$y_1$	0.000	mm	$z_1$	687.669	mm	$\sigma_1$	67.717	MPa
	$y_2$	0.000	mm	$z_2$	-1982.331	mm	$\sigma_2$	-64.190	MPa

#### ■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	3
Bottom flange	1
Section	2

- Plastic resistance moment,  $M_{pl,Rd}$

Plastic NA = 2763.417 mm

Effective Plastic NA = 2763.417 mm

$N_{slab}$  = 22312.500 kN

$N_{g,top}$  = 33149.107 kN (Upper side of PNA)

$$N_{g,bot} = 55461.607 \text{ kN} \quad (\text{Lower side of PNA})$$

$$M_{pl,Rd} = 122226.594 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$x_{pl} = 336.583 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = \beta M_{pl,Rd} = 122226.594 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{here, } \beta = 1.000$$

$$M_{Rd} = 122226.594 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} = -19936.116 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots \text{OK}$$

## 2 Bending Resistance

### 2.2 Negative Moment

#### ■ Design load

Load combination name : SLU17

$N_{a,Ed}$	112.404	kN
$N_{c,Ed}$	94.851	kN
$M_{a,Ed}$	-23986.259	kN · m
$M_{c,Ed}$	-40614.615	kN · m

#### - Stress

##### Top Flange

Left	$y_1$	-600.000	mm	$z_1$	1264.646	mm	$\sigma_1$	180.629	MPa
	$y_2$	-12.500	mm	$z_2$	1264.646	mm	$\sigma_2$	183.896	MPa
Right	$y_1$	600.000	mm	$z_1$	1264.646	mm	$\sigma_1$	187.302	MPa
	$y_2$	12.500	mm	$z_2$	1264.646	mm	$\sigma_2$	184.035	MPa

##### Bottom Flange

Left	$y_1$	-550.000	mm	$z_1$	-1585.354	mm	$\sigma_1$	-217.691	MPa
	$y_2$	-12.500	mm	$z_2$	-1585.354	mm	$\sigma_2$	-214.702	MPa
Right	$y_1$	550.000	mm	$z_1$	-1585.354	mm	$\sigma_1$	-211.574	MPa
	$y_2$	12.500	mm	$z_2$	-1585.354	mm	$\sigma_2$	-214.563	MPa

#### Web

Right	$y_1$	0.000	mm	$z_1$	1174.646	mm	$\sigma_1$	171.378	MPa
	$y_2$	0.000	mm	$z_2$	-1495.354	mm	$\sigma_2$	-202.045	MPa

#### ■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	4
Bottom flange	1
Section	4

#### - Effective section

#### - Effective stiffness for $N_{Ed}$

##### Before

$A_{a,eff}$	273750.000	mm <sup>2</sup>
$I_{y,a,eff}$	433441537551.370	mm <sup>4</sup>
$I_{z,a,eff}$	22945976562.500	mm <sup>4</sup>
$C_{y,a,eff}$	600.000	mm
$C_{z,a,eff}$	1470.370	mm

##### After

$A_{c,eff}$	456305.357	mm <sup>2</sup>
$I_{y,c,eff}$	682335805238.244	mm <sup>4</sup>
$I_{z,c,eff}$	331008141741.071	mm <sup>4</sup>
$C_{y,c,eff}$	600.000	mm
$C_{z,c,eff}$	2072.331	mm

- Effective stiffness for  $M_{Ed}$

Before

$A_{a,eff}$	277765.866	mm <sup>2</sup>
$I_{y,a,eff}$	525168334834.729	mm <sup>4</sup>
$I_{z,a,eff}$	22945976562.500	mm <sup>4</sup>
$C_{y,a,eff}$	600.000	mm
$C_{z,a,eff}$	1163.765	mm

After

$A_{c,eff}$	296330.548	mm <sup>2</sup>
$I_{y,c,eff}$	574703950210.556	mm <sup>4</sup>
$I_{z,c,eff}$	61379770471.927	mm <sup>4</sup>
$C_{y,c,eff}$	600.000	mm
$C_{z,c,eff}$	1323.811	mm

- Added moment

$$\Delta M_{a,Ed} = N_{a,Ed} \cdot (C_{z,a} - C_{z,a,eff}) = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta M_{c,Ed} = N_{c,Ed} \cdot (C_{z,c} - C_{z,c,eff}) = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{a,top} &= [N_{a,Ed}/A_{a,eff} + (M_{a,Ed} + \Delta M_{a,Ed}) \cdot (z_{t,a}/I_{y,a,eff})] + [N_{c,Ed}/A_{c,eff} + (M_{c,Ed} + \Delta M_{c,Ed}) \cdot (z_{t,c}/I_{y,c,eff})] \\ &= 184.873 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{a,bot} &= [N_{a,Ed}/A_{a,eff} + (M_{a,Ed} + \Delta M_{a,Ed}) \cdot (z_{b,a}/I_{y,a,eff})] + [N_{c,Ed}/A_{c,eff} + (M_{c,Ed} + \Delta M_{c,Ed}) \cdot (z_{b,c}/I_{y,c,eff})] \\ &= -146.708 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$k = 2.244 : \text{the lowest factor such that a stress limit is reached.}$$

(Calculate minimum value between Steel Girder and Slab Reinforcement.)

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + \Delta M_{a,Ed} + k \cdot (M_{c,Ed} + \Delta M_{c,Ed}) = 115125.985 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = M_{el,Rd} = 115125.985 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = 115125.985 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} = -64600.874 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots \text{OK}$$

### 3 Resistance to Vertical Shear

■ Design load

Load combination name : SLU17

$$N_{Ed} = 167.120 \text{ kN}$$

$$M_{a,Ed} = -23986.259 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{c,Ed} = -35956.923 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed,a} = -2110.078 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,c} = -2853.015 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = -4963.092 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = \max(M_{Ed,t}, M_{Ed,b}) = 64958.268 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,t} = 64958.268 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,b} = 59032.217 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Stress

Top Flange

Left	$y_1$	-600.000	mm	$z_1$	1264.646	mm	$\sigma_1$	169.401	MPa
	$y_2$	-12.500	mm	$z_2$	1264.646	mm	$\sigma_2$	171.898	MPa
Right	$y_1$	600.000	mm	$z_1$	1264.646	mm	$\sigma_1$	174.502	MPa
	$y_2$	12.500	mm	$z_2$	1264.646	mm	$\sigma_2$	172.005	MPa

Bottom Flange

Left	$y_1$	-550.000	mm	$z_1$	-1585.354	mm	$\sigma_1$	-201.361	MPa
	$y_2$	-12.500	mm	$z_2$	-1585.354	mm	$\sigma_2$	-199.075	MPa
Right	$y_1$	550.000	mm	$z_1$	-1585.354	mm	$\sigma_1$	-196.684	MPa
	$y_2$	12.500	mm	$z_2$	-1585.354	mm	$\sigma_2$	-198.969	MPa

Web

Right	y <sub>1</sub>	0.000	mm	z <sub>1</sub>	1174.646	mm	σ <sub>1</sub>	160.236	MPa
	y <sub>2</sub>	0.000	mm	z <sub>2</sub>	-1495.354	mm	σ <sub>2</sub>	-187.307	MPa

#### ■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	4
Bottom flange	1
Section	4

#### ■ Plastic resistance moment, M<sub>pl,Rd</sub>

Plastic NA = 2123.180 mm

$N_{slab} = 0.000 \text{ kN}$   
 $N_{rebar,t} = 8931.130 \text{ kN}$  (Upper side of PNA)  
 $N_{rebar,b} = 0.000 \text{ kN}$  (Lower side of PNA)  
 $N_{g,top} = 39839.792 \text{ kN}$  (Upper side of PNA)  
 $N_{g,bot} = 48770.922 \text{ kN}$  (Lower side of PNA)

$M_{pl,Rd} = 115832.227 \text{ kN} \cdot \text{m}$

#### ■ Calculation. V<sub>pl,Rd</sub>

Web

$V_{pl,Rd} = A_v \cdot (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0} = 15635.470 \text{ kN}$

$V_{Rd} = 15635.470 \text{ kN}$

$V_{Edi} = V_{Ed} / \text{Num. of Web} = -4963.092 \text{ kN}$

$V_{Edi} / V_{Rd} = 0.317 < 1.0$  ... OK

#### ■ Check Shear Resistance

$V_{Edi} / (V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}) = 0.317 < 1.0$  ... OK

#### ■ Interaction M-V

$\eta'_3 = 0.333 < 0.5$

There is no need to verify the interaction criterion

### 4 Resistance to Lateral Torsional Buckling

- Design load

Load combination name : SLU17

$N_{Ed} = 207.255 \text{ kN}$

$M_{Ed} = -64600.874 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$V_1 = -4109.528 \text{ kN}$

$V_2 = -4066.317 \text{ kN}$

$M_1 = -64600.874 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_2 = -59495.412 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_{pl,Rd} = 115832.227 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_{el,Rd} = 115125.985 \text{ kN} \cdot \text{m}$

- M<sub>b,Rd</sub> Buckling resistance moment

$L = 1.249 \text{ m}$

$c = C_d / I = 67840.822 \text{ kN/m}^2$



$$\begin{aligned}
\gamma &= c \cdot L^4 / (E \cdot I) = 0.079 \\
\mu &= V_2 / V_1 = 0.989 \\
\Phi &= 2 \cdot (1 - M_2/M_1) / (1 + \mu) = 0.079 \\
m_1 &= 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (3 + 2 \cdot \Phi) \cdot \gamma / (350 - 50 \cdot \mu) = 1.020 \\
m_2 &= 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (0.195 + (0.05 + \mu/100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5} = 1.076 \\
m &= \min(m_1, m_2) = 1.020 \\
\alpha_{LT} &= 0.760 \\
\lambda_{LT} &= 1.103 \cdot L/b \cdot \sqrt{f_y/E_m} \cdot \sqrt{(1 + A_{wc}/(3 \cdot A))} = 0.054 \\
\Phi_{LT} &= 0.5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2) = 0.446 \\
X_{LT} &= \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = 1
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{Rd} &= 115125.985 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
M_{b,Rd} &= X_{LT} \cdot M_{Rd} = 115125.985 \text{ kN} \cdot \text{m}
\end{aligned}$$

-  $N_{b,Rd}$  Axial buckling resistance

$$\begin{aligned}
X_{LT,N} &= 1.000 \\
N_{b,Rd} &= X_{LT} \cdot \text{Area} \cdot f_{yd} = 100270.257 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\text{Combined Ratio} = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = 0.563198964$$

## 6 Resistance to Longitudinal Shear

- Design load

Load combination name : SLU17

$$\begin{aligned}
N_{c,el} &= 0.000 \text{ kN} \\
N_{c,f} &= 0.000 \text{ kN} \\
M_{Ed} &= -59943.182 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
V_{Ed} &= -2853.015 \text{ kN} \\
M_{pl,Rd} &= 115832.227 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
M_{el,Rd} &= 115125.985 \text{ kN} \cdot \text{m}
\end{aligned}$$

- Shear resistance of a single connector

$$\begin{aligned}
P_{Rd,1} &= 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 109.478 \text{ kN} \\
P_{Rd,2} &= 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V = 122.492 \text{ kN} \\
P_{Rd} &= \min(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 109.478 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{where, } f_u &= 450.000 \text{ MPa} \\
\alpha &= 1 \quad \text{for } h_{sc}/d > 4 \\
\text{Num.} &= 3 \\
d &= 22.000 \text{ mm} \\
h_{sc} &= 150.000 \text{ mm} \\
\text{Space} &= 200.000 \text{ mm}
\end{aligned}$$

- Verification

$$\begin{aligned}
v_{L,Ed} &= V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 687.458 \text{ kN/m} \\
v_{L,Rd} &= P_{Rd} \cdot \text{Num.} / \text{Space} = 1642.173 \text{ kN/m} \\
v_{L,Ed} &< v_{L,Rd} \quad \dots \text{ OK}
\end{aligned}$$

## 8 Stress Limitation

- In the structural steel

Characteristic load combination name : CH9

$\sigma_{Ed,ser} = -245.378 \text{ MPa}$  (Top-right fiber in the flange)

$T_{Ed,ser} = 54.355 \text{ MPa}$  (Neutral axis in the web)

$\sigma_{Ed,ser} < f_y / \gamma_{M,ser}$   
-245.378 MPa < 335.000 MPa ... OK

$T_{Ed,ser} < f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser})$   
54.355 MPa < 204.959 MPa ... OK

$\sqrt{(\sigma_{Ed,ser}^2 + 3T_{Ed,ser}^2)} < f_y / \gamma_{M,ser}$   
262.819 MPa < 335.000 MPa ... OK

- In the concrete of the slab

Characteristic load combination name : CH0

$\sigma_c \leq k_1 f_{ck}$   
0.000 MPa < 21.000 MPa ... OK

- In the reinforcement

Load combination name : CH18

$\sigma_s \leq k_3 f_{yk}$   
72.232 MPa < 360.000 MPa ... OK

## 9 Longitudinal Shear for SLS(Serviceability limit state)

- Shear resistance of a single connector

Load combination name : CH17

$P_{Rd,1} = 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 109.478 \text{ kN}$

$P_{Rd,2} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{(f_{ck} \cdot E_{cm})} / \gamma_V = 122.492 \text{ kN}$

$P_{Rd} = \min(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 109.478 \text{ kN}$

$P_{Rd,ser} = k_s \cdot P_{Rd} = 65.687 \text{ kN}$

where,  $f_u = 450.000 \text{ MPa}$

$\alpha = 1$  for  $h_{sc}/d > 4$

Num. = 3

$d = 22.000 \text{ mm}$

$h_{sc} = 150.000 \text{ mm}$

Space = 200.000 mm

$k_s = 0.600$

- Verification

$V_{L,Ed} = V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 497.619 \text{ kN/m}$

$V_{L,Rd} = P_{Rd,ser} \cdot \text{Num.} / \text{Space} = 985.304 \text{ kN/m}$

$V_{L,Ed} < V_{L,Rd}$  ... OK

Element Number	77
Position Information	J

CONCIO F
----------

1 Design Condition

1.1 Design Parameters

■ Partial factors

$\gamma_C$ for concrete	1.50	$\gamma_V$ for headed sutd	1.25
$\gamma_S$ for reinforcing steel	1.15	$\gamma_{Fi}$ for equivalent constant Amplitude stress range	1.00
$\gamma_{M0}$ for structural steel	1.05	$\gamma_{Mf}$ for fatigue strength	1.00
$\gamma_{M1}$ for structural steel	1.10	$\gamma_{Mf,s}$ for fatigue strength of studs in shear	1.00

1.2 Material Information

■ Structural steel

$f_{sk}$

=

355.000 MPa

$E_s$

=

210000.000 MPa

■ Concrete

$f_{ck}$

=

35.000 MPa

$E_{cm}$

=

34000.000 MPa

■ Reinforcement

$f_{yk}$

=

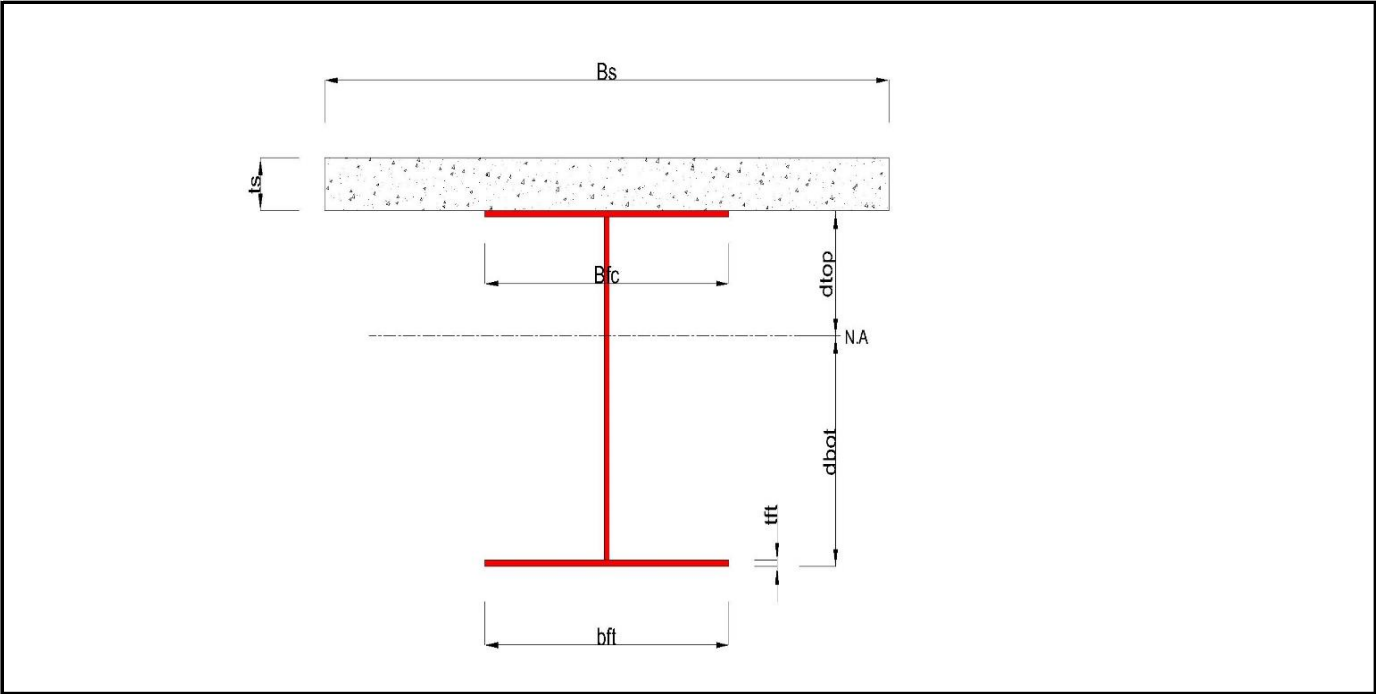
450.000 MPa

$E_r$

=

210000.000 MPa

1.3 Sectional Information



■ Section Dimensions

Slab

$B_c$	4750.000	mm	$t_c$	250.000	mm	$H_h$	0.000	mm
-------	----------	----	-------	---------	----	-------	-------	----

Girder

$H_w$	2690.000	mm	$B_1$	1200.000	mm	$B_2$	1100.000	mm
$t_w$	22.000	mm	$t_{f1}$	90.000	mm	$t_{f2}$	70.000	mm

■ Section Stiffness

Before

$A_{,a}$	244180.000	mm <sup>2</sup>
$I_{y,a}$	383217771868.308	mm <sup>4</sup>

After

$A_{,c}$	436877.321	mm <sup>2</sup>
$I_{y,c}$	589442773550.792	mm <sup>4</sup>

$I_{z,a}$	20726553593.333	mm <sup>4</sup>
$C_{y,a}$	600.000	mm
$C_{z,a}$	1594.622	mm

$I_{z,c}$	383037663154.345	mm <sup>4</sup>
$C_{y,c}$	600.000	mm
$C_{z,c}$	2203.477	mm

#### Crack

$A_c$	244180.000	mm <sup>2</sup>
$I_{y,c}$	383217771868.308	mm <sup>4</sup>
$I_{z,c}$	20726553593.333	mm <sup>4</sup>
$C_{y,c}$	600.000	mm
$C_{z,c}$	1594.622	mm

## 2 Bending Resistance

### 2.1 Positive Moment

#### ■ Design load

Load combination name : SLV18

$N_{a,Ed}$	67.775	kN
$N_{c,Ed}$	1367.180	kN
$M_{a,Ed}$	-11266.144	kN · m
$M_{c,Ed}$	3962.175	kN · m

#### - Stress

##### Top Flange

Left	$y_1$	-600.000	mm	$z_1$	646.523	mm	$\sigma_1$	35.767	MPa
	$y_2$	-11.000	mm	$z_2$	646.523	mm	$\sigma_2$	35.964	MPa
Right	$y_1$	600.000	mm	$z_1$	646.523	mm	$\sigma_1$	36.168	MPa
	$y_2$	11.000	mm	$z_2$	646.523	mm	$\sigma_2$	35.971	MPa

##### Bottom Flange

Left	$y_1$	-550.000	mm	$z_1$	-2203.477	mm	$\sigma_1$	-28.845	MPa
	$y_2$	-11.000	mm	$z_2$	-2203.477	mm	$\sigma_2$	-28.665	MPa
Right	$y_1$	550.000	mm	$z_1$	-2203.477	mm	$\sigma_1$	-28.478	MPa
	$y_2$	11.000	mm	$z_2$	-2203.477	mm	$\sigma_2$	-28.658	MPa

##### Web

Right	$y_1$	0.000	mm	$z_1$	556.523	mm	$\sigma_1$	33.927	MPa
	$y_2$	0.000	mm	$z_2$	-2133.477	mm	$\sigma_2$	-27.074	MPa

#### ■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	3
Bottom flange	2
Section	2

- Plastic resistance moment,  $M_{pl,Rd}$

Plastic NA = 2777.545 mm

Effective Plastic NA = 2777.545 mm

$N_{slab}$  = 23552.083 kN

$N_{g,top}$  = 27740.101 kN (Upper side of PNA)

$$N_{g,bot} = 51292.185 \text{ kN} \quad (\text{Lower side of PNA})$$

$$M_{pl,Rd} = 100351.989 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$x_{pl} = 322.455 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = \beta M_{pl,Rd} = 100351.989 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{here, } \beta = 1.000$$

$$M_{Rd} = 100351.989 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} = -7303.969 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots \text{OK}$$

## 2 Bending Resistance

### 2.2 Negative Moment

#### ■ Design load

Load combination name : SLU17

$N_{a,Ed}$	91.497	kN
$N_{c,Ed}$	319.778	kN
$M_{a,Ed}$	-15209.294	kN · m
$M_{c,Ed}$	-35599.456	kN · m

#### - Stress

##### Top Flange

Left	$y_1$	-600.000	mm	$z_1$	1255.378	mm	$\sigma_1$	166.487	MPa
	$y_2$	-11.000	mm	$z_2$	1255.378	mm	$\sigma_2$	168.098	MPa
Right	$y_1$	600.000	mm	$z_1$	1255.378	mm	$\sigma_1$	169.769	MPa
	$y_2$	11.000	mm	$z_2$	1255.378	mm	$\sigma_2$	168.158	MPa

##### Bottom Flange

Left	$y_1$	-550.000	mm	$z_1$	-1594.622	mm	$\sigma_1$	-211.242	MPa
	$y_2$	-11.000	mm	$z_2$	-1594.622	mm	$\sigma_2$	-209.768	MPa
Right	$y_1$	550.000	mm	$z_1$	-1594.622	mm	$\sigma_1$	-208.234	MPa
	$y_2$	11.000	mm	$z_2$	-1594.622	mm	$\sigma_2$	-209.708	MPa

#### Web

Right	$y_1$	0.000	mm	$z_1$	1165.378	mm	$\sigma_1$	156.195	MPa
	$y_2$	0.000	mm	$z_2$	-1524.622	mm	$\sigma_2$	-200.457	MPa

#### ■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	4
Bottom flange	2
Section	4

#### - Effective section

#### - Effective stiffness for $N_{Ed}$

##### Before

$A_{a,eff}$	244180.000	mm <sup>2</sup>
$I_{y,a,eff}$	383217771868.308	mm <sup>4</sup>
$I_{z,a,eff}$	20726553593.333	mm <sup>4</sup>
$C_{y,a,eff}$	600.000	mm
$C_{z,a,eff}$	1594.622	mm

##### After

$A_{c,eff}$	436877.321	mm <sup>2</sup>
$I_{y,c,eff}$	589442773550.792	mm <sup>4</sup>
$I_{z,c,eff}$	383037663154.345	mm <sup>4</sup>
$C_{y,c,eff}$	600.000	mm
$C_{z,c,eff}$	2203.477	mm

- Effective stiffness for  $M_{Ed}$

Before

$A_{a,eff}$	241054.350	mm <sup>2</sup>
$I_{y,a,eff}$	466491343795.040	mm <sup>4</sup>
$I_{z,a,eff}$	20726553593.333	mm <sup>4</sup>
$C_{y,a,eff}$	600.000	mm
$C_{z,a,eff}$	1325.237	mm

After

$A_{c,eff}$	241054.350	mm <sup>2</sup>
$I_{y,c,eff}$	466491343795.040	mm <sup>4</sup>
$I_{z,c,eff}$	20726553593.333	mm <sup>4</sup>
$C_{y,c,eff}$	600.000	mm
$C_{z,c,eff}$	1325.237	mm

- Added moment

$$\Delta M_{a,Ed} = N_{a,Ed} \cdot (C_{z,a} - C_{z,a,eff}) = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta M_{c,Ed} = N_{c,Ed} \cdot (C_{z,c} - C_{z,c,eff}) = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{a,top} &= [N_{a,Ed}/A_{a,eff} + (M_{a,Ed} + \Delta M_{a,Ed}) \cdot (z_{t,a}/I_{y,a,eff})] + [N_{c,Ed}/A_{c,eff} + (M_{c,Ed} + \Delta M_{c,Ed}) \cdot (z_{t,c}/I_{y,c,eff})] \\ &= 166.072 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{a,bot} &= [N_{a,Ed}/A_{a,eff} + (M_{a,Ed} + \Delta M_{a,Ed}) \cdot (z_{b,a}/I_{y,a,eff})] + [N_{c,Ed}/A_{c,eff} + (M_{c,Ed} + \Delta M_{c,Ed}) \cdot (z_{b,c}/I_{y,c,eff})] \\ &= -144.341 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$k = 2.315 : \text{the lowest factor such that a stress limit is reached.}$$

(Calculate minimum value between Steel Girder and Slab Reinforcement.)

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + \Delta M_{a,Ed} + k \cdot (M_{c,Ed} + \Delta M_{c,Ed}) = 97610.565 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = M_{el,Rd} = 97610.565 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = 97610.565 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} = -50808.750 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots \text{OK}$$

### 3 Resistance to Vertical Shear

■ Design load

Load combination name : SLU1

$$N_{Ed} = -486.704 \text{ kN}$$

$$M_{a,Ed} = -15209.294 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{c,Ed} = 4357.663 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed,a} = 2024.502 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,c} = 3291.892 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 5316.394 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = \max(M_{Ed,t}, M_{Ed,b}) = 193238.629 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,t} = 193238.629 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,b} = 24337.989 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Stress

Top Flange

Left	$y_1$	-600.000	mm	$z_1$	646.523	mm	$\sigma_1$	43.812	MPa
	$y_2$	-11.000	mm	$z_2$	646.523	mm	$\sigma_2$	44.296	MPa
Right	$y_1$	600.000	mm	$z_1$	646.523	mm	$\sigma_1$	44.798	MPa
	$y_2$	11.000	mm	$z_2$	646.523	mm	$\sigma_2$	44.314	MPa

Bottom Flange

Left	$y_1$	-550.000	mm	$z_1$	-2203.477	mm	$\sigma_1$	-48.189	MPa
	$y_2$	-11.000	mm	$z_2$	-2203.477	mm	$\sigma_2$	-47.746	MPa
Right	$y_1$	550.000	mm	$z_1$	-2203.477	mm	$\sigma_1$	-47.286	MPa
	$y_2$	11.000	mm	$z_2$	-2203.477	mm	$\sigma_2$	-47.728	MPa

Web

Right	y <sub>1</sub>	0.000	mm	z <sub>1</sub>	556.523	mm	σ <sub>1</sub>	41.398	MPa
	y <sub>2</sub>	0.000	mm	z <sub>2</sub>	-2133.477	mm	σ <sub>2</sub>	-45.477	MPa

#### ■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	4
Bottom flange	2
Section	4

#### ■ Plastic resistance moment, M<sub>pl,Rd</sub>

Plastic NA = 2777.545 mm

$N_{slab} = 23552.083 \text{ kN}$   
 $N_{rebar,t} = 0.000 \text{ kN}$  (Upper side of PNA)  
 $N_{rebar,b} = 0.000 \text{ kN}$  (Lower side of PNA)  
 $N_{g,top} = 27740.101 \text{ kN}$  (Upper side of PNA)  
 $N_{g,bot} = 51292.185 \text{ kN}$  (Lower side of PNA)

$M_{pl,Rd} = 100351.989 \text{ kN} \cdot \text{m}$

#### ■ Calculation. V<sub>pl,Rd</sub>

Web

$V_{pl,Rd} = A_v \cdot (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0} = 13862.279 \text{ kN}$

$V_{Rd} = 13862.279 \text{ kN}$

$V_{Edi} = V_{Ed} / \text{Num. of Web} = 5316.394 \text{ kN}$

$V_{Edi} / V_{Rd} = 0.384 < 1.0$  ... OK

#### ■ Check Shear Resistance

$V_{Edi} / (V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}) = 0.384 < 1.0$  ... OK

#### ■ Interaction M-V

$\eta'_3 = 0.402 < 0.5$

There is no need to verify the interaction criterion

### 4 Resistance to Lateral Torsional Buckling

- Design load

Load combination name : SLU17

$N_{Ed} = 411.275 \text{ kN}$

$M_{Ed} = -50808.750 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$V_1 = 3821.893 \text{ kN}$

$V_2 = 4007.194 \text{ kN}$

$M_1 = -50808.750 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_2 = -45926.572 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_{pl,Rd} = 91965.274 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_{el,Rd} = 97610.565 \text{ kN} \cdot \text{m}$

- M<sub>b,Rd</sub> Buckling resistance moment

$L = 1.226 \text{ m}$

$c = C_d / I = 47646.133 \text{ kN/m}^2$

$$\begin{aligned}
\gamma &= c \cdot L^4 / (E \cdot I) = 0.066 \\
\mu &= V_2 / V_1 = 0.954 \\
\Phi &= 2 \cdot (1 - M_2/M_1) / (1 + \mu) = 0.098 \\
m_1 &= 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (3 + 2 \cdot \Phi) \cdot \gamma / (350 - 50 \cdot \mu) = 1.027 \\
m_2 &= 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (0.195 + (0.05 + \mu/100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5} = 1.078 \\
m &= \min(m_1, m_2) = 1.027 \\
\alpha_{LT} &= 0.760 \\
\lambda_{LT} &= 1.103 \cdot L/b \cdot \sqrt{f_y/E_m} \cdot \sqrt{(1 + A_{wc}/(3 \cdot A))} = 0.053 \\
\Phi_{LT} &= 0.5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2) = 0.446 \\
X_{LT} &= \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = 1
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{Rd} &= 97610.565 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
M_{b,Rd} &= X_{LT} \cdot M_{Rd} = 97610.565 \text{ kN} \cdot \text{m}
\end{aligned}$$

-  $N_{b,Rd}$  Axial buckling resistance

$$\begin{aligned}
X_{LT,N} &= 1.000 \\
N_{b,Rd} &= X_{LT} \cdot \text{Area} \cdot f_{yd} = 82556.095 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\text{Combined Ratio} = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = 0.525506869$$

## 6 Resistance to Longitudinal Shear

- Design load

Load combination name : SLU1

$$\begin{aligned}
N_{c,el} &= -9790.115 \text{ kN} \\
N_{c,f} &= 23552.083 \text{ kN} \\
M_{Ed} &= -10851.631 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
V_{Ed} &= 3291.892 \text{ kN} \\
M_{pl,Rd} &= 100351.989 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
M_{el,Rd} &= 227810.565 \text{ kN} \cdot \text{m}
\end{aligned}$$

- Shear resistance of a single connector

$$\begin{aligned}
P_{Rd,1} &= 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 109.478 \text{ kN} \\
P_{Rd,2} &= 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V = 122.492 \text{ kN} \\
P_{Rd} &= \min(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 109.478 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{where, } f_u &= 450.000 \text{ MPa} \\
\alpha &= 1 \quad \text{for } h_{sc}/d > 4 \\
\text{Num.} &= 3 \\
d &= 22.000 \text{ mm} \\
h_{sc} &= 150.000 \text{ mm} \\
\text{Space} &= 200.000 \text{ mm}
\end{aligned}$$

- Verification

$$\begin{aligned}
V_{L,Ed} &= V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 828.411 \text{ kN/m} \\
V_{L,Rd} &= P_{Rd} \cdot \text{Num.} / \text{Space} = 1642.173 \text{ kN/m} \\
V_{L,Ed} &< V_{L,Rd} \quad \dots \text{ OK}
\end{aligned}$$

## 8 Stress Limitation

- In the structural steel



Characteristic load combination name : CH9

$$\sigma_{Ed,ser} = -220.706 \text{ MPa} \quad (\text{Top-right fiber in the flange})$$

$$T_{Ed,ser} = 66.816 \text{ MPa} \quad (\text{Neutral axis in the web})$$

$$\sigma_{Ed,ser} < f_y / \gamma_{M,ser}$$
$$-220.706 \text{ MPa} < 335.000 \text{ MPa} \quad \dots \text{ OK}$$

$$T_{Ed,ser} < f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser})$$
$$66.816 \text{ MPa} < 204.959 \text{ MPa} \quad \dots \text{ OK}$$

$$\sqrt{(\sigma_{Ed,ser})^2 + 3(T_{Ed,ser})^2} < f_y / \gamma_{M,ser}$$
$$249.208 \text{ MPa} < 335.000 \text{ MPa} \quad \dots \text{ OK}$$

- In the concrete of the slab

Characteristic load combination name : CH0

$$\sigma_c \leq k_1 f_{ck}$$
$$0.000 \text{ MPa} < 21.000 \text{ MPa} \quad \dots \text{ OK}$$

- In the reinforcement

Load combination name : CH0

$$\sigma_s \leq k_3 f_{yk}$$
$$0.000 \text{ MPa} < 360.000 \text{ MPa} \quad \dots \text{ OK}$$

## 9 Longitudinal Shear for SLS(Serviceability limit state)

- Shear resistance of a single connector

Load combination name : CH18

$$P_{Rd,1} = 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 109.478 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,2} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V = 122.492 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 109.478 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,ser} = k_s \cdot P_{Rd} = 65.687 \text{ kN}$$

$$\text{where, } f_u = 450.000 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1 \quad \text{for } h_{sc}/d > 4$$

$$\text{Num.} = 3$$

$$d = 22.000 \text{ mm}$$

$$h_{sc} = 150.000 \text{ mm}$$

$$\text{Space} = 200.000 \text{ mm}$$

$$k_s = 0.600$$

- Verification

$$V_{L,Ed} = V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 617.687 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Rd} = P_{Rd,ser} \cdot \text{Num.} / \text{Space} = 985.304 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Ed} < V_{L,Rd} \quad \dots \text{ OK}$$

Element Number	656
Position Information	I

CONCIO G
----------

1 Design Condition

1.1 Design Parameters

■ Partial factors

$\gamma_C$ for concrete	1.50	$\gamma_V$ for headed sutd	1.25
$\gamma_S$ for reinforcing steel	1.15	$\gamma_{Fi}$ for equivalent constant Amplitude stress range	1.00
$\gamma_{M0}$ for structural steel	1.05	$\gamma_{Mf}$ for fatigue strength	1.00
$\gamma_{M1}$ for structural steel	1.10	$\gamma_{Mf,s}$ for fatigue strength of studs in shear	1.00

1.2 Material Information

■ Structural steel

$f_{sk}$ 
=
355.000
MPa

$E_s$ 
=
210000.000
MPa

■ Concrete

$f_{ck}$ 
=
35.000
MPa

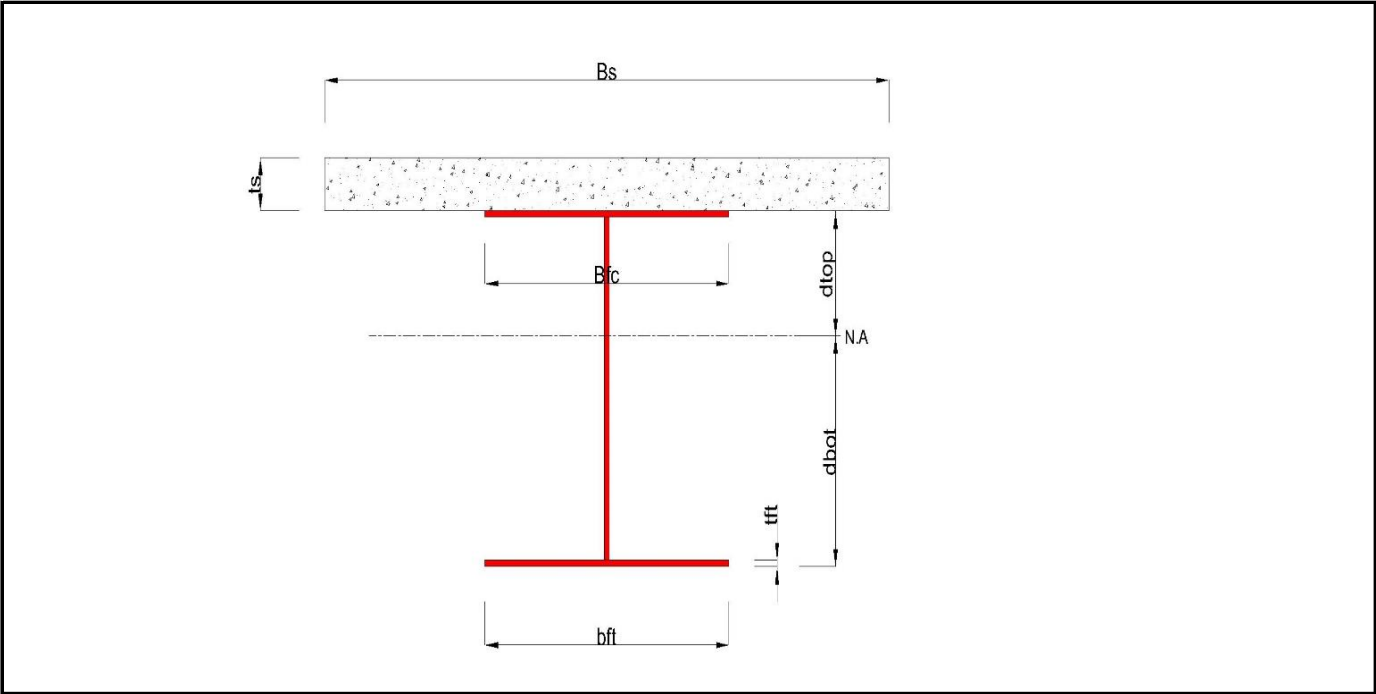
$E_{cm}$ 
=
34000.000
MPa

■ Reinforcement

$f_{yk}$ 
=
450.000
MPa

$E_r$ 
=
210000.000
MPa

1.3 Sectional Information



■ Section Dimensions

Slab

$B_c$	4750.000	mm	$t_c$	250.000	mm	$H_h$	0.000	mm
-------	----------	----	-------	---------	----	-------	-------	----

Girder

$H_w$	2670.000	mm	$B_1$	1200.000	mm	$B_2$	1100.000	mm
$t_w$	25.000	mm	$t_{f1}$	90.000	mm	$t_{f2}$	90.000	mm

■ Section Stiffness

Before

$A_{,a}$	273750.000	mm <sup>2</sup>
$I_{y,a}$	433441537551.370	mm <sup>4</sup>

After

$A_{,c}$	466447.321	mm <sup>2</sup>
$I_{y,c}$	690472727913.287	mm <sup>4</sup>

$I_{z,a}$	22945976562.500	mm <sup>4</sup>
$C_{y,a}$	600.000	mm
$C_{z,a}$	1470.370	mm

$I_{z,c}$	385257086123.512	mm <sup>4</sup>
$C_{y,c}$	600.000	mm
$C_{z,c}$	2091.958	mm

#### Crack

$A_c$	297842.000	mm <sup>2</sup>
$I_{y,c}$	482937963942.980	mm <sup>4</sup>
$I_{z,c}$	68157620400.951	mm <sup>4</sup>
$C_{y,c}$	600.000	mm
$C_{z,c}$	1591.225	mm

## 2 Bending Resistance

### 2.1 Positive Moment

#### ■ Design load

Load combination name : SLU12

$N_{a,Ed}$	77.988	kN
$N_{c,Ed}$	-889.212	kN
$M_{a,Ed}$	-27693.522	kN · m
$M_{c,Ed}$	6663.653	kN · m

#### - Stress

##### Top Flange

Left	$y_1$	-600.000	mm	$z_1$	758.042	mm	$\sigma_1$	78.057	MPa
	$y_2$	-12.500	mm	$z_2$	758.042	mm	$\sigma_2$	79.186	MPa
Right	$y_1$	600.000	mm	$z_1$	758.042	mm	$\sigma_1$	80.364	MPa
	$y_2$	12.500	mm	$z_2$	758.042	mm	$\sigma_2$	79.234	MPa

##### Bottom Flange

Left	$y_1$	-550.000	mm	$z_1$	-2091.958	mm	$\sigma_1$	-76.435	MPa
	$y_2$	-12.500	mm	$z_2$	-2091.958	mm	$\sigma_2$	-75.401	MPa
Right	$y_1$	550.000	mm	$z_1$	-2091.958	mm	$\sigma_1$	-74.320	MPa
	$y_2$	12.500	mm	$z_2$	-2091.958	mm	$\sigma_2$	-75.353	MPa

##### Web

Right	$y_1$	0.000	mm	$z_1$	668.042	mm	$\sigma_1$	74.329	MPa
	$y_2$	0.000	mm	$z_2$	-2001.958	mm	$\sigma_2$	-70.496	MPa

#### ■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	3
Bottom flange	1
Section	2

- Plastic resistance moment,  $M_{pl,Rd}$

Plastic NA = 2765.035 mm

Effective Plastic NA = 2765.035 mm

$N_{slab}$  = 23552.083 kN

$N_{g,top}$  = 32529.315 kN (Upper side of PNA)

$$N_{g,bot} = 56081.399 \text{ kN} \quad (\text{Lower side of PNA})$$

$$M_{pl,Rd} = 122487.866 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$x_{pl} = 334.965 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = \beta M_{pl,Rd} = 122487.866 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

here,  $\beta = 1.000$

$$M_{Rd} = 122487.866 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} = -21029.869 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots \text{OK}$$

## 2 Bending Resistance

### 2.2 Negative Moment

#### ■ Design load

Load combination name : SLU17

$N_{a,Ed}$	77.988	kN
$N_{c,Ed}$	-288.085	kN
$M_{a,Ed}$	-27693.522	kN · m
$M_{c,Ed}$	-44097.185	kN · m

#### - Stress

##### Top Flange

Left	$y_1$	-600.000	mm	$z_1$	1258.775	mm	$\sigma_1$	197.871	MPa
	$y_2$	-12.500	mm	$z_2$	1258.775	mm	$\sigma_2$	202.310	MPa
Right	$y_1$	600.000	mm	$z_1$	1258.775	mm	$\sigma_1$	206.938	MPa
	$y_2$	12.500	mm	$z_2$	1258.775	mm	$\sigma_2$	202.499	MPa

##### Bottom Flange

Left	$y_1$	-550.000	mm	$z_1$	-1591.225	mm	$\sigma_1$	-244.078	MPa
	$y_2$	-12.500	mm	$z_2$	-1591.225	mm	$\sigma_2$	-240.017	MPa
Right	$y_1$	550.000	mm	$z_1$	-1591.225	mm	$\sigma_1$	-235.767	MPa
	$y_2$	12.500	mm	$z_2$	-1591.225	mm	$\sigma_2$	-239.828	MPa

#### Web

Right	$y_1$	0.000	mm	$z_1$	1168.775	mm	$\sigma_1$	188.436	MPa
	$y_2$	0.000	mm	$z_2$	-1501.225	mm	$\sigma_2$	-225.954	MPa

#### ■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	4
Bottom flange	1
Section	4

#### - Effective section

#### - Effective stiffness for $N_{Ed}$

##### Before

$A_{a,eff}$	273750.000	mm <sup>2</sup>
$I_{y,a,eff}$	433441537551.370	mm <sup>4</sup>
$I_{z,a,eff}$	22945976562.500	mm <sup>4</sup>
$C_{y,a,eff}$	600.000	mm
$C_{z,a,eff}$	1470.370	mm

##### After

$A_{c,eff}$	260539.466	mm <sup>2</sup>
$I_{y,c,eff}$	424333730090.363	mm <sup>4</sup>
$I_{z,c,eff}$	385257086123.512	mm <sup>4</sup>
$C_{y,c,eff}$	600.000	mm
$C_{z,c,eff}$	1472.670	mm

- Effective stiffness for  $M_{Ed}$

Before

$A_{a,eff}$	277765.866	mm <sup>2</sup>
$I_{y,a,eff}$	525168334834.729	mm <sup>4</sup>
$I_{z,a,eff}$	22945976562.500	mm <sup>4</sup>
$C_{y,a,eff}$	600.000	mm
$C_{z,a,eff}$	1163.765	mm

After

$A_{c,eff}$	297384.995	mm <sup>2</sup>
$I_{y,c,eff}$	577167882054.897	mm <sup>4</sup>
$I_{z,c,eff}$	68157620400.951	mm <sup>4</sup>
$C_{y,c,eff}$	600.000	mm
$C_{z,c,eff}$	1331.955	mm

- Added moment

$$\Delta M_{a,Ed} = N_{a,Ed} \cdot (C_{z,a} - C_{z,a,eff}) = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta M_{c,Ed} = N_{c,Ed} \cdot (C_{z,c} - C_{z,c,eff}) = 34.154 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{a,top} &= [N_{a,Ed}/A_{a,eff} + (M_{a,Ed} + \Delta M_{a,Ed}) \cdot (z_{t,a}/I_{y,a,eff})] + [N_{c,Ed}/A_{c,eff} + (M_{c,Ed} + \Delta M_{c,Ed}) \cdot (z_{t,c}/I_{y,c,eff})] \\ &= 204.813 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{a,bot} &= [N_{a,Ed}/A_{a,eff} + (M_{a,Ed} + \Delta M_{a,Ed}) \cdot (z_{b,a}/I_{y,a,eff})] + [N_{c,Ed}/A_{c,eff} + (M_{c,Ed} + \Delta M_{c,Ed}) \cdot (z_{b,c}/I_{y,c,eff})] \\ &= -163.055 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$k = 1.985 : \text{the lowest factor such that a stress limit is reached.}$$

(Calculate minimum value between Steel Girder and Slab Reinforcement.)

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + \Delta M_{a,Ed} + k \cdot (M_{c,Ed} + \Delta M_{c,Ed}) = 115189.232 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = M_{el,Rd} = 115189.232 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = 115189.232 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} = -71790.707 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots \text{OK}$$

### 3 Resistance to Vertical Shear

■ Design load

Load combination name : SLU1

$$N_{Ed} = -946.618 \text{ kN}$$

$$M_{a,Ed} = -27693.522 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{c,Ed} = -14750.224 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed,a} = -2441.260 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,c} = -3668.505 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = -6109.765 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = \max(M_{Ed,t}, M_{Ed,b}) = 48445.665 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,t} = 48445.665 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,b} = 41230.402 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Stress

Top Flange

Left	$y_1$	-600.000	mm	$z_1$	1258.775	mm	$\sigma_1$	116.663	MPa
	$y_2$	-12.500	mm	$z_2$	1258.775	mm	$\sigma_2$	123.554	MPa
Right	$y_1$	600.000	mm	$z_1$	1258.775	mm	$\sigma_1$	130.738	MPa
	$y_2$	12.500	mm	$z_2$	1258.775	mm	$\sigma_2$	123.847	MPa

Bottom Flange

Left	$y_1$	-550.000	mm	$z_1$	-1591.225	mm	$\sigma_1$	-151.890	MPa
	$y_2$	-12.500	mm	$z_2$	-1591.225	mm	$\sigma_2$	-145.585	MPa
Right	$y_1$	550.000	mm	$z_1$	-1591.225	mm	$\sigma_1$	-138.987	MPa
	$y_2$	12.500	mm	$z_2$	-1591.225	mm	$\sigma_2$	-145.292	MPa

Web

Right	y <sub>1</sub>	0.000	mm	z <sub>1</sub>	1168.775	mm	σ <sub>1</sub>	115.201	MPa
	y <sub>2</sub>	0.000	mm	z <sub>2</sub>	-1501.225	mm	σ <sub>2</sub>	-136.940	MPa

#### ■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	4
Bottom flange	1
Section	4

#### ■ Plastic resistance moment, M<sub>pl,Rd</sub>

Plastic NA = 2152.531 mm

$N_{slab} = 0.000 \text{ kN}$   
 $N_{rebar,t} = 9427.304 \text{ kN}$  (Upper side of PNA)  
 $N_{rebar,b} = 0.000 \text{ kN}$  (Lower side of PNA)  
 $N_{g,top} = 39591.705 \text{ kN}$  (Upper side of PNA)  
 $N_{g,bot} = 49019.009 \text{ kN}$  (Lower side of PNA)

$M_{pl,Rd} = 116242.340 \text{ kN} \cdot \text{m}$

#### ■ Calculation. V<sub>pl,Rd</sub>

Web

$V_{pl,Rd} = A_v \cdot (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0} = 15635.470 \text{ kN}$

$V_{Rd} = 15635.470 \text{ kN}$

$V_{Edi} = V_{Ed} / \text{Num. of Web} = -6109.765 \text{ kN}$

$V_{Edi} / V_{Rd} = 0.391 < 1.0$  ... OK

#### ■ Check Shear Resistance

$V_{Edi} / (V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}) = 0.391 < 1.0$  ... OK

#### ■ Interaction M-V

$\eta'_3 = 0.409 < 0.5$

There is no need to verify the interaction criterion

### 4 Resistance to Lateral Torsional Buckling

- Design load

Load combination name : SLU17

$N_{Ed} = -210.096 \text{ kN}$

$M_{Ed} = -71790.707 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$V_1 = -5190.810 \text{ kN}$

$V_2 = -5069.162 \text{ kN}$

$M_1 = -71790.707 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_2 = -65265.875 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_{pl,Rd} = 116242.340 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_{el,Rd} = 115189.232 \text{ kN} \cdot \text{m}$

- M<sub>b,Rd</sub> Buckling resistance moment

$L = 1.275 \text{ m}$

$c = C_d / I = 66031.733 \text{ kN/m}^2$

$$\begin{aligned}
\gamma &= c \cdot L^4 / (E \cdot I) = 0.083 \\
\mu &= V_2 / V_1 = 0.977 \\
\Phi &= 2 \cdot (1 - M_2/M_1) / (1 + \mu) = 0.092 \\
m_1 &= 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (3 + 2 \cdot \Phi) \cdot \gamma / (350 - 50 \cdot \mu) = 1.025 \\
m_2 &= 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (0.195 + (0.05 + \mu/100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5} = 1.082 \\
m &= \min(m_1, m_2) = 1.025 \\
\alpha_{LT} &= 0.760 \\
\lambda_{LT} &= 1.103 \cdot L/b \cdot \sqrt{f_y/E_m} \cdot \sqrt{(1 + A_{wc}/(3 \cdot A))} = 0.055 \\
\Phi_{LT} &= 0.5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2) = 0.446 \\
X_{LT} &= \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)}} = 1
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{Rd} &= 115189.232 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
M_{b,Rd} &= X_{LT} \cdot M_{Rd} = 115189.232 \text{ kN} \cdot \text{m}
\end{aligned}$$

-  $N_{b,Rd}$  Axial buckling resistance

$$\begin{aligned}
X_{LT,N} &= 1.000 \\
N_{b,Rd} &= X_{LT} \cdot \text{Area} \cdot f_{yd} = 100698.962 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\text{Combined Ratio} = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = 0.625327856$$

## 6 Resistance to Longitudinal Shear

- Design load

Load combination name : SLU1

$$\begin{aligned}
N_{c,el} &= 0.000 \text{ kN} \\
N_{c,f} &= 0.000 \text{ kN} \\
M_{Ed} &= -42443.746 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
V_{Ed} &= -3668.505 \text{ kN} \\
M_{pl,Rd} &= 116242.340 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
M_{el,Rd} &= 115189.232 \text{ kN} \cdot \text{m}
\end{aligned}$$

- Shear resistance of a single connector

$$\begin{aligned}
P_{Rd,1} &= 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 109.478 \text{ kN} \\
P_{Rd,2} &= 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V = 122.492 \text{ kN} \\
P_{Rd} &= \min(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 109.478 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{where, } f_u &= 450.000 \text{ MPa} \\
\alpha &= 1 && \text{for } h_{sc}/d > 4 \\
\text{Num.} &= 3 \\
d &= 22.000 \text{ mm} \\
h_{sc} &= 150.000 \text{ mm} \\
\text{Space} &= 200.000 \text{ mm}
\end{aligned}$$

- Verification

$$\begin{aligned}
V_{L,Ed} &= V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 902.022 \text{ kN/m} \\
V_{L,Rd} &= P_{Rd} \cdot \text{Num.} / \text{Space} = 1642.173 \text{ kN/m} \\
V_{L,Ed} &< V_{L,Rd} \quad \dots \text{ OK}
\end{aligned}$$

## 8 Stress Limitation

- In the structural steel

Characteristic load combination name : CH9

$$\sigma_{Ed,ser} = -278.429 \text{ MPa} \quad (\text{Top-right fiber in the flange})$$

$$\tau_{Ed,ser} = 66.179 \text{ MPa} \quad (\text{Neutral axis in the web})$$

$$\begin{array}{llll} \sigma_{Ed,ser} & < & f_y / \gamma_{M,ser} & \\ -278.429 \text{ MPa} & < & 335.000 \text{ MPa} & \dots \text{ OK} \end{array}$$

$$\begin{array}{llll} \tau_{Ed,ser} & < & f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser}) & \\ 66.179 \text{ MPa} & < & 204.959 \text{ MPa} & \dots \text{ OK} \end{array}$$

$$\begin{array}{llll} \sqrt{(\sigma_{Ed,ser}^2 + 3\tau_{Ed,ser}^2)} & < & f_y / \gamma_{M,ser} & \\ 301.101 \text{ MPa} & < & 335.000 \text{ MPa} & \dots \text{ OK} \end{array}$$

- In the concrete of the slab

Characteristic load combination name : CH0

$$\begin{array}{llll} \sigma_c \leq k_1 f_{ck} & & & \\ 0.000 \text{ MPa} & < & 21.000 \text{ MPa} & \dots \text{ OK} \end{array}$$

- In the reinforcement

Load combination name : CH18

$$\begin{array}{llll} \sigma_s \leq k_3 f_{yk} & & & \\ 86.060 \text{ MPa} & < & 360.000 \text{ MPa} & \dots \text{ OK} \end{array}$$

## 9 Longitudinal Shear for SLS(Serviceability limit state)

- Shear resistance of a single connector

Load combination name : CH1

$$P_{Rd,1} = 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 109.478 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,2} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{(f_{ck} \cdot E_{cm})} / \gamma_V = 122.492 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 109.478 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,ser} = k_s \cdot P_{Rd} = 65.687 \text{ kN}$$

$$\text{where, } f_u = 450.000 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1 \quad \text{for } h_{sc}/d > 4$$

$$\text{Num.} = 3$$

$$d = 22.000 \text{ mm}$$

$$h_{sc} = 150.000 \text{ mm}$$

$$\text{Space} = 200.000 \text{ mm}$$

$$k_s = 0.600$$

- Verification

$$V_{L,Ed} = V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 641.533 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Rd} = P_{Rd,ser} \cdot \text{Num.} / \text{Space} = 985.304 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Ed} < V_{L,Rd} \quad \dots \text{ OK}$$



Element Number	684
Position Information	I

CONCIO C
----------

1 Design Condition

1.1 Design Parameters

■ Partial factors

$\gamma_C$ for concrete	1.50	$\gamma_V$ for headed sutd	1.25
$\gamma_S$ for reinforcing steel	1.15	$\gamma_{Fi}$ for equivalent constant Amplitude stress range	1.00
$\gamma_{M0}$ for structural steel	1.05	$\gamma_{Mf}$ for fatigue strength	1.00
$\gamma_{M1}$ for structural steel	1.10	$\gamma_{Mf,s}$ for fatigue strength of studs in shear	1.00

1.2 Material Information

■ Structural steel

$f_{sk}$ 
=
355.000
MPa

$E_s$ 
=
210000.000
MPa

■ Concrete

$f_{ck}$ 
=
35.000
MPa

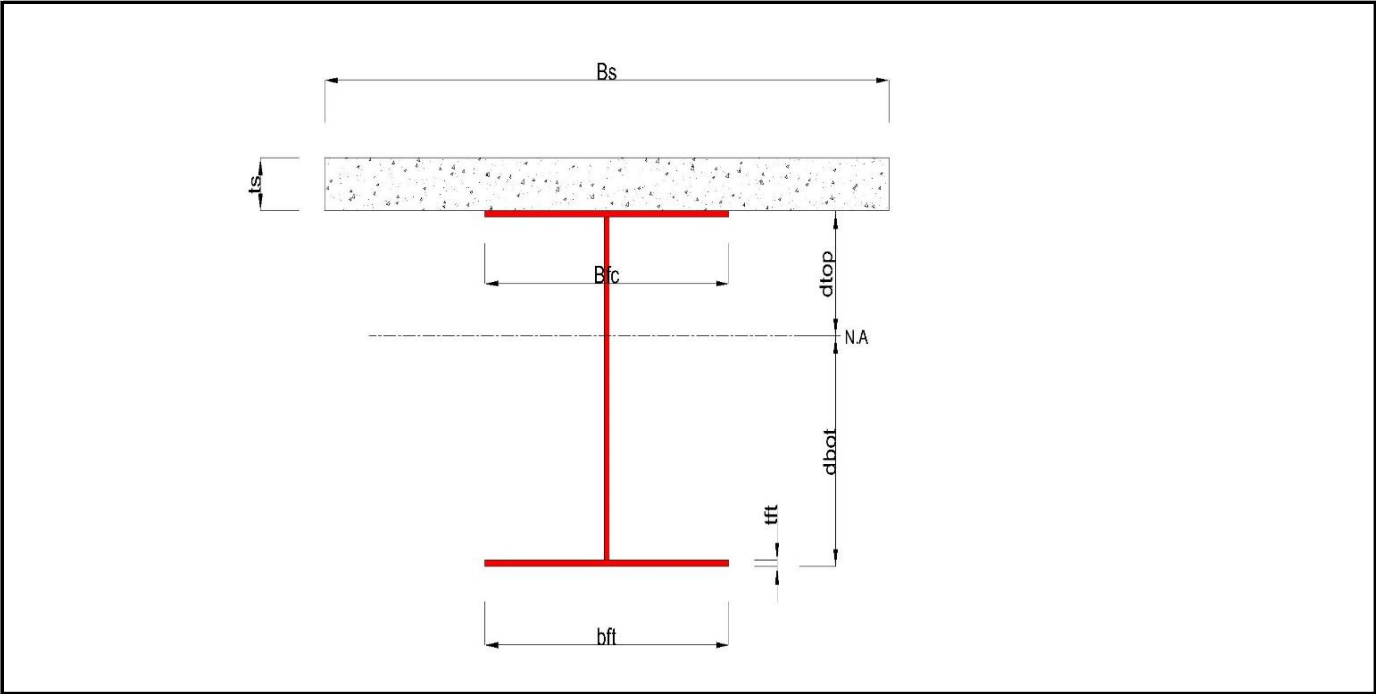
$E_{cm}$ 
=
34000.000
MPa

■ Reinforcement

$f_{yk}$ 
=
450.000
MPa

$E_r$ 
=
210000.000
MPa

1.3 Sectional Information



■ Section Dimensions

Slab

$B_c$	5450.000	mm	$t_c$	250.000	mm	$H_h$	0.000	mm
-------	----------	----	-------	---------	----	-------	-------	----

Girder

$H_w$	2745.000	mm	$B_1$	1200.000	mm	$B_2$	1100.000	mm
$t_w$	16.000	mm	$t_{f1}$	50.000	mm	$t_{f2}$	55.000	mm

■ Section Stiffness

Before

$A_{,a}$	164420.000	mm <sup>2</sup>
$I_{y,a}$	263361923307.389	mm <sup>4</sup>

After

$A_{,c}$	385514.821	mm <sup>2</sup>
$I_{y,c}$	491840073051.645	mm <sup>4</sup>

$I_{z,a}$	13301353626.667	mm <sup>4</sup>
$C_{y,a}$	600.000	mm
$C_{z,a}$	1422.330	mm

$I_{z,c}$	560557098083.512	mm <sup>4</sup>
$C_{y,c}$	600.000	mm
$C_{z,c}$	2312.795	mm

#### Crack

$A_{,c}$	192316.000	mm <sup>2</sup>
$I_{y,c}$	320157041476.986	mm <sup>4</sup>
$I_{z,c}$	83353304552.189	mm <sup>4</sup>
$C_{y,c}$	600.000	mm
$C_{z,c}$	1646.022	mm

## 2 Bending Resistance

### 2.1 Positive Moment

#### ■ Design load

Load combination name : SLU1

$N_{a,Ed}$	-8.711	kN
$N_{c,Ed}$	-1178.464	kN
$M_{a,Ed}$	11153.351	kN · m
$M_{c,Ed}$	45268.936	kN · m

#### - Stress

##### Top Flange

Left	$y_1$	-600.000	mm	$z_1$	537.205	mm	$\sigma_1$	-113.649	MPa
	$y_2$	-8.000	mm	$z_2$	537.205	mm	$\sigma_2$	-113.024	MPa
Right	$y_1$	600.000	mm	$z_1$	537.205	mm	$\sigma_1$	-112.382	MPa
	$y_2$	8.000	mm	$z_2$	537.205	mm	$\sigma_2$	-113.007	MPa

##### Bottom Flange

Left	$y_1$	-550.000	mm	$z_1$	-2312.795	mm	$\sigma_1$	269.414	MPa
	$y_2$	-8.000	mm	$z_2$	-2312.795	mm	$\sigma_2$	269.987	MPa
Right	$y_1$	550.000	mm	$z_1$	-2312.795	mm	$\sigma_1$	270.576	MPa
	$y_2$	8.000	mm	$z_2$	-2312.795	mm	$\sigma_2$	270.004	MPa

##### Web

Right	$y_1$	0.000	mm	$z_1$	487.205	mm	$\sigma_1$	-106.296	MPa
	$y_2$	0.000	mm	$z_2$	-2257.795	mm	$\sigma_2$	262.604	MPa

#### ■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	1
Bottom flange	1
Section	1

- Plastic resistance moment,  $M_{pl,Rd}$

Plastic NA = 2815.690 mm

$N_{slab}$  = 27022.917 kN

$N_{g,top}$  = 13135.732 kN (Upper side of PNA)

$N_{g,bot}$  = 40158.649 kN (Lower side of PNA)

$$\begin{aligned}
 M_{pl,Rd} &= 79009.628 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 x_{pl} &= 284.310 \text{ mm} \\
 M_{Rd} &= \beta M_{pl,Rd} = 79009.628 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 \text{here, } \beta &= 1.000
 \end{aligned}$$

$$M_{Rd} = 79009.628 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} = 56422.287 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots \text{OK}$$

## 2 Bending Resistance

### 2.2 Negative Moment

#### ■ Design load

Load combination name : SLU24

$N_{a,Ed}$	-6.452	kN
$N_{c,Ed}$	-1055.796	kN
$M_{a,Ed}$	8261.742	kN · m
$M_{c,Ed}$	-18923.783	kN · m

#### - Stress

##### Top Flange

Left	$y_1$	-600.000	mm	$z_1$	1203.978	mm	$\sigma_1$	27.909	MPa
	$y_2$	-8.000	mm	$z_2$	1203.978	mm	$\sigma_2$	20.943	MPa
Right	$y_1$	600.000	mm	$z_1$	1203.978	mm	$\sigma_1$	13.789	MPa
	$y_2$	8.000	mm	$z_2$	1203.978	mm	$\sigma_2$	20.755	MPa

##### Bottom Flange

Left	$y_1$	-550.000	mm	$z_1$	-1646.022	mm	$\sigma_1$	-51.731	MPa
	$y_2$	-8.000	mm	$z_2$	-1646.022	mm	$\sigma_2$	-58.109	MPa
Right	$y_1$	550.000	mm	$z_1$	-1646.022	mm	$\sigma_1$	-64.675	MPa
	$y_2$	8.000	mm	$z_2$	-1646.022	mm	$\sigma_2$	-58.297	MPa

##### Web

Right	$y_1$	0.000	mm	$z_1$	1153.978	mm	$\sigma_1$	19.462	MPa
	$y_2$	0.000	mm	$z_2$	-1591.022	mm	$\sigma_2$	-56.677	MPa

#### ■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	4
Bottom flange	3
Section	4

#### - Effective section

#### - Effective stiffness for $N_{Ed}$

##### Before

$A_{a,eff}$	131629.541	mm <sup>2</sup>
$I_{y,a,eff}$	251884016059.057	mm <sup>4</sup>
$I_{z,a,eff}$	13301353626.667	mm <sup>4</sup>
$C_{y,a,eff}$	600.000	mm
$C_{z,a,eff}$	1421.042	mm

##### After

$A_{c,eff}$	131629.541	mm <sup>2</sup>
$I_{y,c,eff}$	251884016059.057	mm <sup>4</sup>
$I_{z,c,eff}$	560557098083.512	mm <sup>4</sup>
$C_{y,c,eff}$	600.000	mm
$C_{z,c,eff}$	1421.042	mm

#### - Effective stiffness for $M_{Ed}$

Before

$A_{a,eff}$	155780.357	mm <sup>2</sup>
$I_{y,a,eff}$	265498641453.287	mm <sup>4</sup>
$I_{z,a,eff}$	13301353626.667	mm <sup>4</sup>
$C_{y,a,eff}$	600.000	mm
$C_{z,a,eff}$	1308.896	mm

After

$A_{c,eff}$	179666.017	mm <sup>2</sup>
$I_{y,c,eff}$	308740912842.905	mm <sup>4</sup>
$I_{z,c,eff}$	83353304552.189	mm <sup>4</sup>
$C_{y,c,eff}$	600.000	mm
$C_{z,c,eff}$	1701.404	mm

- Added moment

$$\Delta M_{a,Ed} = N_{a,Ed} \cdot (C_{z,a} - C_{z,a,eff}) = 0.008 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta M_{c,Ed} = N_{c,Ed} \cdot (C_{z,c} - C_{z,c,eff}) = 237.533 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{a,top} = [N_{a,Ed}/A_{a,eff} + (M_{a,Ed} + \Delta M_{a,Ed}) \cdot (z_{t,a}/I_{y,a,eff})] + [N_{c,Ed}/A_{c,eff} + (M_{c,Ed} + \Delta M_{c,Ed}) \cdot (z_{t,c}/I_{y,c,eff})]$$

$$= 21.562 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a,bot} = [N_{a,Ed}/A_{a,eff} + (M_{a,Ed} + \Delta M_{a,Ed}) \cdot (z_{b,a}/I_{y,a,eff})] + [N_{c,Ed}/A_{c,eff} + (M_{c,Ed} + \Delta M_{c,Ed}) \cdot (z_{b,c}/I_{y,c,eff})]$$

$$= -62.246 \text{ MPa}$$

$$k = 3.463 : \text{the lowest factor such that a stress limit is reached.}$$

(Calculate minimum value between Steel Girder and Slab Reinforcement.)

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + \Delta M_{a,Ed} + k \cdot (M_{c,Ed} + \Delta M_{c,Ed}) = 57024.392 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = M_{el,Rd} = 57024.392 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = 57024.392 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} = -10662.042 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots \text{OK}$$

### 3 Resistance to Vertical Shear

#### ■ Design load

Load combination name : SLU1

$$N_{Ed} = -1218.349 \text{ kN}$$

$$M_{a,Ed} = 11153.351 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{c,Ed} = 39503.742 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed,a} = 386.913 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,c} = 1355.342 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 1742.254 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = \max(M_{Ed,t}, M_{Ed,b}) = 94859.624 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,t} = 94859.624 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,b} = 52313.464 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Stress

Top Flange

Left	$y_1$	-600.000	mm	$z_1$	537.205	mm	$\sigma_1$	-107.449	MPa
	$y_2$	-8.000	mm	$z_2$	537.205	mm	$\sigma_2$	-106.831	MPa
Right	$y_1$	600.000	mm	$z_1$	537.205	mm	$\sigma_1$	-106.196	MPa
	$y_2$	8.000	mm	$z_2$	537.205	mm	$\sigma_2$	-106.814	MPa

Bottom Flange

Left	$y_1$	-550.000	mm	$z_1$	-2312.795	mm	$\sigma_1$	242.208	MPa
	$y_2$	-8.000	mm	$z_2$	-2312.795	mm	$\sigma_2$	242.774	MPa
Right	$y_1$	550.000	mm	$z_1$	-2312.795	mm	$\sigma_1$	243.356	MPa
	$y_2$	8.000	mm	$z_2$	-2312.795	mm	$\sigma_2$	242.790	MPa

Web

Right	$y_1$	0.000	mm	$z_1$	487.205	mm	$\sigma_1$	-100.689	MPa
-------	-------	-------	----	-------	---------	----	------------	----------	-----

Right	$y_2$	0.000	mm	$z_2$	-2257.795	mm	$\sigma_2$	236.035	MPa
-------	-------	-------	----	-------	-----------	----	------------	---------	-----

#### ■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	1
Bottom flange	1
Section	1

#### ■ Plastic resistance moment, $M_{pl,Rd}$

Plastic NA = 2815.690 mm

$N_{slab} = 27022.917$  kN  
 $N_{rebar,t} = 0.000$  kN (Upper side of PNA)  
 $N_{rebar,b} = 0.000$  kN (Lower side of PNA)  
 $N_{g,top} = 13135.732$  kN (Upper side of PNA)  
 $N_{g,bot} = 40158.649$  kN (Lower side of PNA)

$M_{pl,Rd} = 79009.628$  kN · m

#### ■ Calculation. $V_{bw,Rd}$

Web

##### ■ Contribution from the web

$\lambda_w = h_w / (37.4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_1}) = 1.435$

$X_w = 1.37 / (0.7 + \lambda_w) = 0.642 \quad \lambda_w \geq 1.08$

$V_{bw,Rd} = \frac{X_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 5252.174$  kN

$V_{Rd} = 5252.174$  kN

$V_{Edi} = V_{Ed} / \text{Num. of Web} = 1742.254$  kN

$\eta'_3 = V_{Edi} / V_{bw,Rd} = 0.332 \leq 1.0$

##### ■ Contribution from the flange

$M_{f,Rd0} = 58252.212$  kN · m

$M_{f,Rd0}$  is calculated as  $M_{pl,Rd}$  but neglecting the web contribution.

Reduction factor for  $N_{Ed} = 1 - \frac{N_{Ed}}{(A_{f1} + A_{f2}) \cdot f_{yf} / \gamma_{M0}} = 0.968$

$M_{f,Rd} = \text{Reduction factor for } N_{Ed} \cdot M_{f,Rd0} = 56406.169$  kN · m

$V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{c \cdot \gamma_{M1}} \left( 1 - \left( \frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 0.000$  kN

where,  $M_{f,Rd} = 56406.169$  kN · m

$M_{Ed} = 94859.624$  kN · m (Taken as the greatest value of  $(\sum \sigma_i)W$ )

$c = a \cdot \left( 0.25 + \frac{1.6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}} \right) = 539.196$

#### ■ Check Shear Resistance

$V_{Edi} / (V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}) = 0.332 < 1.0$

... OK

## ■ Interaction M-V

For the section class 1 or 2, M-V interaction should be checked separately by the user.

### 4 Resistance to Lateral Torsional Buckling

- Design load

Load combination name : SLU1

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= -1187.174 \text{ kN} \\ M_{Ed} &= 56422.287 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ V_1 &= 1378.255 \text{ kN} \\ V_2 &= 775.085 \text{ kN} \\ M_1 &= 56422.287 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_2 &= 55063.154 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{pl,Rd} &= 79009.628 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{el,Rd} &= 66192.455 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

-  $M_{b,Rd}$  Buckling resistance moment

$$\begin{aligned} L &= 1.235 \text{ m} \\ c &= C_d / I = 11959.733 \text{ kN/m}^2 \\ \gamma &= c \cdot L^4 / (E \cdot I) = 0.022 \\ \mu &= V_2 / V_1 = 0.562 \\ \Phi &= 2 \cdot (1 - M_2 / M_1) / (1 + \mu) = 0.031 \\ m_1 &= 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (3 + 2 \cdot \Phi) \cdot \gamma / (350 - 50 \cdot \mu) = 1.004 \\ m_2 &= 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (0.195 + (0.05 + \mu / 100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5} = 1.033 \\ m &= \min(m_1, m_2) = 1.004 \\ \alpha_{LT} &= 0.760 \\ \lambda_{LT} &= 1.103 \cdot L / b \cdot \sqrt{(f_y / E_m)} \cdot \sqrt{(1 + A_{wc} / (3 \cdot A))} = 0.048 \\ \Phi_{LT} &= 0.5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2) = 0.443 \\ X_{LT} &= \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)}} = 1 \\ M_{Rd} &= 79009.628 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{b,Rd} &= X_{LT} \cdot M_{Rd} = 79009.628 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

-  $N_{b,Rd}$  Axial buckling resistance

$$\begin{aligned} X_{LT,N} &= 1.000 \\ N_{b,Rd} &= X_{LT} \cdot A \cdot f_{yd} = 130340.725 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Combined Ratio} = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = 0.723227372$$

### 6 Resistance to Longitudinal Shear

- Design load

Load combination name : SLU1

$$\begin{aligned} N_{c,el} &= 16346.930 \text{ kN} \\ N_{c,f} &= 27022.917 \text{ kN} \\ M_{Ed} &= 50657.093 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ V_{Ed} &= 1355.342 \text{ kN} \\ M_{pl,Rd} &= 79009.628 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{el,Rd} &= 66192.455 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- Shear resistance of a single connector

$$P_{Rd,1} = 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 109.478 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,2} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V = 122.492 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 109.478 \text{ kN}$$

$$\text{where, } f_u = 450.000 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1 \quad \text{for } h_{sc}/d > 4$$

$$\text{Num.} = 3$$

$$d = 22.000 \text{ mm}$$

$$h_{sc} = 150.000 \text{ mm}$$

$$\text{Space} = 200.000 \text{ mm}$$

- Verification

$$V_{L,Ed} = V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 402.544 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Rd} = P_{Rd} \cdot \text{Num.} / \text{Space} = 1642.173 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Ed} < V_{L,Rd} \quad \dots \text{ OK}$$

## 8 Stress Limitation

- In the structural steel

Characteristic load combination name : CH1

$$\sigma_{Ed,ser} = -194.781 \text{ MPa} \quad (\text{Bottom-right fiber in the flange})$$

$$\tau_{Ed,ser} = 29.134 \text{ MPa} \quad (\text{Neutral axis in the web})$$

$$\begin{array}{lll} \sigma_{Ed,ser} & < & f_y / \gamma_{M,ser} \\ -194.781 \text{ MPa} & < & 335.000 \text{ MPa} \quad \dots \text{ OK} \end{array}$$

$$\begin{array}{lll} \tau_{Ed,ser} & < & f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser}) \\ 29.134 \text{ MPa} & < & 204.959 \text{ MPa} \quad \dots \text{ OK} \end{array}$$

$$\begin{array}{lll} \sqrt{(\sigma_{Ed,ser}^2 + 3\tau_{Ed,ser}^2)} & < & f_y / \gamma_{M,ser} \\ 201.211 \text{ MPa} & < & 335.000 \text{ MPa} \quad \dots \text{ OK} \end{array}$$

- In the concrete of the slab

Characteristic load combination name : CH1

$$\begin{array}{lll} \sigma_c \leq k_1 f_{ck} & & \\ 6.545 \text{ MPa} & < & 21.000 \text{ MPa} \quad \dots \text{ OK} \end{array}$$

- In the reinforcement

Load combination name : CH18

$$\sigma_s \leq k_3 f_{yk}$$

$$-30.624 \text{ MPa}$$

Rebar is under compression. No need to check.

## 9 Longitudinal Shear for SLS(Serviceability limit state)

- Shear resistance of a single connector

Load combination name : CH18

$$P_{Rd,1} = 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 109.478 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,2} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V = 122.492 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 109.478 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,ser} = k_s \cdot P_{Rd} = 65.687 \text{ kN}$$

where,  $f_u = 450.000 \text{ MPa}$

$\alpha = 1$

for  $h_{sc}/d > 4$

Num. = 3

$d = 22.000 \text{ mm}$

$h_{sc} = 150.000 \text{ mm}$

Space = 200.000 mm

$k_s = 0.600$

#### - Verification

$V_{L,Ed} = V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 294.914 \text{ kN/m}$

$V_{L,Rd} = P_{Rd,ser} \cdot \text{Num.} / \text{Space} = 985.304 \text{ kN/m}$

$V_{L,Ed} < V_{L,Rd} \quad \dots \text{ OK}$



## **ALLEGATO DI CALCOLO TRAVERSI**

Element Number	3188
Position Information	I

TRAVERSO T1
-------------

1 Design Condition

1.1 Design Parameters

■ Partial factors

$\gamma_C$ for concrete	1.50	$\gamma_V$ for headed sutd	1.25
$\gamma_S$ for reinforcing steel	1.15	$\gamma_{Fi}$ for equivalent constant Amplitude stress range	1.00
$\gamma_{M0}$ for structural steel	1.05	$\gamma_{Mf}$ for fatigue strength	1.00
$\gamma_{M1}$ for structural steel	1.10	$\gamma_{Mf,s}$ for fatigue strength of studs in shear	1.00

1.2 Material Information

■ Structural steel

$f_{sk}$ 
=
355.000
MPa

$E_s$ 
=
210000.000
MPa

■ Concrete

$f_{ck}$ 
=
35.000
MPa

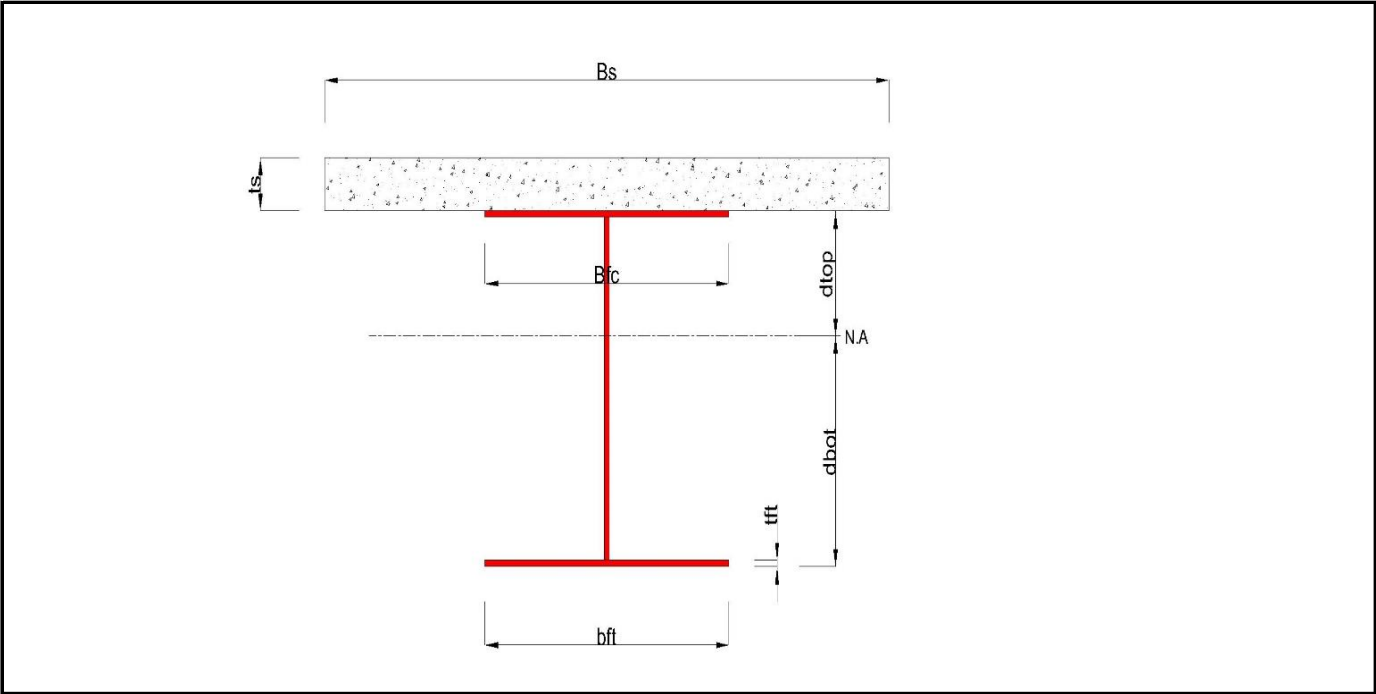
$E_{cm}$ 
=
34000.000
MPa

■ Reinforcement

$f_{yk}$ 
=
450.000
MPa

$E_r$ 
=
210000.000
MPa

1.3 Sectional Information



■ Section Dimensions

Slab

$B_c$	1250.000	mm	$t_c$	250.000	mm	$H_h$	0.000	mm
-------	----------	----	-------	---------	----	-------	-------	----

Girder

$H_w$	750.000	mm	$B_1$	400.000	mm	$B_2$	400.000	mm
$t_w$	16.000	mm	$t_{f1}$	25.000	mm	$t_{f2}$	25.000	mm

■ Section Stiffness

Before

$A_{,a}$	32000.000	mm <sup>2</sup>
$I_{y,a}$	3566666666.667	mm <sup>4</sup>

After

$A_{,c}$	82709.821	mm <sup>2</sup>
$I_{y,c}$	9238368164.708	mm <sup>4</sup>

$I_{z,a}$	266922666.667	mm <sup>4</sup>
$C_{y,a}$	200.000	mm
$C_{z,a}$	400.000	mm

$I_{z,c}$	6869763998.512	mm <sup>4</sup>
$C_{y,c}$	200.000	mm
$C_{z,c}$	721.880	mm

#### Crack

$A_c$	36422.000	mm <sup>2</sup>
$I_{y,c}$	4660499428.017	mm <sup>4</sup>
$I_{z,c}$	906924376.466	mm <sup>4</sup>
$C_{y,c}$	200.000	mm
$C_{z,c}$	463.740	mm

## 2 Bending Resistance

### 2.1 Positive Moment

#### ■ Design load

Load combination name : SLU12

$N_{a,Ed}$	-6.560	kN
$N_{c,Ed}$	-89.188	kN
$M_{a,Ed}$	-162.899	kN · m
$M_{c,Ed}$	2.494	kN · m

#### - Stress

##### Top Flange

Left	$y_1$	-200.000	mm	$z_1$	78.120	mm	$\sigma_1$	32.343	MPa
	$y_2$	-8.000	mm	$z_2$	78.120	mm	$\sigma_2$	17.580	MPa
Right	$y_1$	200.000	mm	$z_1$	78.120	mm	$\sigma_1$	1.586	MPa
	$y_2$	8.000	mm	$z_2$	78.120	mm	$\sigma_2$	16.349	MPa

##### Bottom Flange

Left	$y_1$	-200.000	mm	$z_1$	-721.880	mm	$\sigma_1$	-3.979	MPa
	$y_2$	-8.000	mm	$z_2$	-721.880	mm	$\sigma_2$	-18.742	MPa
Right	$y_1$	200.000	mm	$z_1$	-721.880	mm	$\sigma_1$	-34.736	MPa
	$y_2$	8.000	mm	$z_2$	-721.880	mm	$\sigma_2$	-19.973	MPa

##### Web

Right	$y_1$	0.000	mm	$z_1$	53.120	mm	$\sigma_1$	15.830	MPa
	$y_2$	0.000	mm	$z_2$	-696.880	mm	$\sigma_2$	-18.222	MPa

#### ■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	3
Bottom flange	2
Section	2

- Plastic resistance moment,  $M_{pl,Rd}$

Plastic NA = 782.915 mm

Effective Plastic NA = 782.915 mm

$N_{slab}$  = 6197.917 kN

$N_{g,top}$  = 2310.565 kN (Upper side of PNA)

$$N_{g,bot} = 8508.482 \text{ kN} \quad (\text{Lower side of PNA})$$

$$M_{pl,Rd} = 5062.882 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$x_{pl} = 267.085 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = \beta M_{pl,Rd} = 5062.882 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

here,  $\beta = 1.000$

$$M_{Rd} = 5062.882 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} = -160.405 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots \text{OK}$$

## 2 Bending Resistance

### 2.2 Negative Moment

#### ■ Design load

Load combination name : SLU11

$N_{a,Ed}$	-6.560	kN
$N_{c,Ed}$	144.685	kN
$M_{a,Ed}$	-162.899	kN · m
$M_{c,Ed}$	-491.894	kN · m

#### - Stress

##### Top Flange

Left	$y_1$	-200.000	mm	$z_1$	336.260	mm	$\sigma_1$	89.792	MPa
	$y_2$	-8.000	mm	$z_2$	336.260	mm	$\sigma_2$	58.818	MPa
Right	$y_1$	200.000	mm	$z_1$	336.260	mm	$\sigma_1$	25.262	MPa
	$y_2$	8.000	mm	$z_2$	336.260	mm	$\sigma_2$	56.237	MPa

##### Bottom Flange

Left	$y_1$	-200.000	mm	$z_1$	-463.740	mm	$\sigma_1$	-31.182	MPa
	$y_2$	-8.000	mm	$z_2$	-463.740	mm	$\sigma_2$	-62.157	MPa
Right	$y_1$	200.000	mm	$z_1$	-463.740	mm	$\sigma_1$	-95.712	MPa
	$y_2$	8.000	mm	$z_2$	-463.740	mm	$\sigma_2$	-64.738	MPa

##### Web

Right	$y_1$	0.000	mm	$z_1$	311.260	mm	$\sigma_1$	53.747	MPa
	$y_2$	0.000	mm	$z_2$	-438.740	mm	$\sigma_2$	-59.667	MPa

#### ■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	3
Bottom flange	2
Section	2

#### - Plastic resistance moment, $M_{pl,Rd}$

$$\text{Plastic NA} = 559.935 \text{ mm}$$

$$\text{Effective Plastic NA} = 770.983 \text{ mm}$$

$$N_{slab} = 0.000 \text{ kN}$$

$$N_{rebar,t} = 1730.348 \text{ kN} \quad (\text{Upper side of PNA})$$

$$N_{rebar,b} = 0.000 \text{ kN} \quad (\text{Lower side of PNA})$$

$$N_{g,top} = 3402.682 \text{ kN} \quad (\text{Upper side of PNA})$$

$$N_{g,bot} = 6197.770 \text{ kN} \quad (\text{Lower side of PNA})$$

$$M_{pl,Rd} = 3943.092 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = M_{pl,Rd} = 3943.092 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = 3943.092 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} = -654.793 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots \text{OK}$$

### 3 Resistance to Vertical Shear

#### ■ Design load

Load combination name : SLU11

$$N_{Ed} = 137.042 \text{ kN}$$

$$M_{a,Ed} = -162.899 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{c,Ed} = -486.697 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed,a} = -107.791 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,c} = -476.388 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = -584.179 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = \max(M_{Ed,t}, M_{Ed,b}) = 739.902 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,t} = 739.902 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,b} = 670.297 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

#### - Stress

##### Top Flange

Left	y <sub>1</sub>	-200.000	mm	z <sub>1</sub>	336.260	mm	σ <sub>1</sub>	85.774	MPa
	y <sub>2</sub>	-8.000	mm	z <sub>2</sub>	336.260	mm	σ <sub>2</sub>	58.096	MPa
Right	y <sub>1</sub>	200.000	mm	z <sub>1</sub>	336.260	mm	σ <sub>1</sub>	28.110	MPa
	y <sub>2</sub>	8.000	mm	z <sub>2</sub>	336.260	mm	σ <sub>2</sub>	55.789	MPa

##### Bottom Flange

Left	y <sub>1</sub>	-200.000	mm	z <sub>1</sub>	-463.740	mm	σ <sub>1</sub>	-34.308	MPa
	y <sub>2</sub>	-8.000	mm	z <sub>2</sub>	-463.740	mm	σ <sub>2</sub>	-61.987	MPa
Right	y <sub>1</sub>	200.000	mm	z <sub>1</sub>	-463.740	mm	σ <sub>1</sub>	-91.972	MPa
	y <sub>2</sub>	8.000	mm	z <sub>2</sub>	-463.740	mm	σ <sub>2</sub>	-64.293	MPa

##### Web

Right	y <sub>1</sub>	0.000	mm	z <sub>1</sub>	311.260	mm	σ <sub>1</sub>	53.190	MPa
	y <sub>2</sub>	0.000	mm	z <sub>2</sub>	-438.740	mm	σ <sub>2</sub>	-59.387	MPa

#### ■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	3
Bottom flange	2
Section	2

#### ■ Plastic resistance moment, $M_{pl,Rd}$

$$\text{Plastic NA} = 559.935 \text{ mm}$$

$$N_{slab} = 0.000 \text{ kN}$$

$$N_{rebar,t} = 1730.348 \text{ kN} \quad (\text{Upper side of PNA})$$

$$N_{rebar,b} = 0.000 \text{ kN} \quad (\text{Lower side of PNA})$$

$$N_{g,top} = 3402.682 \text{ kN} \quad (\text{Upper side of PNA})$$

$$N_{g,bot} = 6197.770 \text{ kN} \quad (\text{Lower side of PNA})$$

$$M_{pl,Rd} = 4151.014 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

#### ■ Calculation. $V_{bw,Rd}$

Web

#### ■ Contribution from the web

$$\lambda_w = h_w / (86.4 \cdot t \cdot \varepsilon) = 0.667$$

$$X_w = \eta = 1.200 \quad \lambda_w < 0.83/\eta$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{X_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 2683.104 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 2683.104 \text{ kN}$$

$$V_{Edi} = V_{Ed} / \text{Num. of Web} = -584.179 \text{ kN}$$

$$\eta'_3 = V_{Edi} / V_{bw,Rd} = 0.218 \leq 1.0$$

#### ■ Contribution from the flange

$$M_{f,Rd} = 2874.256 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$M_{f,Rd}$  is calculated as  $M_{pl,Rd}$  but neglecting the web contribution.

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{c \cdot \gamma_{M1}} \left( 1 - \left( \frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 0.000 \text{ kN}$$

$$\text{where, } M_{f,Rd} = 2874.256 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed} = 739.902 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{Taken as the greatest value of } (\sum \sigma_i)W)$$

$$c = a \cdot \left( 0.25 + \frac{1.6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}} \right) = 0.000$$

#### ■ Check Shear Resistance

$$V_{Edi} / (V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}) = 0.218 < 1.0 \quad \dots \text{ OK}$$

#### ■ Interaction M-V

For the section class 1 or 2, M-V interaction should be checked separately by the user.

## 4 Resistance to Lateral Torsional Buckling

- Design load

Load combination name : SLU11

$$N_{Ed} = 138.125 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = -654.793 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_1 = -584.094 \text{ kN}$$

$$V_2 = -550.967 \text{ kN}$$

$$M_1 = -654.793 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = -313.673 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pl,Rd} = 3943.092 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{el,Rd} = 3377.089 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

-  $M_{b,Rd}$  Buckling resistance moment

$$L = 0.600 \text{ m}$$

$$c = C_d / I = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma = c \cdot L^4 / (E \cdot I) = 0.000$$

$$\begin{aligned}
\mu &= V_2 / V_1 = 0.943 \\
\Phi &= 2 \cdot (1 - M_2/M_1) / (1 + \mu) = 0.536 \\
m_1 &= 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (3 + 2 \cdot \Phi) \cdot \gamma / (350 - 50 \cdot \mu) = 1.336 \\
m_2 &= 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (0.195 + (0.05 + \mu/100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5} = 1.336 \\
m &= \min(m_1, m_2) = 1.336 \\
\alpha_{LT} &= 0.490 \\
\lambda_{LT} &= 1.103 \cdot L/b \cdot \sqrt{f_y/E_m} \cdot \sqrt{(1 + A_{wc}/(3 \cdot A))} = 0.065 \\
\Phi_{LT} &= 0.5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2) = 0.469 \\
X_{LT} &= \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)}} = 1
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{Rd} &= 3943.092 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
M_{b,Rd} &= X_{LT} \cdot M_{Rd} = 3943.092 \text{ kN} \cdot \text{m}
\end{aligned}$$

-  $N_{b,Rd}$  Axial buckling resistance

$$\begin{aligned}
X_{LT,N} &= 1.000 \\
N_{b,Rd} &= X_{LT} \cdot \text{Area} \cdot f_{yd} = 12314.105 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\text{Combined Ratio} = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = 0.177277544$$

## 6 Resistance to Longitudinal Shear

- Design load

Load combination name : SLU11

$$\begin{aligned}
N_{c,el} &= 0.000 \text{ kN} \\
N_{c,f} &= 0.000 \text{ kN} \\
M_{Ed} &= -649.596 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
V_{Ed} &= -476.388 \text{ kN} \\
M_{pl,Rd} &= 3943.092 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
M_{el,Rd} &= 3377.089 \text{ kN} \cdot \text{m}
\end{aligned}$$

- Shear resistance of a single connector

$$\begin{aligned}
P_{Rd,1} &= 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 109.478 \text{ kN} \\
P_{Rd,2} &= 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V = 122.492 \text{ kN} \\
P_{Rd} &= \min(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 109.478 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{where, } f_u &= 450.000 \text{ MPa} \\
\alpha &= 1 \quad \text{for } h_{sc}/d > 4 \\
\text{Num.} &= 3 \\
d &= 22.000 \text{ mm} \\
h_{sc} &= 150.000 \text{ mm} \\
\text{Space} &= 200.000 \text{ mm}
\end{aligned}$$

- Verification

$$\begin{aligned}
V_{L,Ed} &= V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 529.941 \text{ kN/m} \\
V_{L,Rd} &= P_{Rd} \cdot \text{Num.} / \text{Space} = 1642.173 \text{ kN/m} \\
V_{L,Ed} &< V_{L,Rd} \quad \dots \text{ OK}
\end{aligned}$$

## 8 Stress Limitation

- In the structural steel

Characteristic load combination name : CH9

$$\sigma_{Ed,ser} = -78.102 \text{ MPa} \quad (\text{Bottom-left fiber in the flange})$$

$$\tau_{Ed,ser} = 35.690 \text{ MPa} \quad (\text{Neutral axis in the web})$$

$$\begin{array}{rclcl} \sigma_{Ed,ser} & < & f_y / \gamma_{M,ser} & & \\ -78.102 \text{ MPa} & < & 355.000 \text{ MPa} & & \dots \text{ OK} \end{array}$$

$$\begin{array}{rclcl} \tau_{Ed,ser} & < & f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser}) & & \\ 35.690 \text{ MPa} & < & 204.959 \text{ MPa} & & \dots \text{ OK} \end{array}$$

$$\begin{array}{rclcl} \sqrt{(\sigma_{Ed,ser})^2 + 3(\tau_{Ed,ser})^2} & < & f_y / \gamma_{M,ser} & & \\ 99.605 \text{ MPa} & < & 355.000 \text{ MPa} & & \dots \text{ OK} \end{array}$$

- In the concrete of the slab

Characteristic load combination name : CH9

$$\begin{array}{rclcl} \sigma_c \leq k_1 f_{ck} & & & & \\ 6.720 \text{ MPa} & < & 21.000 \text{ MPa} & & \dots \text{ OK} \end{array}$$

- In the reinforcement

Load combination name : CH18

$$\begin{array}{rclcl} \sigma_s \leq k_3 f_{yk} & & & & \\ 176.955 \text{ MPa} & < & 360.000 \text{ MPa} & & \dots \text{ OK} \end{array}$$

## 9 Longitudinal Shear for SLS(Serviceability limit state)

- Shear resistance of a single connector

Load combination name : CH11

$$P_{Rd,1} = 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 109.478 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,2} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{(f_{ck} \cdot E_{cm})} / \gamma_V = 122.492 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 109.478 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,ser} = k_s \cdot P_{Rd} = 65.687 \text{ kN}$$

$$\text{where, } f_u = 450.000 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1 \quad \text{for } h_{sc}/d > 4$$

$$\text{Num.} = 3$$

$$d = 22.000 \text{ mm}$$

$$h_{sc} = 150.000 \text{ mm}$$

$$\text{Space} = 200.000 \text{ mm}$$

$$k_s = 0.600$$

- Verification

$$V_{L,Ed} = V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 387.603 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Rd} = P_{Rd,ser} \cdot \text{Num.} / \text{Space} = 985.304 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Ed} < V_{L,Rd} \quad \dots \text{ OK}$$



Element Number	3188
Position Information	J

TRAVERSO T1
-------------

1 Design Condition

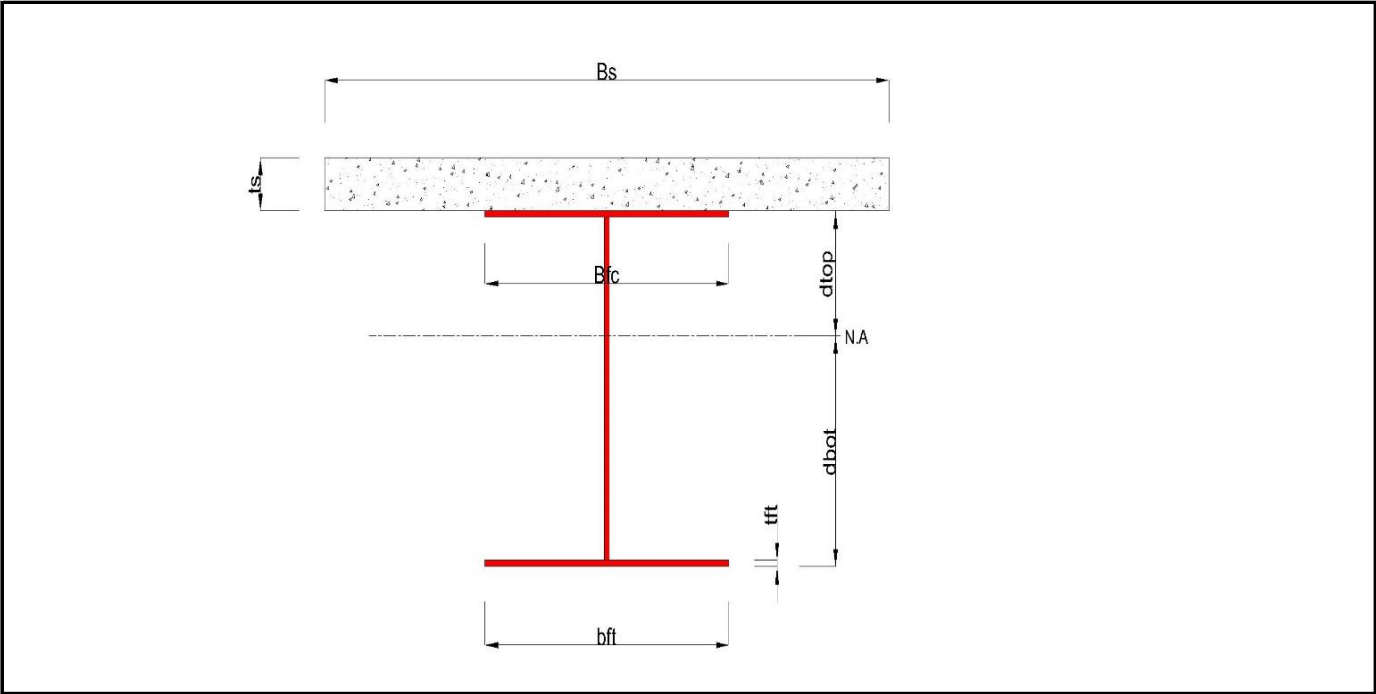
1.1 Design Parameters

■ Partial factors			
$\gamma_C$ for concrete	1.50	$\gamma_V$ for headed sutd	1.25
$\gamma_S$ for reinforcing steel	1.15	$\gamma_{Fi}$ for equivalent constant Amplitude stress range	1.00
$\gamma_{M0}$ for structural steel	1.05	$\gamma_{Mf}$ for fatigue strength	1.00
$\gamma_{M1}$ for structural steel	1.10	$\gamma_{Mf,s}$ for fatigue strength of studs in shear	1.00

1.2 Material Information

■ Structural steel			
$f_{sk}$	=	355.000 MPa	$E_s$ = 210000.000 MPa
■ Concrete			
$f_{ck}$	=	35.000 MPa	$E_{cm}$ = 34000.000 MPa
■ Reinforcement			
$f_{yk}$	=	450.000 MPa	$E_r$ = 210000.000 MPa

1.3 Sectional Information



■ Section Dimensions							
Slab							
$B_c$	1250.000	mm	$t_c$	250.000	mm	$H_h$	0.000 mm
Girder							
$H_w$	627.551	mm	$B_1$	400.000	mm	$B_2$	400.000 mm
$t_w$	16.000	mm	$t_{f1}$	25.000	mm	$t_{f2}$	25.000 mm

■ Section Stiffness			
Before			
$A_{,a}$	30040.816	mm <sup>2</sup>	
$I_{y,a}$	2459678931.964	mm <sup>4</sup>	
After			
$A_{,c}$	80750.638	mm <sup>2</sup>	
$I_{y,c}$	6781432218.738	mm <sup>4</sup>	

$I_{z,a}$	266880870.748	mm <sup>4</sup>
$C_{y,a}$	200.000	mm
$C_{z,a}$	338.776	mm

$I_{z,c}$	6869722202.594	mm <sup>4</sup>
$C_{y,c}$	200.000	mm
$C_{z,c}$	630.017	mm

#### Crack

$A_{,c}$	34462.816	mm <sup>2</sup>
$I_{y,c}$	3311752048.764	mm <sup>4</sup>
$I_{z,c}$	906882580.548	mm <sup>4</sup>
$C_{y,c}$	200.000	mm
$C_{z,c}$	398.284	mm

## 2 Bending Resistance

### 2.1 Positive Moment

#### ■ Design load

Load combination name : SLV14

$N_{a,Ed}$	-3.953	kN
$N_{c,Ed}$	-198.324	kN
$M_{a,Ed}$	-77.396	kN · m
$M_{c,Ed}$	98.992	kN · m

#### - Stress

##### Top Flange

Left	$y_1$	-200.000	mm	$z_1$	47.534	mm	$\sigma_1$	12.316	MPa
	$y_2$	-8.000	mm	$z_2$	47.534	mm	$\sigma_2$	7.576	MPa
Right	$y_1$	200.000	mm	$z_1$	47.534	mm	$\sigma_1$	2.441	MPa
	$y_2$	8.000	mm	$z_2$	47.534	mm	$\sigma_2$	7.181	MPa

##### Bottom Flange

Left	$y_1$	-200.000	mm	$z_1$	-630.017	mm	$\sigma_1$	0.887	MPa
	$y_2$	-8.000	mm	$z_2$	-630.017	mm	$\sigma_2$	-3.853	MPa
Right	$y_1$	200.000	mm	$z_1$	-630.017	mm	$\sigma_1$	-8.988	MPa
	$y_2$	8.000	mm	$z_2$	-630.017	mm	$\sigma_2$	-4.248	MPa

##### Web

Right	$y_1$	0.000	mm	$z_1$	22.534	mm	$\sigma_1$	6.957	MPa
	$y_2$	0.000	mm	$z_2$	-605.017	mm	$\sigma_2$	-3.629	MPa

#### ■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	3
Bottom flange	3
Section	3

- Elastic resistance moment,  $M_{el,Rd}$

$k = 33.182$  : the lowest factor such that a stress limit is reached.

(Calculate minimum value between Steel Girder and Concrete Slab.)

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + k \cdot M_{c,Ed} = 3284.752 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = M_{el,Rd} = 3284.752 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = 3284.752 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} = 98.992 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots \text{OK}$$

## 2 Bending Resistance

### 2.2 Negative Moment

#### ■ Design load

Load combination name : SLU11

$N_{a,Ed}$	-5.336	kN
$N_{c,Ed}$	145.251	kN
$M_{a,Ed}$	-104.485	kN · m
$M_{c,Ed}$	-209.188	kN · m

#### - Stress

##### Top Flange

Left	$y_1$	-200.000	mm	$z_1$	279.267	mm	$\sigma_1$	60.496	MPa
	$y_2$	-8.000	mm	$z_2$	279.267	mm	$\sigma_2$	37.045	MPa
Right	$y_1$	200.000	mm	$z_1$	279.267	mm	$\sigma_1$	11.640	MPa
	$y_2$	8.000	mm	$z_2$	279.267	mm	$\sigma_2$	35.091	MPa

##### Bottom Flange

Left	$y_1$	-200.000	mm	$z_1$	-398.284	mm	$\sigma_1$	-11.084	MPa
	$y_2$	-8.000	mm	$z_2$	-398.284	mm	$\sigma_2$	-34.534	MPa
Right	$y_1$	200.000	mm	$z_1$	-398.284	mm	$\sigma_1$	-59.939	MPa
	$y_2$	8.000	mm	$z_2$	-398.284	mm	$\sigma_2$	-36.489	MPa

##### Web

Right	$y_1$	0.000	mm	$z_1$	254.267	mm	$\sigma_1$	33.427	MPa
	$y_2$	0.000	mm	$z_2$	-373.284	mm	$\sigma_2$	-32.870	MPa

#### ■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	2
Bottom flange	2
Section	2

#### - Plastic resistance moment, $M_{pl,Rd}$

$$\text{Plastic NA} = 498.711 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} N_{slab} &= 0.000 \text{ kN} \\ N_{rebar,t} &= 1730.348 \text{ kN} \quad (\text{Upper side of PNA}) \\ N_{rebar,b} &= 0.000 \text{ kN} \quad (\text{Lower side of PNA}) \\ N_{g,top} &= 4213.155 \text{ kN} \quad (\text{Upper side of PNA}) \\ N_{g,bot} &= 5943.502 \text{ kN} \quad (\text{Lower side of PNA}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{pl,Rd} &= 3402.960 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{Rd} &= M_{pl,Rd} = 3402.960 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$M_{Rd} = 3402.960 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} = -313.673 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots \text{OK}$$

## 3 Resistance to Vertical Shear

### ■ Design load

Load combination name : SLU11

$$\begin{aligned}
 N_{Ed} &= 137.616 \text{ kN} \\
 M_{a,Ed} &= -104.485 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{c,Ed} &= -203.937 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 V_{Ed,a} &= -85.940 \text{ kN} \\
 V_{Ed,c} &= -465.126 \text{ kN} \\
 V_{Ed} &= -551.065 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{Ed} &= \max(M_{Ed,t}, M_{Ed,b}) = 374.594 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{Ed,t} &= 374.594 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{Ed,b} &= 323.598 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

### - Stress

Top Flange

Left	y <sub>1</sub>	-200.000	mm	z <sub>1</sub>	279.267	mm	σ <sub>1</sub>	57.210	MPa
	y <sub>2</sub>	-8.000	mm	z <sub>2</sub>	279.267	mm	σ <sub>2</sub>	36.276	MPa
Right	y <sub>1</sub>	200.000	mm	z <sub>1</sub>	279.267	mm	σ <sub>1</sub>	13.597	MPa
	y <sub>2</sub>	8.000	mm	z <sub>2</sub>	279.267	mm	σ <sub>2</sub>	34.531	MPa

Bottom Flange

Left	y <sub>1</sub>	-200.000	mm	z <sub>1</sub>	-398.284	mm	σ <sub>1</sub>	-13.295	MPa
	y <sub>2</sub>	-8.000	mm	z <sub>2</sub>	-398.284	mm	σ <sub>2</sub>	-34.229	MPa
Right	y <sub>1</sub>	200.000	mm	z <sub>1</sub>	-398.284	mm	σ <sub>1</sub>	-56.908	MPa
	y <sub>2</sub>	8.000	mm	z <sub>2</sub>	-398.284	mm	σ <sub>2</sub>	-35.974	MPa

Web

Right	y <sub>1</sub>	0.000	mm	z <sub>1</sub>	254.267	mm	σ <sub>1</sub>	32.802	MPa
	y <sub>2</sub>	0.000	mm	z <sub>2</sub>	-373.284	mm	σ <sub>2</sub>	-32.500	MPa

### ■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	2
Bottom flange	2
Section	2

### ■ Plastic resistance moment, M<sub>pl,Rd</sub>

$$\text{Plastic NA} = 498.711 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 N_{slab} &= 0.000 \text{ kN} \\
 N_{rebar,t} &= 1730.348 \text{ kN} \quad (\text{Upper side of PNA}) \\
 N_{rebar,b} &= 0.000 \text{ kN} \quad (\text{Lower side of PNA}) \\
 N_{g,top} &= 4213.155 \text{ kN} \quad (\text{Upper side of PNA}) \\
 N_{g,bot} &= 5943.502 \text{ kN} \quad (\text{Lower side of PNA})
 \end{aligned}$$

$$M_{pl,Rd} = 3402.960 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### ■ Calculation. V<sub>bw,Rd</sub>

Web

### ■ Contribution from the web

$$\lambda_w = h_w / (86.4 \cdot t \cdot \epsilon) = 0.667$$

$$X_w = \eta = 1.200 \quad \lambda_w < 0.83/\eta$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{X_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 2245.046 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 2245.046 \text{ kN}$$

$$V_{Edi} = V_{Ed} / \text{Num. of Web} = -551.065 \text{ kN}$$

$$\eta'_3 = V_{Edi} / V_{bw,Rd} = 0.245 \leq 1.0$$

#### ■ Contribution from the flange

$$M_{f,Rd} = 2460.262 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$M_{f,Rd}$  is calculated as  $M_{pl,Rd}$  but neglecting the web contribution.

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{c \cdot \gamma_{M1}} \left( 1 - \left( \frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 0.000 \text{ kN}$$

$$\text{where, } M_{f,Rd} = 2460.262 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed} = 374.594 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{Taken as the greatest value of } (\sum \sigma_i) W)$$

$$c = a \cdot \left( 0.25 + \frac{1.6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}} \right) = 0.000$$

#### ■ Check Shear Resistance

$$V_{Edi} / (V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}) = 0.245 < 1.0 \quad \dots \text{ OK}$$

#### ■ Interaction M-V

For the section class 1 or 2, M-V interaction should be checked separately by the user.

## 4 Resistance to Lateral Torsional Buckling

- Design load

Load combination name : SLU11

$$N_{Ed} = 139.915 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = -313.673 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_1 = -584.094 \text{ kN}$$

$$V_2 = -550.967 \text{ kN}$$

$$M_1 = -654.793 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = -313.673 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pl,Rd} = 3402.960 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{el,Rd} = 2796.106 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

-  $M_{b,Rd}$  Buckling resistance moment

$$L = 0.600 \text{ m}$$

$$c = C_d / I = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma = c \cdot L^4 / (E \cdot I) = 0.000$$

$$\mu = V_2 / V_1 = 0.943$$

$$\Phi = 2 \cdot (1 - M_2 / M_1) / (1 + \mu) = 0.536$$

$$m_1 = 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (3 + 2 \cdot \Phi) \cdot \gamma / (350 - 50 \cdot \mu) = 1.336$$

$$m_2 = 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (0.195 + (0.05 + \mu / 100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5} = 1.336$$

$$m = \text{Min}(m_1, m_2) = 1.336$$

$$\alpha_{LT} = 0.490$$

$$\lambda_{LT} = 1.103 \cdot L / b \cdot \sqrt{f_y / E_m} \cdot \sqrt{1 + A_{wc} / (3 \cdot A)} = 0.064$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2) = 0.469$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)}} = 1$$

$$M_{Rd} = 3402.960 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{b,Rd} = X_{LT} \cdot M_{Rd} = 3402.960 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

-  $N_{b,Rd}$  Axial buckling resistance

$$X_{LT,N} = 1.000$$

$$N_{b,Rd} = X_{LT} \cdot \text{Area} \cdot f_{yd} = 11651.714 \text{ kN}$$

$$\text{Combined Ratio} = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = 0.104184571$$

## 6 Resistance to Longitudinal Shear

- Design load

Load combination name : SLU11

$$N_{c,el} = 0.000 \text{ kN}$$

$$N_{c,f} = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = -308.422 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed} = -465.126 \text{ kN}$$

$$M_{pl,Rd} = 3402.960 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{el,Rd} = 2796.106 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Shear resistance of a single connector

$$P_{Rd,1} = 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 109.478 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,2} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{(f_{ck} \cdot E_{cm})} / \gamma_V = 122.492 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 109.478 \text{ kN}$$

$$\text{where, } f_u = 450.000 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1 \quad \text{for } h_{sc}/d > 4$$

$$\text{Num.} = 3$$

$$d = 22.000 \text{ mm}$$

$$h_{sc} = 150.000 \text{ mm}$$

$$\text{Space} = 200.000 \text{ mm}$$

- Verification

$$V_{L,Ed} = V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 598.731 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Rd} = P_{Rd} \cdot \text{Num.} / \text{Space} = 1642.173 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Ed} < V_{L,Rd} \quad \dots \text{ OK}$$

## 8 Stress Limitation

- In the structural steel

Characteristic load combination name : CH9

$$\sigma_{Ed,ser} = 61.315 \text{ MPa} \quad (\text{Top-right fiber in the flange})$$

$$T_{Ed,ser} = 40.294 \text{ MPa} \quad (\text{Neutral axis in the web})$$

$$\sigma_{Ed,ser} < f_y / \gamma_{M,ser}$$

$$61.315 \text{ MPa} < 355.000 \text{ MPa} \quad \dots \text{ OK}$$

$$T_{Ed,ser} < f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser})$$

40.294 MPa < 204.959 MPa ... OK

$\sqrt{(\sigma_{Ed,ser}^2 + 3\tau_{Ed,ser}^2)}$  <  $f_y / \gamma_{M,ser}$   
92.899 MPa < 355.000 MPa ... OK

- In the concrete of the slab

Characteristic load combination name : CH9

$\sigma_c \leq k_1 f_{ck}$   
5.719 MPa < 21.000 MPa ... OK

- In the reinforcement

Load combination name : CH18

$\sigma_s \leq k_3 f_{yk}$   
136.563 MPa < 360.000 MPa ... OK

## 9 Longitudinal Shear for SLS(Serviceability limit state)

- Shear resistance of a single connector

Load combination name : CH11

$P_{Rd,1} = 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 109.478 \text{ kN}$   
 $P_{Rd,2} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V = 122.492 \text{ kN}$   
 $P_{Rd} = \min(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 109.478 \text{ kN}$   
 $P_{Rd,ser} = k_s \cdot P_{Rd} = 65.687 \text{ kN}$

where,  $f_u = 450.000 \text{ MPa}$   
 $\alpha = 1$  for  $h_{sc}/d > 4$   
Num. = 3  
 $d = 22.000 \text{ mm}$   
 $h_{sc} = 150.000 \text{ mm}$   
Space = 200.000 mm  
 $k_s = 0.600$

- Verification

$v_{L,Ed} = V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 438.856 \text{ kN/m}$   
 $v_{L,Rd} = P_{Rd,ser} \cdot \text{Num.} / \text{Space} = 985.304 \text{ kN/m}$   
 $v_{L,Ed} < v_{L,Rd}$  ... OK

Element Number	4929
Position Information	I

TRAVERSO T2
-------------

1 Design Condition

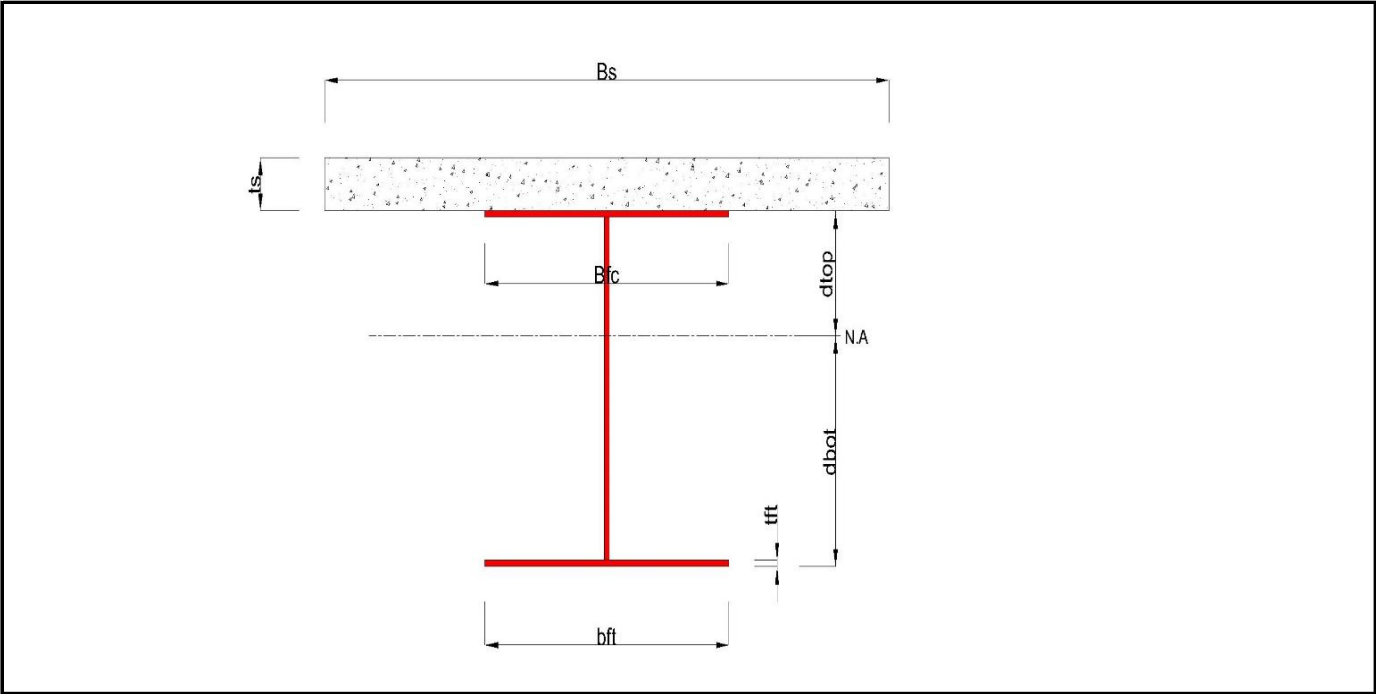
1.1 Design Parameters

■ Partial factors			
$\gamma_C$ for concrete	1.50	$\gamma_V$ for headed sutd	1.25
$\gamma_S$ for reinforcing steel	1.15	$\gamma_{Fi}$ for equivalent constant Amplitude stress range	1.00
$\gamma_{M0}$ for structural steel	1.05	$\gamma_{Mf}$ for fatigue strength	1.00
$\gamma_{M1}$ for structural steel	1.10	$\gamma_{Mf,s}$ for fatigue strength of studs in shear	1.00

1.2 Material Information

■ Structural steel			
$f_{sk}$	=	355.000 MPa	$E_s$ = 210000.000 MPa
■ Concrete			
$f_{ck}$	=	35.000 MPa	$E_{cm}$ = 34000.000 MPa
■ Reinforcement			
$f_{yk}$	=	450.000 MPa	$E_r$ = 210000.000 MPa

1.3 Sectional Information



■ Section Dimensions							
Slab							
$B_c$	1250.000	mm	$t_c$	250.000	mm	$H_h$	0.000 mm
Girder							
$H_w$	760.000	mm	$B_1$	350.000	mm	$B_2$	350.000 mm
$t_w$	12.000	mm	$t_{f1}$	20.000	mm	$t_{f2}$	20.000 mm

■ Section Stiffness			
Before			
$A_{,a}$	23120.000	mm <sup>2</sup>	
$I_{y,a}$	2568842666.667	mm <sup>4</sup>	
After			
$A_{,c}$	73829.821	mm <sup>2</sup>	
$I_{y,c}$	7209857080.497	mm <sup>4</sup>	



$I_{z,a}$	143026106.667	mm <sup>4</sup>
$C_{y,a}$	175.000	mm
$C_{z,a}$	400.000	mm

$I_{z,c}$	6745867438.512	mm <sup>4</sup>
$C_{y,c}$	175.000	mm
$C_{z,c}$	760.595	mm

#### Crack

$A_{,c}$	27542.000	mm <sup>2</sup>
$I_{y,c}$	3614975356.664	mm <sup>4</sup>
$I_{z,c}$	783027816.466	mm <sup>4</sup>
$C_{y,c}$	175.000	mm
$C_{z,c}$	484.292	mm

## 2 Bending Resistance

### 2.1 Positive Moment

#### ■ Design load

Load combination name : SLU17

$N_{a,Ed}$	9.177	kN
$N_{c,Ed}$	-502.636	kN
$M_{a,Ed}$	-79.057	kN · m
$M_{c,Ed}$	435.568	kN · m

#### - Stress

##### Top Flange

Left	$y_1$	-175.000	mm	$z_1$	39.405	mm	$\sigma_1$	3.618	MPa
	$y_2$	-6.000	mm	$z_2$	39.405	mm	$\sigma_2$	3.522	MPa
Right	$y_1$	175.000	mm	$z_1$	39.405	mm	$\sigma_1$	3.419	MPa
	$y_2$	6.000	mm	$z_2$	39.405	mm	$\sigma_2$	3.515	MPa

##### Bottom Flange

Left	$y_1$	-175.000	mm	$z_1$	-760.595	mm	$\sigma_1$	27.328	MPa
	$y_2$	-6.000	mm	$z_2$	-760.595	mm	$\sigma_2$	27.232	MPa
Right	$y_1$	175.000	mm	$z_1$	-760.595	mm	$\sigma_1$	27.129	MPa
	$y_2$	6.000	mm	$z_2$	-760.595	mm	$\sigma_2$	27.225	MPa

##### Web

Right	$y_1$	0.000	mm	$z_1$	19.405	mm	$\sigma_1$	4.111	MPa
	$y_2$	0.000	mm	$z_2$	-740.595	mm	$\sigma_2$	26.636	MPa

#### ■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	1
Bottom flange	1
Section	1

- Plastic resistance moment,  $M_{pl,Rd}$

Plastic NA = 793.160 mm

$N_{slab}$  = 6197.917 kN

$N_{g,top}$  = 809.423 kN (Upper side of PNA)

$N_{g,bot}$  = 7007.339 kN (Lower side of PNA)

$$\begin{aligned}
 M_{pl,Rd} &= 3895.908 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 x_{pl} &= 256.840 \text{ mm} \\
 M_{Rd} &= \beta M_{pl,Rd} = 3895.908 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 \text{here, } \beta &= 1.000
 \end{aligned}$$

$$M_{Rd} = 3895.908 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} = 356.511 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots \text{OK}$$

## 2 Bending Resistance

### 2.2 Negative Moment

#### ■ Design load

Load combination name : SLU1

$N_{a,Ed}$	9.177	kN
$N_{c,Ed}$	-309.652	kN
$M_{a,Ed}$	-79.057	kN · m
$M_{c,Ed}$	-113.209	kN · m

#### - Stress

##### Top Flange

Left	$y_1$	-175.000	mm	$z_1$	315.708	mm	$\sigma_1$	3.689	MPa
	$y_2$	-6.000	mm	$z_2$	315.708	mm	$\sigma_2$	11.088	MPa
Right	$y_1$	175.000	mm	$z_1$	315.708	mm	$\sigma_1$	19.013	MPa
	$y_2$	6.000	mm	$z_2$	315.708	mm	$\sigma_2$	11.614	MPa

##### Bottom Flange

Left	$y_1$	-175.000	mm	$z_1$	-484.292	mm	$\sigma_1$	-45.985	MPa
	$y_2$	-6.000	mm	$z_2$	-484.292	mm	$\sigma_2$	-38.585	MPa
Right	$y_1$	175.000	mm	$z_1$	-484.292	mm	$\sigma_1$	-30.660	MPa
	$y_2$	6.000	mm	$z_2$	-484.292	mm	$\sigma_2$	-38.060	MPa

##### Web

Right	$y_1$	0.000	mm	$z_1$	295.708	mm	$\sigma_1$	10.109	MPa
	$y_2$	0.000	mm	$z_2$	-464.292	mm	$\sigma_2$	-37.081	MPa

#### ■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	4
Bottom flange	3
Section	4

#### - Effective section

#### - Effective stiffness for $N_{Ed}$

##### Before

$A_{a,eff}$	23120.000	mm <sup>2</sup>
$I_{y,a,eff}$	2568842666.667	mm <sup>4</sup>
$I_{z,a,eff}$	143026106.667	mm <sup>4</sup>
$C_{y,a,eff}$	175.000	mm
$C_{z,a,eff}$	400.000	mm

##### After

$A_{c,eff}$	19586.443	mm <sup>2</sup>
$I_{y,c,eff}$	2543310202.894	mm <sup>4</sup>
$I_{z,c,eff}$	6745867438.512	mm <sup>4</sup>
$C_{y,c,eff}$	175.000	mm
$C_{z,c,eff}$	400.000	mm

#### - Effective stiffness for $M_{Ed}$

Before

$A_{a,eff}$	23120.000	mm <sup>2</sup>
$I_{y,a,eff}$	2568842666.667	mm <sup>4</sup>
$I_{z,a,eff}$	143026106.667	mm <sup>4</sup>
$C_{y,a,eff}$	175.000	mm
$C_{z,a,eff}$	400.000	mm

After

$A_{c,eff}$	27457.771	mm <sup>2</sup>
$I_{y,c,eff}$	3598127778.950	mm <sup>4</sup>
$I_{z,c,eff}$	783027816.466	mm <sup>4</sup>
$C_{y,c,eff}$	175.000	mm
$C_{z,c,eff}$	482.940	mm

- Added moment

$$\Delta M_{a,Ed} = N_{a,Ed} \cdot (C_{z,a} - C_{z,a,eff}) = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta M_{c,Ed} = N_{c,Ed} \cdot (C_{z,c} - C_{z,c,eff}) = 26.101 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{a,top} = [N_{a,Ed}/A_{a,eff} + (M_{a,Ed} + \Delta M_{a,Ed}) \cdot (z_{t,a}/I_{y,a,eff})] + [N_{c,Ed}/A_{c,eff} + (M_{c,Ed} + \Delta M_{c,Ed}) \cdot (z_{t,c}/I_{y,c,eff})]$$

$$= 19.986 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a,bot} = [N_{a,Ed}/A_{a,eff} + (M_{a,Ed} + \Delta M_{a,Ed}) \cdot (z_{b,a}/I_{y,a,eff})] + [N_{c,Ed}/A_{c,eff} + (M_{c,Ed} + \Delta M_{c,Ed}) \cdot (z_{b,c}/I_{y,c,eff})]$$

$$= -24.002 \text{ MPa}$$

$$k = 21.671 : \text{the lowest factor such that a stress limit is reached.}$$

(Calculate minimum value between Steel Girder and Slab Reinforcement.)

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + \Delta M_{a,Ed} + k \cdot (M_{c,Ed} + \Delta M_{c,Ed}) = 2506.309 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = M_{el,Rd} = 2506.309 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = 2506.309 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} = -192.266 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots \text{OK}$$

### 3 Resistance to Vertical Shear

#### ■ Design load

Load combination name : SLU1

$$N_{Ed} = -463.197 \text{ kN}$$

$$M_{a,Ed} = -79.057 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{c,Ed} = 212.543 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed,a} = 76.701 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,c} = 497.747 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 574.448 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = \max(M_{Ed,t}, M_{Ed,b}) = 2039.808 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,t} = 2039.808 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,b} = 95.852 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Stress

Top Flange

Left	$y_1$	-175.000	mm	$z_1$	39.405	mm	$\sigma_1$	4.717	MPa
	$y_2$	-6.000	mm	$z_2$	39.405	mm	$\sigma_2$	5.253	MPa
Right	$y_1$	175.000	mm	$z_1$	39.405	mm	$\sigma_1$	5.826	MPa
	$y_2$	6.000	mm	$z_2$	39.405	mm	$\sigma_2$	5.291	MPa

Bottom Flange

Left	$y_1$	-175.000	mm	$z_1$	-760.595	mm	$\sigma_1$	3.680	MPa
	$y_2$	-6.000	mm	$z_2$	-760.595	mm	$\sigma_2$	4.216	MPa
Right	$y_1$	175.000	mm	$z_1$	-760.595	mm	$\sigma_1$	4.789	MPa
	$y_2$	6.000	mm	$z_2$	-760.595	mm	$\sigma_2$	4.254	MPa

Web

Right	$y_1$	0.000	mm	$z_1$	19.405	mm	$\sigma_1$	5.246	MPa
-------	-------	-------	----	-------	--------	----	------------	-------	-----

Right	$y_2$	0.000	mm	$z_2$	-740.595	mm	$\sigma_2$	4.261	MPa
-------	-------	-------	----	-------	----------	----	------------	-------	-----

#### ■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	1
Bottom flange	1
Section	1

#### ■ Plastic resistance moment, $M_{pl,Rd}$

Plastic NA = 793.160 mm

$$\begin{aligned}
 N_{slab} &= 6197.917 \text{ kN} \\
 N_{rebar,t} &= 0.000 \text{ kN} \quad (\text{Upper side of PNA}) \\
 N_{rebar,b} &= 0.000 \text{ kN} \quad (\text{Lower side of PNA}) \\
 N_{g,top} &= 809.423 \text{ kN} \quad (\text{Upper side of PNA}) \\
 N_{g,bot} &= 7007.339 \text{ kN} \quad (\text{Lower side of PNA})
 \end{aligned}$$

$$M_{pl,Rd} = 3895.908 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

#### ■ Calculation. $V_{bw,Rd}$

Web

#### ■ Contribution from the web

$$\lambda_w = h_w / (86.4 \cdot t \cdot \varepsilon) = 0.901$$

$$X_w = 0.83 / \lambda_w = 0.921 \quad 0.83/\eta \leq \lambda_w < 1.08$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{X_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 1565.486 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 1565.486 \text{ kN}$$

$$V_{Edi} = V_{Ed} / \text{Num. of Web} = 574.448 \text{ kN}$$

$$\eta'_3 = V_{Edi} / V_{bw,Rd} = 0.367 \leq 1.0$$

#### ■ Contribution from the flange

$$M_{f,Rd0} = 2624.812 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$M_{f,Rd0}$  is calculated as  $M_{pl,Rd}$  but neglecting the web contribution.

$$\text{Reduction factor for } N_{Ed} = 1 - \frac{N_{Ed}}{(A_{f1} + A_{f2}) \cdot f_{yf} / \gamma_{M0}} = 0.902$$

$$M_{f,Rd} = \text{Reduction factor for } N_{Ed} \cdot M_{f,Rd0} = 2367.952 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{c \cdot \gamma_{M1}} \left( 1 - \left( \frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 0.000 \text{ kN}$$

$$\text{where, } M_{f,Rd} = 2367.952 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed} = 2039.808 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{Taken as the greatest value of } (\sum \sigma_i)W)$$

$$c = a \cdot \left( 0.25 + \frac{1.6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}} \right) = 0.000$$

#### ■ Check Shear Resistance

$$V_{Edi} / (V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}) = 0.367 < 1.0$$

... OK

## ■ Interaction M-V

For the section class 1 or 2, M-V interaction should be checked separately by the user.

### 4 Resistance to Lateral Torsional Buckling

- Design load

Load combination name : SLU9

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= -265.177 \text{ kN} \\ M_{Ed} &= -97.879 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ V_1 &= 182.529 \text{ kN} \\ V_2 &= 263.717 \text{ kN} \\ M_1 &= -434.136 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_2 &= -97.879 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{pl,Rd} &= 3155.792 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{el,Rd} &= 914.460 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

-  $M_{b,Rd}$  Buckling resistance moment

$$\begin{aligned} L &= 1.502 \text{ m} \\ c &= C_d / I = 0.000 \text{ kN/m}^2 \\ \gamma &= c \cdot L^4 / (E \cdot I) = 0.000 \\ \mu &= V_2 / V_1 = 0.692 \\ \Phi &= 2 \cdot (1 - M_2 / M_1) / (1 + \mu) = 0.915 \\ m_1 &= 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (3 + 2 \cdot \Phi) \cdot \gamma / (350 - 50 \cdot \mu) = 1.652 \\ m_2 &= 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (0.195 + (0.05 + \mu / 100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5} = 1.652 \\ m &= \min(m_1, m_2) = 1.652 \\ \alpha_{LT} &= 0.760 \\ \lambda_{LT} &= 1.103 \cdot L / b \cdot \sqrt{f_y / E_m} \cdot \sqrt{(1 + A_{wc} / (3 \cdot A))} = 0.170 \\ \Phi_{LT} &= 0.5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2) = 0.503 \\ X_{LT} &= \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)}} = 1 \\ M_{Rd} &= 914.460 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{b,Rd} &= X_{LT} \cdot M_{Rd} = 914.460 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

-  $N_{b,Rd}$  Axial buckling resistance

$$\begin{aligned} X_{LT,N} &= 0.974 \\ N_{b,Rd} &= X_{LT} \cdot A \cdot f_{yd} = 9071.043 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Combined Ratio} = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = 0.136267608$$

### 6 Resistance to Longitudinal Shear

- Design load

Load combination name : SLU1

$$\begin{aligned} N_{c,el} &= 3832.148 \text{ kN} \\ N_{c,f} &= 6197.917 \text{ kN} \\ M_{Ed} &= 133.486 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ V_{Ed} &= 497.747 \text{ kN} \\ M_{pl,Rd} &= 3895.908 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{el,Rd} &= 3242.518 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- Shear resistance of a single connector

$$P_{Rd,1} = 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 109.478 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,2} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V = 122.492 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 109.478 \text{ kN}$$

$$\text{where, } f_u = 450.000 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1 \quad \text{for } h_{sc}/d > 4$$

$$\text{Num.} = 2$$

$$d = 22.000 \text{ mm}$$

$$h_{sc} = 150.000 \text{ mm}$$

$$\text{Space} = 150.000 \text{ mm}$$

- Verification

$$V_{L,Ed} = V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 574.258 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Rd} = P_{Rd} \cdot \text{Num.} / \text{Space} = 1459.710 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Ed} < V_{L,Rd} \quad \dots \text{ OK}$$

## 8 Stress Limitation

- In the structural steel

Characteristic load combination name : CH9

$$\sigma_{Ed,ser} = 62.981 \text{ MPa} \quad (\text{Top-left fiber in the flange})$$

$$\tau_{Ed,ser} = 45.742 \text{ MPa} \quad (\text{Neutral axis in the web})$$

$$\begin{array}{lll} \sigma_{Ed,ser} & < & f_y / \gamma_{M,ser} \\ 62.981 \text{ MPa} & < & 355.000 \text{ MPa} \quad \dots \text{ OK} \end{array}$$

$$\begin{array}{lll} \tau_{Ed,ser} & < & f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser}) \\ 45.742 \text{ MPa} & < & 204.959 \text{ MPa} \quad \dots \text{ OK} \end{array}$$

$$\begin{array}{lll} \sqrt{(\sigma_{Ed,ser}^2 + 3\tau_{Ed,ser}^2)} & < & f_y / \gamma_{M,ser} \\ 101.211 \text{ MPa} & < & 355.000 \text{ MPa} \quad \dots \text{ OK} \end{array}$$

- In the concrete of the slab

Characteristic load combination name : CH17

$$\begin{array}{lll} \sigma_c \leq k_1 f_{ck} & & \\ 2.601 \text{ MPa} & < & 21.000 \text{ MPa} \quad \dots \text{ OK} \end{array}$$

- In the reinforcement

Load combination name : CH18

$$\begin{array}{lll} \sigma_s \leq k_3 f_{yk} & & \\ 22.062 \text{ MPa} & < & 360.000 \text{ MPa} \quad \dots \text{ OK} \end{array}$$

## 9 Longitudinal Shear for SLS(Serviceability limit state)

- Shear resistance of a single connector

Load combination name : CH1

$$P_{Rd,1} = 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 109.478 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,2} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V = 122.492 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 109.478 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,ser} = k_s \cdot P_{Rd} = 65.687 \text{ kN}$$

$$\text{where, } f_u = 450.000 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1 \quad \text{for } h_{sc}/d > 4$$

$$\text{Num.} = 2$$

$$d = 22.000 \text{ mm}$$

$$h_{sc} = 150.000 \text{ mm}$$

$$\text{Space} = 150.000 \text{ mm}$$

$$k_s = 0.600$$

- Verification

$$V_{L,Ed} = V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 415.743 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Rd} = P_{Rd,ser} \cdot \text{Num.} / \text{Space} = 875.826 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Ed} < V_{L,Rd} \quad \dots \text{ OK}$$

Element Number	4929
Position Information	J

TRAVERSO T2
-------------

1 Design Condition

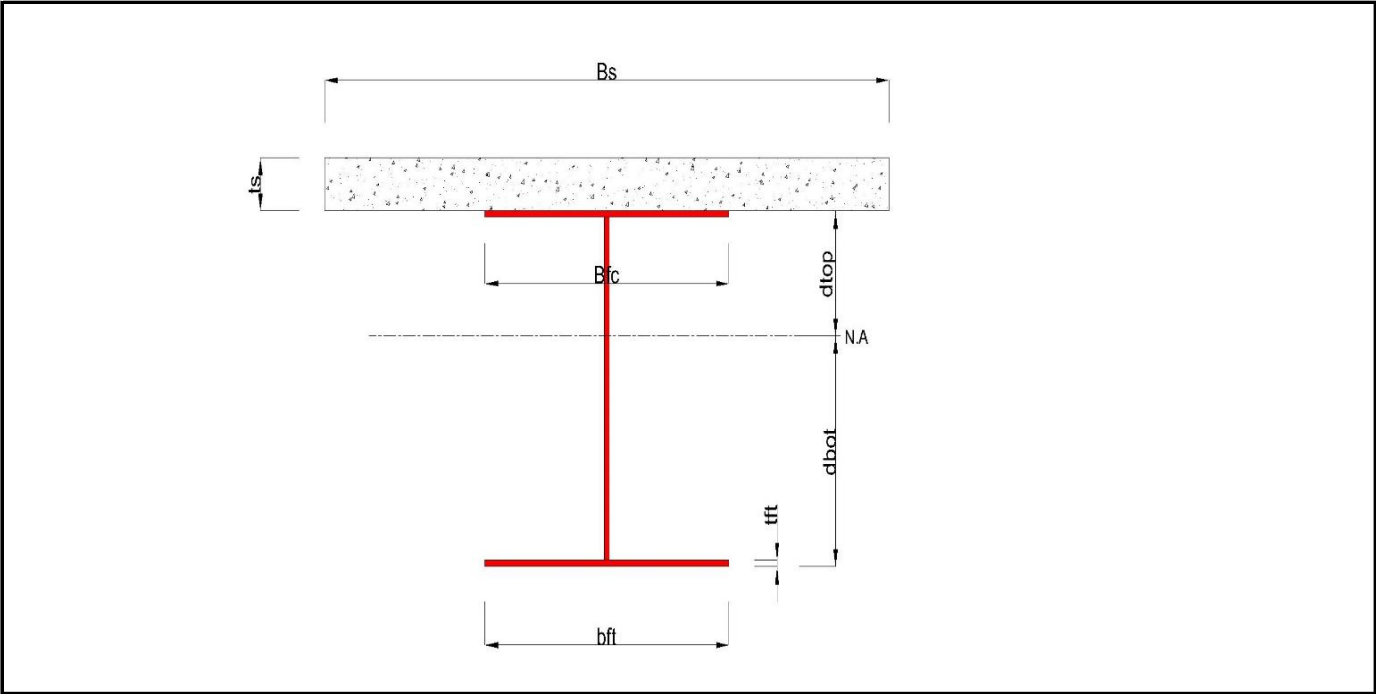
1.1 Design Parameters

■ Partial factors			
$\gamma_C$ for concrete	1.50	$\gamma_V$ for headed sutd	1.25
$\gamma_S$ for reinforcing steel	1.15	$\gamma_{Fi}$ for equivalent constant Amplitude stress range	1.00
$\gamma_{M0}$ for structural steel	1.05	$\gamma_{Mf}$ for fatigue strength	1.00
$\gamma_{M1}$ for structural steel	1.10	$\gamma_{Mf,s}$ for fatigue strength of studs in shear	1.00

1.2 Material Information

■ Structural steel			
$f_{sk}$	=	355.000 MPa	$E_s$ = 210000.000 MPa
■ Concrete			
$f_{ck}$	=	35.000 MPa	$E_{cm}$ = 34000.000 MPa
■ Reinforcement			
$f_{yk}$	=	450.000 MPa	$E_r$ = 210000.000 MPa

1.3 Sectional Information



■ Section Dimensions							
Slab							
$B_c$	1250.000	mm	$t_c$	250.000	mm	$H_h$	0.000 mm
Girder							
$H_w$	760.000	mm	$B_1$	350.000	mm	$B_2$	350.000 mm
$t_w$	12.000	mm	$t_{f1}$	20.000	mm	$t_{f2}$	20.000 mm

■ Section Stiffness			
Before			
$A_{,a}$	23120.000	mm <sup>2</sup>	
$I_{y,a}$	2568842666.667	mm <sup>4</sup>	
After			
$A_{,c}$	73829.821	mm <sup>2</sup>	
$I_{y,c}$	7209857080.497	mm <sup>4</sup>	



$I_{z,a}$	143026106.667	mm <sup>4</sup>
$C_{y,a}$	175.000	mm
$C_{z,a}$	400.000	mm

$I_{z,c}$	6745867438.512	mm <sup>4</sup>
$C_{y,c}$	175.000	mm
$C_{z,c}$	760.595	mm

#### Crack

$A_{,c}$	27542.000	mm <sup>2</sup>
$I_{y,c}$	3614975356.664	mm <sup>4</sup>
$I_{z,c}$	783027816.466	mm <sup>4</sup>
$C_{y,c}$	175.000	mm
$C_{z,c}$	484.292	mm

## 2 Bending Resistance

### 2.1 Positive Moment

#### ■ Design load

Load combination name : SLU2

$N_{a,Ed}$	11.918	kN
$N_{c,Ed}$	7.151	kN
$M_{a,Ed}$	-234.161	kN · m
$M_{c,Ed}$	6.895	kN · m

#### - Stress

##### Top Flange

Left	$y_1$	-175.000	mm	$z_1$	39.405	mm	$\sigma_1$	32.182	MPa
	$y_2$	-6.000	mm	$z_2$	39.405	mm	$\sigma_2$	36.870	MPa
Right	$y_1$	175.000	mm	$z_1$	39.405	mm	$\sigma_1$	41.891	MPa
	$y_2$	6.000	mm	$z_2$	39.405	mm	$\sigma_2$	37.203	MPa

##### Bottom Flange

Left	$y_1$	-175.000	mm	$z_1$	-760.595	mm	$\sigma_1$	-39.977	MPa
	$y_2$	-6.000	mm	$z_2$	-760.595	mm	$\sigma_2$	-35.288	MPa
Right	$y_1$	175.000	mm	$z_1$	-760.595	mm	$\sigma_1$	-30.267	MPa
	$y_2$	6.000	mm	$z_2$	-760.595	mm	$\sigma_2$	-34.956	MPa

##### Web

Right	$y_1$	0.000	mm	$z_1$	19.405	mm	$\sigma_1$	35.232	MPa
	$y_2$	0.000	mm	$z_2$	-740.595	mm	$\sigma_2$	-33.318	MPa

#### ■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	3
Bottom flange	3
Section	3

- Elastic resistance moment,  $M_{el,Rd}$

$k = 514.919$  : the lowest factor such that a stress limit is reached.

(Calculate minimum value between Steel Girder and Concrete Slab.)

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + k \cdot M_{c,Ed} = 3316.352 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = M_{el,Rd} = 3316.352 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = 3316.352 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} = -227.266 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots \text{OK}$$

## 2 Bending Resistance

### 2.2 Negative Moment

#### ■ Design load

Load combination name : SLU1

$N_{a,Ed}$	11.918	kN
$N_{c,Ed}$	-496.170	kN
$M_{a,Ed}$	-234.161	kN · m
$M_{c,Ed}$	-791.462	kN · m

#### - Stress

##### Top Flange

Left	$y_1$	-175.000	mm	$z_1$	315.708	mm	$\sigma_1$	67.855	MPa
	$y_2$	-6.000	mm	$z_2$	315.708	mm	$\sigma_2$	87.390	MPa
Right	$y_1$	175.000	mm	$z_1$	315.708	mm	$\sigma_1$	108.311	MPa
	$y_2$	6.000	mm	$z_2$	315.708	mm	$\sigma_2$	88.777	MPa

##### Bottom Flange

Left	$y_1$	-175.000	mm	$z_1$	-484.292	mm	$\sigma_1$	-180.220	MPa
	$y_2$	-6.000	mm	$z_2$	-484.292	mm	$\sigma_2$	-160.686	MPa
Right	$y_1$	175.000	mm	$z_1$	-484.292	mm	$\sigma_1$	-139.764	MPa
	$y_2$	6.000	mm	$z_2$	-484.292	mm	$\sigma_2$	-159.299	MPa

##### Web

Right	$y_1$	0.000	mm	$z_1$	295.708	mm	$\sigma_1$	81.881	MPa
	$y_2$	0.000	mm	$z_2$	-464.292	mm	$\sigma_2$	-153.790	MPa

#### ■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	3
Bottom flange	3
Section	3

#### - Elastic resistance moment, $M_{el,Rd}$

$k = 2.845$  : the lowest factor such that a stress limit is reached.

(Calculate minimum value between Steel Girder and Slab Reinforcement.)

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + k \cdot M_{c,Ed} = 2485.692 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = M_{el,Rd} = 2485.692 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = 2485.692 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} = -1025.623 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots \text{OK}$$

## 3 Resistance to Vertical Shear

#### ■ Design load

Load combination name : SLU7

$$N_{Ed} = -526.412 \text{ kN}$$

$$M_{a,Ed} = -234.161 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{c,Ed} = -550.859 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned}
 V_{Ed,a} &= 129.829 \text{ kN} \\
 V_{Ed,c} &= 869.871 \text{ kN} \\
 V_{Ed} &= 999.700 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{Ed} &= \max(M_{Ed,t}, M_{Ed,b}) = 968.359 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{Ed,t} &= 968.359 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{Ed,b} &= 823.026 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

- Stress

Top Flange

Left	y <sub>1</sub>	-175.000	mm	z <sub>1</sub>	315.708	mm	σ <sub>1</sub>	44.691	MPa
	y <sub>2</sub>	-6.000	mm	z <sub>2</sub>	315.708	mm	σ <sub>2</sub>	65.243	MPa
Right	y <sub>1</sub>	175.000	mm	z <sub>1</sub>	315.708	mm	σ <sub>1</sub>	87.255	MPa
	y <sub>2</sub>	6.000	mm	z <sub>2</sub>	315.708	mm	σ <sub>2</sub>	66.702	MPa

Bottom Flange

Left	y <sub>1</sub>	-175.000	mm	z <sub>1</sub>	-484.292	mm	σ <sub>1</sub>	-150.139	MPa
	y <sub>2</sub>	-6.000	mm	z <sub>2</sub>	-484.292	mm	σ <sub>2</sub>	-129.587	MPa
Right	y <sub>1</sub>	175.000	mm	z <sub>1</sub>	-484.292	mm	σ <sub>1</sub>	-107.575	MPa
	y <sub>2</sub>	6.000	mm	z <sub>2</sub>	-484.292	mm	σ <sub>2</sub>	-128.127	MPa

Web

Right	y <sub>1</sub>	0.000	mm	z <sub>1</sub>	295.708	mm	σ <sub>1</sub>	61.102	MPa
	y <sub>2</sub>	0.000	mm	z <sub>2</sub>	-464.292	mm	σ <sub>2</sub>	-123.986	MPa

#### ■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	3
Bottom flange	3
Section	3

#### ■ Plastic resistance moment, M<sub>pl,Rd</sub>

$$\text{Plastic NA} = 613.247 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 N_{\text{slab}} &= 0.000 \text{ kN} \\
 N_{\text{rebar,t}} &= 1730.348 \text{ kN} \quad (\text{Upper side of PNA}) \\
 N_{\text{rebar,b}} &= 0.000 \text{ kN} \quad (\text{Lower side of PNA}) \\
 N_{\text{g,top}} &= 3043.207 \text{ kN} \quad (\text{Upper side of PNA}) \\
 N_{\text{g,bot}} &= 4773.555 \text{ kN} \quad (\text{Lower side of PNA})
 \end{aligned}$$

$$M_{pl,Rd} = 3155.792 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

#### ■ Calculation. V<sub>bw,Rd</sub>

Web

##### ■ Contribution from the web

$$\lambda_w = h_w / (86.4 \cdot t \cdot \epsilon) = 0.901$$

$$X_w = 0.83 / \lambda_w = 0.921 \quad 0.83/\eta \leq \lambda_w < 1.08$$

$$V_{bw,Rd} = X_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t = 1565.186 \text{ kN}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{1565.486}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 999.700 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 1565.486 \text{ kN}$$

$$V_{Edi} = V_{Ed} / \text{Num. of Web} = 999.700 \text{ kN}$$

$$\eta'_3 = V_{Edi} / V_{bw,Rd} = 0.639 \leq 1.0$$

#### ■ Contribution from the flange

$$M_{f,Rd0} = 2090.579 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$M_{f,Rd0}$  is calculated as  $M_{pl,Rd}$  but neglecting the web contribution.

$$\text{Reduction factor for } N_{Ed} = 1 - \frac{N_{Ed}}{(A_{f1} + A_{f2}) \cdot f_{yf} / \gamma_{M0}} = 0.889$$

$$M_{f,Rd} = \text{Reduction factor for } N_{Ed} \cdot M_{f,Rd0} = 1858.078 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{c \cdot \gamma_{M1}} \left( 1 - \left( \frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 0.000 \text{ kN}$$

$$\text{where, } M_{f,Rd} = 1858.078 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed} = 968.359 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{Taken as the greatest value of } (\sum \sigma_i) W)$$

$$c = a \cdot \left( 0.25 + \frac{1.6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}} \right) = 0.000$$

#### ■ Check Shear Resistance

$$V_{Edi} / (V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}) = 0.639 < 1.0 \quad \dots \text{ OK}$$

#### ■ Interaction M-V

$$\eta_1 = 0.307 < \eta_{lim} = 0.589$$

### 4 Resistance to Lateral Torsional Buckling

- Design load

Load combination name : SLU1

$$N_{Ed} = -484.252 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = -1025.623 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_1 = 181.982 \text{ kN}$$

$$V_2 = 860.492 \text{ kN}$$

$$M_1 = -1025.623 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = -192.266 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pl,Rd} = 3155.792 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{el,Rd} = 2485.692 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

-  $M_{b,Rd}$  Buckling resistance moment

$$L = 1.502 \text{ m}$$

$$c = C_d / I = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma = c \cdot L^4 / (E \cdot I) = 0.000$$

$$\mu = V_2 / V_1 = 0.211$$

$$\Phi = 2 \cdot (1 - M_2 / M_1) / (1 + \mu) = 1.341$$

$$m_1 = 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (3 + 2 \cdot \Phi) \cdot \gamma / (350 - 50 \cdot \mu) = 1.828$$

$$m_2 = 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (0.195 + (0.05 + \mu / 100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5} = 1.828$$

$$m = \text{Min}(m_1, m_2) = 1.828$$

$$\alpha_{LT} = 0.760$$

$$\lambda_{LT} = 1.103 \cdot L / b \cdot \sqrt{(f_y / E_m)} \cdot \sqrt{(1 + A_{wc} / (3 \cdot A))} = 0.162$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2) = 0.499$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = 1$$

$$M_{Rd} = 2485.692 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{b,Rd} = X_{LT} \cdot M_{Rd} = 2485.692 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

-  $N_{b,Rd}$  Axial buckling resistance

$$X_{LT,N} = 0.974$$

$$N_{b,Rd} = X_{LT} \cdot \text{Area} \cdot f_{yd} = 9071.043 \text{ kN}$$

$$\text{Combined Ratio} = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = 0.465995219$$

## 6 Resistance to Longitudinal Shear

- Design load

Load combination name : SLU7

$$N_{c,el} = 0.000 \text{ kN}$$

$$N_{c,f} = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = -785.020 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed} = 869.871 \text{ kN}$$

$$M_{pl,Rd} = 3155.792 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{el,Rd} = 2485.692 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Shear resistance of a single connector

$$P_{Rd,1} = 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 109.478 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,2} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{(f_{ck} \cdot E_{cm})} / \gamma_V = 122.492 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 109.478 \text{ kN}$$

$$\text{where, } f_u = 450.000 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1 \quad \text{for } h_{sc}/d > 4$$

$$\text{Num.} = 2$$

$$d = 22.000 \text{ mm}$$

$$h_{sc} = 150.000 \text{ mm}$$

$$\text{Space} = 150.000 \text{ mm}$$

- Verification

$$V_{L,Ed} = V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 1003.582 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Rd} = P_{Rd} \cdot \text{Num.} / \text{Space} = 1459.710 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Ed} < V_{L,Rd} \quad \dots \text{ OK}$$

## 8 Stress Limitation

- In the structural steel

Characteristic load combination name : CH11

$$\sigma_{Ed,ser} = 86.532 \text{ MPa} \quad (\text{Bottom-left fiber in the flange})$$

$$T_{Ed,ser} = 80.122 \text{ MPa} \quad (\text{Neutral axis in the web})$$

$$\begin{array}{lll} \sigma_{Ed,ser} < f_y / \gamma_{M,ser} & & \\ 86.532 \text{ MPa} < 355.000 \text{ MPa} & & \dots \text{ OK} \end{array}$$

$$\begin{array}{lll} T_{Ed,ser} < f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser}) & & \\ 80.122 \text{ MPa} < 204.959 \text{ MPa} & & \dots \text{ OK} \end{array}$$

$$\sqrt{(\sigma_{Ed,ser}^2 + 3\tau_{Ed,ser}^2)} < f_y / \gamma_{M,ser}$$

163.543 MPa < 355.000 MPa ... OK

- In the concrete of the slab

Characteristic load combination name : CH11

$$\sigma_c \leq k_1 f_{ck}$$

1.179 MPa < 21.000 MPa ... OK

- In the reinforcement

Load combination name : CH18

$$\sigma_s \leq k_3 f_{yk}$$

97.725 MPa < 360.000 MPa ... OK

## 9 Longitudinal Shear for SLS(Serviceability limit state)

- Shear resistance of a single connector

Load combination name : CH7

$$P_{Rd,1} = 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 109.478 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,2} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{(f_{ck} \cdot E_{cm})} / \gamma_V = 122.492 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 109.478 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,ser} = k_s \cdot P_{Rd} = 65.687 \text{ kN}$$

where,  $f_u = 450.000 \text{ MPa}$

$\alpha = 1$  for  $h_{sc}/d > 4$

Num. = 2

$d = 22.000 \text{ mm}$

$h_{sc} = 150.000 \text{ mm}$

Space = 150.000 mm

$k_s = 0.600$

- Verification

$$V_{L,Ed} = V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 732.084 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Rd} = P_{Rd,ser} \cdot \text{Num.} / \text{Space} = 875.826 \text{ kN/m}$$

$V_{L,Ed} < V_{L,Rd}$  ... OK