

**E78 GROSSETO - FANO**  
**Tratto Nodo di Arezzo – Selci – Lama (E45)**  
**Adeguamento a quattro corsie del tratto**  
**San Zeno – Arezzo – Palazzo del Pero, 1° lotto**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**FI 508**

**ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI**

<p><b>IL GEOLOGO</b></p> <p><i>Dott. Geol. Roberto Salucci</i></p> <p>Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 633</p>	<p><b>I PROGETTISTI SPECIALISTICI</b></p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorelli</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111</p>	<p><b>PROGETTAZIONE ATI:</b> (Mandataria)</p> <p><b>GP INGENGNERIA</b> <i>GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl</i></p> <p>(Mandante)</p> <p><b>cooprogetti</b></p> <p><b>engeko</b></p> <p><b>AIM</b> <i>Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</i></p>
<p><b>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</b></p> <p><i>Arch. Santo Salvatore Vermiglio</i></p> <p>Ordine Architetti Provincia di Reggio Calabria n. 1270</p>	<p><i>Ing. Moreno Panfili</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A2687</p> <p><i>Ing. Matteo Bordugo</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Pordenone n. 750A</p>	<p>(Mandante)</p> <p>(Mandante)</p>
<p><b>VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO</b></p> <p><i>Ing. Francesco Pisani</i></p>	<p><i>Ing. Giuseppe Festa</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p><b>IL PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 12) :</b></p> <p><i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i></p> <p><b>ORDINE INGEGNERI ROMA N° 14035</b></p>
<p><b>VISTO: IL RESP. DEL PROGETTO</b></p> <p><i>Arch. Pianif. Marco Colazza</i></p>		

**OPERE D'ARTE MAGGIORI**  
**Asse collegamento Palazzo del Pero**  
**VI.09 – Viadotto Fiumicello**  
**Relazione di calcolo**

<p><b>CODICE PROGETTO</b></p> <p>PROGETTO      LIV.PROG    ANNO</p>	<p><b>NOME FILE</b></p> <p>S01VI09STRRE01_B</p>	<p><b>REVISIONE</b></p>	<p><b>SCALA</b></p>
<p><b>DPFI508</b>    <b>D</b>    <b>23</b></p>	<p><b>CODICE ELAB.</b>    <b>S01VI09STRRE01</b></p>	<p><b>B</b></p>	<p>-</p>
<p><b>D</b></p> <p><b>C</b></p>			
<p><b>B</b></p> <p><b>A</b></p>	<p>Revisione a seguito Istruttoria n°U. 0016028.09-01-2024</p> <p>Emissione</p>	<p>Gennaio '24</p> <p>Agosto '23</p>	<p>Cassarini    Bordugo    Guiducci</p> <p>Cassarini    Bordugo    Guiducci</p>
<p><b>REV.</b></p>	<p><b>DESCRIZIONE</b></p>	<p><b>DATA</b></p>	<p><b>REDATTO    VERIFICATO    APPROVATO</b></p>

## INDICE

<b>1</b>	<b><u>PREMESSA.....</u></b>	<b><u>4</u></b>
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	4
<b>2</b>	<b><u>NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....</u></b>	<b><u>7</u></b>
<b>3</b>	<b><u>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....</u></b>	<b><u>7</u></b>
4.1.	CALCESTRUZZO PER IMPALCATO.....	7
4.1.	CALCESTRUZZO SOTTOSTRUTTURE.....	9
4.2.	ACCIAIO ORDINARIO PER ARMATURE.....	10
4.3.	ACCIAIO PER CARPENTERIA.....	10
4.4.	ACCIAIO E COPPIA DI SERRAGGIO DEI BULLONI.....	11
4.5.	PIOLI CON TESTA TIPO "NELSON".....	11
4.6.	GIUNZIONI SALDATE.....	11
<b>4</b>	<b><u>VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO.....</u></b>	<b><u>12</u></b>
<b>5</b>	<b><u>CLASSE DI ESECUZIONE.....</u></b>	<b><u>12</u></b>
6.1.	CLASSE DI IMPORTANZA.....	12
<b>6</b>	<b><u>ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO.....</u></b>	<b><u>15</u></b>
7.1.	PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE (G1).....	16
7.2.	PESO PROPRIO FINITURE E PAVIMENTAZIONE (G2).....	17
7.3.	EFFETTI DI RITIRO E VISCOSITÀ DEI CALCESTRUZZI (E2).....	18
7.4.	EFFETTI DELLE VARIAZIONI TERMICHE (E3).....	19
7.4.1.	<i>Variazioni termiche uniformi <math>\Delta t_n</math></i> .....	19
7.4.2.	<i>Variazioni termiche differenziali <math>\Delta T_M</math></i> .....	19
7.5.	EFFETTI DOVUTI ALLA VISCOSITÀ (E4).....	20
7.6.	CARICHI MOBILI (Q1).....	22
7.6.1.	<i>Schema di carico</i> .....	22
7.6.2.	<i>Disposizione delle corsie di carico</i> .....	23
7.7.	CARICO DA TRAFFICO PER VERIFICHE A FATICA.....	24
7.7.1.	<i>Metodi di verifica</i> .....	26
7.7.2.	<i>Verifica dei dettagli di fatica</i> .....	26
7.8.	AZIONE DI FRENAMENTO O ACCELERAZIONE (Q3).....	26
7.1.	AZIONE CENTRIFUGA(Q4).....	26
7.2.	AZIONE DEL VENTO (Q5).....	26
6.9.1	<i>Pressione cinetica di riferimento</i> .....	28

6.9.2	<i>Coefficiente di esposizione</i> .....	28
6.9.3	<i>Coefficiente dinamico</i> .....	31
6.9.4	<i>Coefficienti aerodinamici e aree sulla quale agisce la pressione del vento</i> .....	31
6.9.5	<i>Pressione del vento e azioni risultanti</i> .....	33
7.3.	AZIONE SISMICA (Q6).....	35
6.10	ANALISI DEI CARICHI SPALLA.....	39
6.10.1	<i>Permanenti strutturali e non strutturali (G1 e G2)</i> .....	39
6.10.2	<i>Spinta litostatica del terrapieno</i> .....	39
6.10.3	<i>Spinta statica del sovraccarico agente sul terrapieno</i> .....	39
6.10.4	<i>Calcolo dell'azione Sismica</i> .....	39
6.10.5	<i>Spinta del terrapieno in condizioni sismiche</i> .....	40
6.10.6	<i>Azioni di inerzia legate alla massa dell'impalcato</i> .....	41
6.10.7	<i>Azioni di inerzia legate alla massa degli elementi strutturali</i> .....	41
<b>7</b>	<b><u>VERIFICHE A FATICA</u></b> .....	<b>42</b>
8.1.	INTRODUZIONE.....	42
8.2.	MODELLO DI CARICO A FATICA.....	42
8.3.	COEFFICIENTI PARZIALI PER LA RESISTENZA A FATICA.....	43
8.4.	METODI DI VERIFICA.....	43
8.5.	VERIFICA DEI DETTAGLI DI FATICA.....	43
<b>8</b>	<b><u>CARATTERISTICHE DEL TERRENO</u></b> .....	<b>46</b>
<b>9</b>	<b><u>DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO IMPALCATO</u></b> .....	<b>48</b>
10.1.	SEZIONI MEMBRATURA IMPALCATO.....	51
10.2.	MODELLAZIONE DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO.....	53
10.3.	MODELLAZIONE DEI CARICHI DA TRAFFICO.....	53
<b>10</b>	<b><u>DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO SPALLA</u></b> .....	<b>55</b>
<b>11</b>	<b><u>COMBINAZIONI DI CARICO</u></b> .....	<b>57</b>
11.1	IMPALCATO.....	57
11.2	SPALLE.....	57
<b>12</b>	<b><u>ANALISI MODALE</u></b> .....	<b>59</b>
<b>13</b>	<b><u>STATO DI SOLLECITAZIONE</u></b> .....	<b>63</b>
13.1	TRAVI IMPALCATO.....	63
13.2	CONTROVENTI.....	65
13.3	SOLETTA.....	67
13.4	SPALLE.....	68

13.4.1	<i>Risultati delle analisi e verifiche strutturali</i> .....	68
13.4.2	<i>Diagrammi delle sollecitazioni</i> .....	69
<b>14</b>	<b><u>STATO DEFORMAZIONE IN ESERCIZIO</u></b> .....	<b>74</b>
<b>15</b>	<b><u>SCARICHI ELEMENTARI E SPOSTAMENTI NEGLI APPOGGI</u></b> .....	<b>77</b>
<b>16</b>	<b><u>VERIFICHE STRUTTURALI</u></b> .....	<b>80</b>
16.1	TRAVI DI IMPALCATO.....	80
16.1.1	<i>Sezione di mezzeria (Elemento 280)</i> .....	80
16.1.2	<i>Sezione d'appoggio (Elemento 256)</i> .....	89
16.1.3	<i>Verifica a fatica delle travi</i> .....	99
16.2	SPALLE.....	100
16.2.1	<i>Fondazione (2.0 m)</i> .....	100
18.1.1.	<i>Muro frontale (2.5 M)</i> .....	111
18.1.2.	<i>Muri laterali (1.10 M)</i> .....	117
18.1.3.	<i>Muri paraghiaia (0.40 M)</i> .....	123
16.3	TRAVERSI.....	128
16.4	SOLETTA.....	129
16.4.1	<i>Sezione corrente</i> .....	129
16.4.2	<i>Verifica a taglio</i> .....	133
<b>17</b>	<b><u>ACCETTABILITA' DEI RISULTATI (CAP.10.2 NTC2018)</u></b> .....	<b>135</b>

## 1 PREMESSA

Nella presente relazione di calcolo viene descritta la procedura seguita per il progetto e la verifica degli elementi strutturali principali costituenti l'opera d'arte denominata "VI.09 - Viadotto Fiumicello", ricadente nell'ambito della progettazione definitiva dell'intervento **E78 GROSSETO – FANO - TRATTO NODO DI AREZZO – SELCI – LAMA (E45) – PALAZZO DEL PERO – 1° LOTTO (F1508)**.

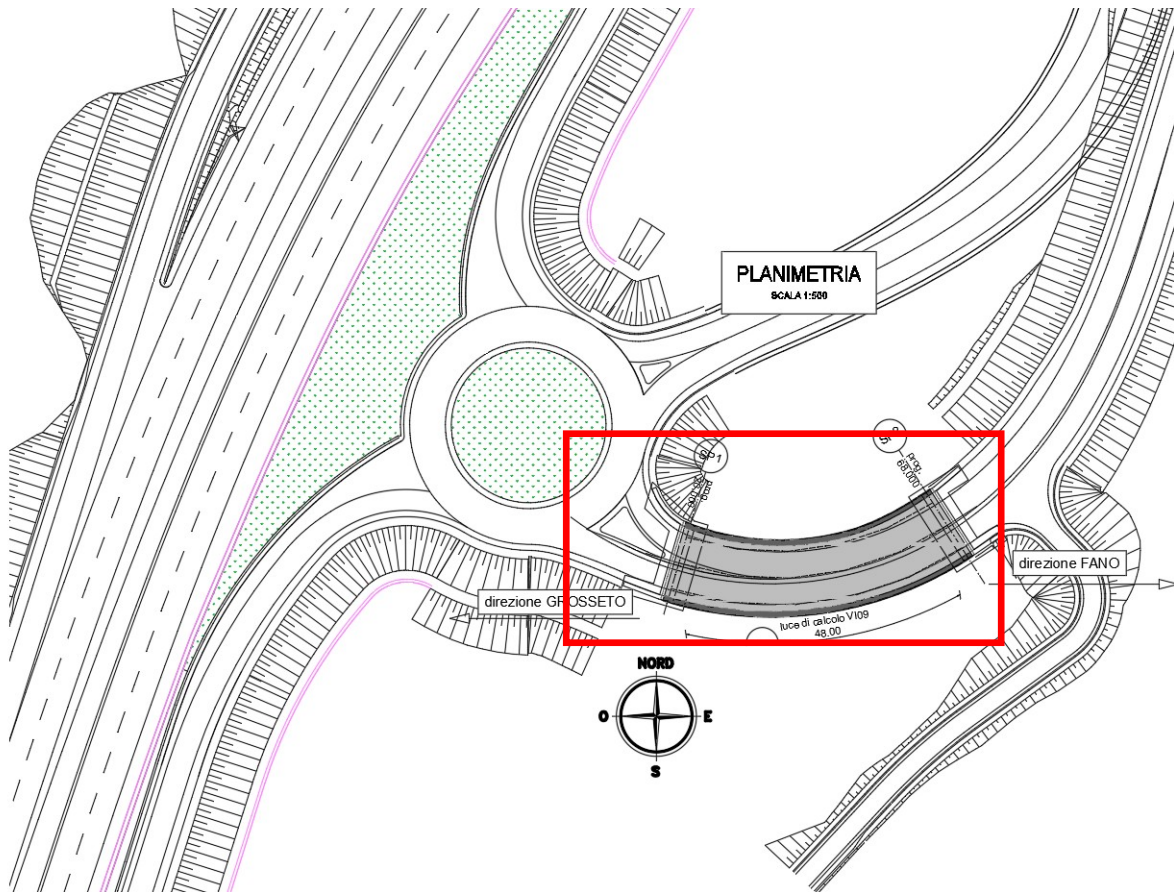


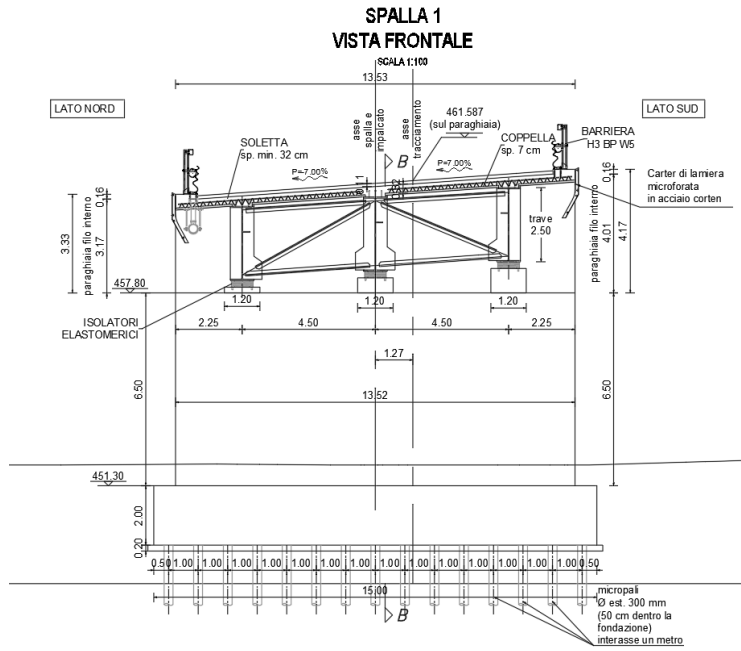
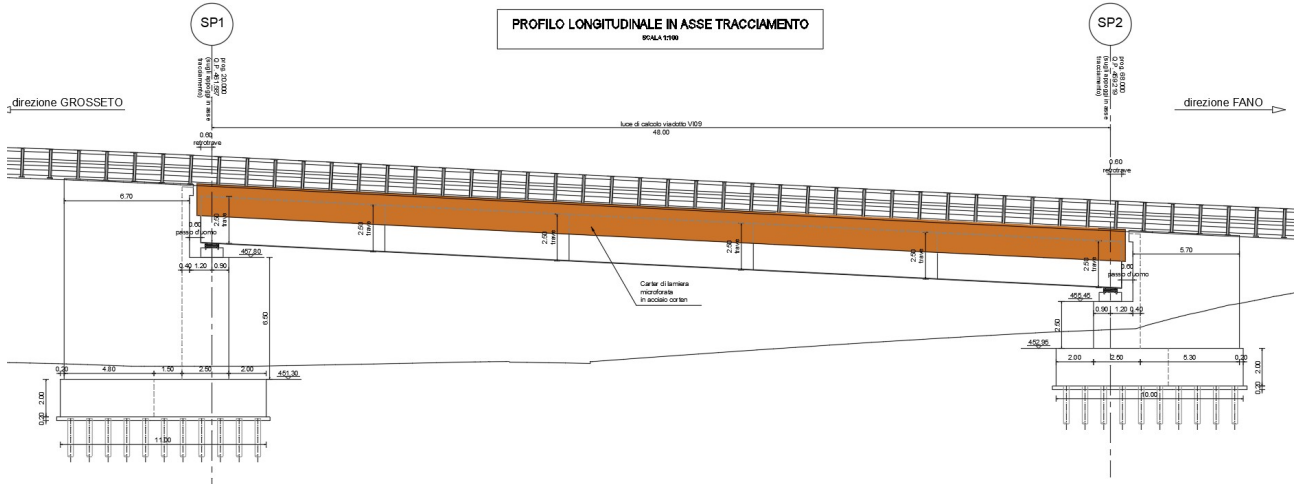
Figura 1.1 Corografia

### 1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

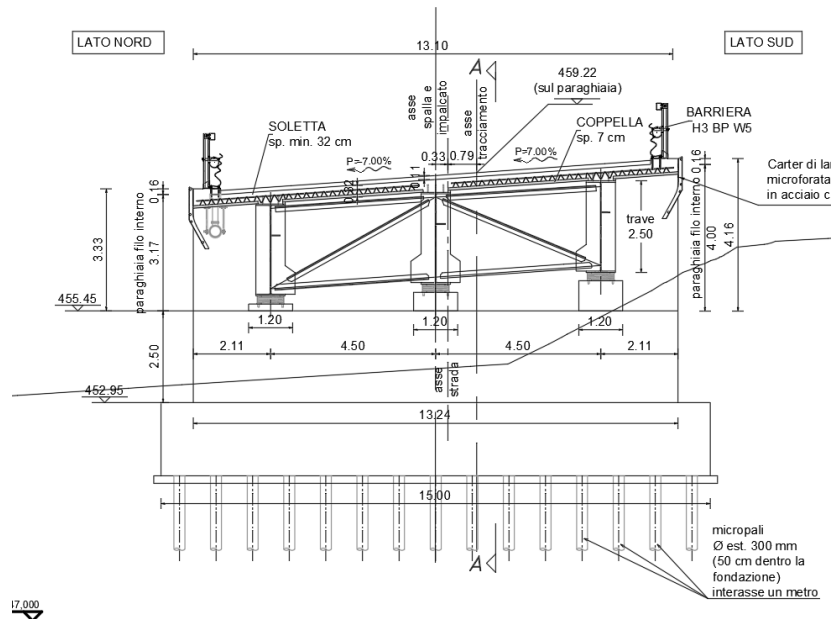
L'opera d'arte è rappresentata da un viadotto costituito da 1 campata, con luce di calcolo pari a 48.00m, per uno sviluppo complessivo di 49.20m.

L'impalcato, in sezione mista acciaio – cls, è realizzato secondo uno schema statico di trave in semplice appoggio.

La sezione trasversale, di larghezza complessiva 13.53m al netto delle velette, è costituita da 3 travi in composizione saldata ad anima piena di altezza costante pari a 2.50m, poste ad interasse di 4.50m, collegate da traversi reticolari aventi un interasse pari a 4.00m.



**SPALLA 2**  
**VISTA FRONTALE**  
SCALA 1:100



**Figura 1.2 Prospetto longitudinale e sezioni trasversali**

L'impalcato è costituito da una soletta in c.a. composta di lastre predalles e calcestruzzo gettato in opera per uno spessore complessivo pari a 25+7cm, resa collaborante con le travi principali per mezzo di connettori tipo Nelson; sono previsti, inoltre, dei controventi orizzontali (*attivi solo nella fase di varo della carpenteria metallica*) a livello di intradosso delle piattabande superiori delle travi principali.

Infine, l'impalcato è completato dalle opere di finitura e sicurezza quali binder, tappeto di usura e barriere del tipo H3 BP W5 ancorate su appositi cordoli laterali gettati sempre in opera.

Le spalle sono realizzate in calcestruzzo armato gettato in opera e sono fondate su micropali di diametro Ø300mm.

Per quanto riguarda, invece, lo schema degli appoggi, al fine di limitare le azioni sismiche trasferite dall'impalcato alle sottostrutture, si è previsto l'utilizzo di isolatori elastomerici ad alto smorzamento viscoso equivalente.

## **2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Si riportano le Normative adottate per le verifiche delle singole componenti strutturali:  
 D.M. 17-01-2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni” [NTC18]  
 UNI EN1991-2 “Azioni sulle strutture: carichi da traffico su ponti” [EC1-2]  
 UNI EN1991-1-5 “Azioni sulle strutture: azioni in generale-azioni termiche” [EC1-1-5]  
 UNI EN1991-1-7 “Azioni sulle strutture: azioni in generale-azioni eccezionali” [EC1-1-7]  
 UNI EN1992-1-1 “Progettazione delle strutture in calcestruzzo: regole generali e regole per gli edifici” [EC2-1]  
 UNI EN1993-1-1 “Progettazione delle strutture in acciaio: regole generali e regole per gli edifici” [EC3-1]  
 UNI EN1993-1-5 “Progettazione delle strutture in acciaio: elementi strutturali a lastra” [EC3-1-5]  
 UNI EN1993-1-8 “Progettazione delle strutture in acciaio: progettazione dei collegamenti” [EC3-1-8]  
 UNI EN1993-1-9 “Progettazione delle strutture in acciaio: fatica” [EC3-1-9]  
 UNI EN1993-2 “Progettazione delle strutture in acciaio: Ponti di acciaio” [EC3-1-8]  
 UNI EN1994-1-1 “Progettazione delle strutture in composte acciaio-calcestruzzo: progettazione dei collegamenti” [EC4-1-1]

## **3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

### **3.1 CALCESTRUZZO PER IMPALCATO**

SOLETTA 35/45

Classe del calcestruzzo	C35/45	-
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione $f_{ck}$	35	MPa
Modulo elastico	34077	MPa
Classe di esposizione	XC3+XD1	-
Tipo di cemento cem	I - V	-
Rapporto massimo acqua/cemento	$\leq 0.55$	-
Classe di consistenza (Slump)	S4	-
Dimensione massima dell'aggregato	22	mm
Copriferro netto minimo	35	mm

Tali valori sono coerenti con quanto indicato nei quaderni tecnici Anas per strade non di montagna



Elemento strutturale	Classe di esposizione	Classe di resistenza minima	Rapporto A/C massimo	Classe di consistenza S (slump)	Dosaggio minimo di cemento (kg/m³)	Cemento	inerte max (mm)	copriferro su barre B450C (mm)
<b>Solette in c.a. gettate in opera (t)</b>	XC3 + XD1	C32/40	0,55	S4	320	-----	22	35
Predalles collaboranti con la soletta	XC3 + XD1	C40/50	0,45	(2)	350	-----	16	25
Impalcati in c.a. o in c.a.p. gettati in opera (t)	XC4 + XD1	C32/40	0,50	S5	340	-----	22	35
Elementi prefabbricati di impalcato (conci, travi, solette, ecc.)	XC4 + XD1	C40/50	0,50	(2)	340	-----	22	30
Parti in elevazione delle Pile:								
- pile a setti	XC4 + XD1	C28/35	0,55	S4	320	-----	22	40
- pile a setti costruite con casseri rampanti	XC4 + XD1	C28/35	0,55	S3	320	-----	22	40
- pile piene	XC4 + XD1	C28/35	0,55	S4	320	CEM IV	22	40
- pulvini "a mensola" (6)	XC4 + XD1	C32/40	0,50	S4	340	CEM IV	22	40
Parti in elevazione delle Spalle e dei Muri (muri di sostegno, muri d'ala, muri andatori e muri di sottocarpa)	XC4 + XD1 + XC2	C28/35	0,55	(4)	320	-----	22	35
Parti in elevazione dei Muri di controripa:								
- muri dotati di rivestimento protettivo sul lato di valle	XC3 + XC2	C28/35	0,55	(4)	320	-----	22	35
- muri non dotati di rivestimento protettivo sul lato di valle	XD3 + XC4 + XC2	C32/40	0,50	(4)	340	-----	32	45
Plinti di fondazione, pareti di pozzi aventi funzione strutturale definitiva ed eseguiti per sottomurazione	XC2	C25/30	0,60	S4	300	CEM IV	32	45
	XC2 + XA1	C28/35	0,55	S4	320	CEM IV	32	45
	XC2 + XA2	C32/40	0,50	S4	320	(3)	32	45
Pali (esclusi quelli prefabbricati), diaframmi e riempimento di pozzi armati	XC2	C25/30	0,60	S5	300	CEM IV	32	75
	XC2 + XA1	C28/35	0,55	S5	320	CEM IV	32	75
	XC2 + XA2	C32/40	0,50	S5	320	(3)	32	75
Sottofondazioni ("magroni"), cls per riempimenti pozzi non armati o debolmente armati	-----	C12/15	-----	-----	-----	-----	-----	-----
cls per opere aventi funzioni provvisoriali	-----	C20/25	-----	-----	-----	-----	-----	(5)

Valutando il copriferro minimo secondo quanto indicato nell'eurocodice 2 si ottiene un copriferro nominale minimo di 34mm.

COPRIFERRO		UNI EN 1992-1-1:2005	
Vita utile di progetto		<b>50</b>	anni
<b>Copriferro estradosso</b>			
Classe di esposizione (ai fini del copriferro)		<b>XC3</b>	par. 4.2, prosp. 4.1
Classe di esposizione (ai fini della composizione)		<b>XC3</b>	par. 4.2, prosp. 4.1
Controllo di qualità speciale della produzione del cls?		<b>No</b>	par. 4.4.1.2, prosp. 4.3N
Classe strutturale		S	2
Copriferro minimo dovuto al requisito di aderenza (ferri sup)		C <sub>min,b,sup</sub>	24 mm
Copriferro minimo dovuto alle condizioni ambientali		C <sub>min,dur</sub>	15 mm
Margine di sicurezza		ΔC <sub>dur,y</sub>	0 mm
Riduzione del copriferro minimo per acciaio inox		ΔC <sub>dur,st</sub>	0 mm
Riduzione del copriferro minimo per protezione aggiuntiva		ΔC <sub>dur,add</sub>	0 mm
<b>Copriferro nominale minimo - strato superiore</b>		C <sub>nom,sup</sub>	<b>34 mm</b>
Margine di progetto per gli scostamenti		ΔC <sub>dev,sup</sub>	10 mm
Copriferro minimo		C <sub>min,sup</sub>	24 mm
max	C <sub>min,b,sup</sub>	24 mm	
	C <sub>min,dur</sub> +ΔC <sub>dur,y</sub> -ΔC <sub>dur,st</sub> -ΔC <sub>dur,add</sub>	15 mm	
		10 mm	

Per quanto sopra esposto si considera un valore minimo di 35mm, tenuto conto la posizione e l'aggressività ambientale.

All'intradosso, essendo la soletta protetta dalla predalle collaboranti con la soletta pari a 25mm

PROGETTAZIONE ATI:

**GPI** INGEGNERIA  
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



Tabella C4.1.IV - Copriferrini minimi in mm

C <sub>min</sub>	C <sub>o</sub>	ambiente	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>≥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

Conglomerato cementizio per predalle collaboranti con la soletta:

Classe del calcestruzzo	C40/50	-
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione f <sub>ck</sub>	40	MPa
Modulo elastico	35220	MPa
Classe di esposizione	XC4+XD1	-
Rapporto massimo acqua/cemento	≤ 0.55	-
Dimensione massima dell'aggregato	16	mm
Copriferro netto minimo	30	mm

### 3.2 CALCESTRUZZO SOTTOSTRUTTURE

Conglomerato cementizio per sottofondazioni:

- Classe di resistenza a 150 daN/mc
- Classe di consistenza -

Conglomerato cementizio per pali di fondazione:

- Classe di resistenza C30/37
- Diam. massimo inerte 32 mm
- Classe di consistenza S5
- Classe di esposizione XC2

Conglomerato cementizio per platee di fondazione di spalle:

- Classe di resistenza C30/37
- Diam. massimo inerte 32 mm
- Classe di consistenza S4
- Classe di esposizione XC2

Conglomerato cementizio per le strutture in elevazione delle spalle:

- Classe di resistenza C32/40
- Diam. massimo inerte 25 mm
- Classe di consistenza S4
- Classe di esposizione XC4 – XF2

Conglomerato cementizio per baggioli:

PROGETTAZIONE ATI:

**GPI INGEGNERIA**  
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



- Classe di resistenza C35/45
- Diam. massimo inerte 25 mm
- Classe di consistenza S5
- Classe di esposizione XC4 - XD1 (cordoli XC4-XD3)

### 3.3 ACCIAIO ORDINARIO PER ARMATURE

Si utilizzeranno barre ad aderenza migliorata tipo B450C controllato in stabilimento, aventi le seguenti caratteristiche:

Classe di acciaio	B450C	-
Tensione caratteristica a snervamento $f_{yk}$	450	MPa
Tensione caratteristica a rottura $f_{tk}$	540	MPa
Modulo elastico	210000	MPa
$1.15 < (f_t / f_y)_k <$	1.35	
$(f_{y,eff} / f_{y,nom}) <$	1.25	
$(A_{gt})_k \geq$	7.5%	
con tensioni di progetto con $\gamma_s = 1.15$		
$f_{yd}$	391	N/mm <sup>2</sup>
tensioni allo stato limite esercizio (nella comb. Rara)		
$\sigma_c = 0.8 f_{yk} =$	360	N/mm <sup>2</sup>

### 3.4 ACCIAIO PER CARPENTERIA

La carpenteria metallica sarà realizzata in acciaio patinabile a resistenza alla corrosione migliorata: tipo S355J2W - per elementi saldati per spessori  $t \leq 40$  mm; tipo S355K2W per elementi saldati per spessori  $t > 40$  mm; tipo S355J2W - per elementi non saldati, piastre sciolte ed angolari

Gli acciai con spessori  $t \leq 40$  mm devono essere conformi alle prescrizioni del D.M. 17.1.2018, dovendo presentare le seguenti caratteristiche:

- tensione di rottura a trazione  
S355  $f_t \geq 510$  MPa
- tensione di snervamento  $f_y \geq 355$  MPa  
S355  $f_y \geq 355$  MPa
- modulo elastico  $E_s = 210.000$  MPa

Gli acciai con spessori  $t > 40$  mm devono essere conformi alle prescrizioni del D.M. 17.1.2018, dovendo presentare le seguenti caratteristiche:

- tensione di rottura a trazione  
S355  $f_t \geq 470$  MPa
- tensione di snervamento  $f_y \geq 355$  MPa  
S355  $f_y \geq 335$  MPa
- modulo elastico  $E_s = 210.000$  MPa

Vengono considerati elementi di carpenteria, quindi caratterizzati dalle specifiche soprariportate anche le predelle metalliche, gli elementi di interfaccia e collegamento degli apparecchi di appoggio.

PROGETTAZIONE ATI:

**GPI** INGEGNERIA  
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



L'assemblaggio dei conci delle travi principali sarà realizzato mediante giunzioni saldate, secondo quanto riportato negli elaborati progettuali.

### **3.5 ACCIAIO E COPPIA DI SERRAGGIO DEI BULLONI**

Le giunzioni bullonate saranno realizzate con bulloni ad alta resistenza per giunzioni ad attrito conformi alle specifiche contenute nel p.to 11.3.4.6.2 del D.M. 17.1.2018 e nella UNI EN 14399-1

- vite classe 10.9 (UNI EN 14399-4)
- dado classe 10 (UNI EN 14399- 4)
- rosette classe C50 UNI EN 10083-5/6 )

I bulloni dovranno essere montati con una rosetta sotto la testa della vite e una rosetta sotto il dado, inoltre dovranno essere contrassegnati con le indicazioni del produttore, la classe di resistenza e la marcatura CE.

I bulloni disposti verticalmente avranno la testa della vite rivolta verso l'alto e il dado verso il basso.

### **3.6 PIOLI CON TESTA TIPO “NELSON”**

I pioli devono essere conformi alle specifiche contenute nel p.to 11.3.4.7 del D.M. 17.01.2018 e nella UNI EN 10025.

Vengono adottati pioli tipo Nelson  $\Phi 20$  con altezza  $H=200$  mm in acciaio S235J2G3+C450 caratterizzato da:

- resistenza a snervamento dell'acciaio  $f_y \geq 350$  MPa;
- resistenza a rottura dell'acciaio  $f_u \geq 450$  MPa;
- allungamento a rottura dell'acciaio maggiore del 15%;
- strizione a rottura dell'acciaio maggiore del 50%.

### **3.7 GIUNZIONI SALDATE**

Le saldature dovranno essere realizzate secondo le indicazioni del D.M. 17.1.2018

#### 4 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Per quanto riguarda la vita nominale, con riferimento al par. 2.4.1 e alla tabella 2.4.I del D.M. 17/1/2018, qui riportata, si farà riferimento alla cat. 3, assumendo una vita nominale pari a  $V_N = 50$  anni.

*Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per i diversi tipi di costruzioni*

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

La classe d'uso è la IV cui corrisponde un coefficiente d'uso  $C_U=2$

#### 5 CLASSE DI ESECUZIONE

La determinazione della classe di esecuzione avviene nella fase di progettazione strutturale in cui vengono valutate le specifiche per la progettazione e la realizzazione della struttura.

La determinazione della classe di esecuzione viene fatta tenendo conto delle disposizioni nazionali, consultando, e collaborando in tale processo decisionale con tutte le figure che intervengono nella realizzazione dell'opera (costruttore, proprietario, responsabile del progetto) e seguendo le disposizioni nazionali nel luogo di utilizzo della struttura.

La procedura raccomandata per la determinazione della classe di esecuzione avviene in tre fasi:  
 Selezione di una classe di importanza, espressa in termini di conseguenze prevedibili sia umane, che economiche o ambientali, di un guasto o di un cedimento di una componente.

Selezione di una categoria di servizio e di una di categoria di produzione.

Determinazione della classe di esecuzione dei risultati delle due scelte sopra riportate secondo il prospetto B3 della UNI EN 1090-2.

Fattori di amministrazione per la scelta della classe di esecuzione

##### 5.1 CLASSE DI IMPORTANZA

Nell'Eurocodice 0\_EN 1990 "Criteri generali di progettazione" all'appendice B Tabella B1 "differenziazione dell'affidabilità strutturale per le costruzioni" vengono riportate le classi di conseguenza in caso di malfunzionamento della struttura, definite in base all'impatto sulla popolazione, ambiente, vite umane, sociali.

CLASSE DI CONSEGUENZA (CCi)	DESCRIZIONE

CC3	Impatto elevato	Gravi conseguenze per perdite di vite umane, economiche o sociali. Oppure gravi conseguenze per l'ambiente
CC2	impatto medio	Conseguenze di media entità per perdite di vite umane, economiche, sociali, oppure considerevoli conseguenze per l'ambiente.
CC1	basso impatto	Lievi conseguenze per perdite di vite umane, economiche, sociali, oppure basse o trascurabili conseguenze per l'ambiente.

#### Rischi connessi con l'esecuzione

Tali pericoli possono derivare dalla complessità dell'esecuzione dei lavori e dalla incertezza nella esposizione e nelle azioni della struttura che possono evidenziare difetti nella struttura durante il suo utilizzo.

Rischi potenziali sono connessi in particolari con:

- fattori di servizio derivanti dalle azioni di cui la struttura e le sue parti possono essere esposte durante il montaggio, l'utilizzo, e i livelli di sollecitazione nei componenti in relazione alla loro resistenza
- fattori di produzione derivanti dalla complessità della realizzazione della struttura e delle sue componenti, per esempio, applicazione di particolari tecniche, procedure o controlli.

Per spiegare questa differenziazione dei rischi in categorie di servizio sono state introdotte le categorie di produzione.

La categoria di produzione può essere determinata sulla base del prospetto B.2. delle UNI EN 1090:2

CATEGORIA DI PRODUZIONE (PC)		
PC1	No saldature e acciai con grado < S355	- Componenti non saldati e realizzati con qualunque grado di acciaio
		- Componenti saldati realizzati con acciaio di grado inferiore a S355
PC2	componenti saldati e acciaio con grado ≥ S355	- Componenti saldati realizzati con acciaio di grado S355 e superiore
		- Componenti essenziali per l'integrità strutturale che vengono assemblati tramite saldatura sulla costruzione in situ
		- Componenti con formatura a caldo oppure che abbiano ricevuto un trattamento termico durante la produzione
		- Componenti di tralicci CHS che richiedono taglie profilature

Categoria di servizio - Rischi connessi con l'utilizzo della struttura

La categoria di servizio può essere determinata sulla base del prospetto B.1. delle UNI EN 1090:2

CATEGORIA DI SERVIZIO (SC)		DEFINITE IN BASE ALLE SOLLECITAZIONI PREVISTE (dinamiche / statiche)	ESEMPI
SC1	sollecitazione statica	- Strutture e componenti progettati per azioni quasi-statiche	(Esempio:Edifici)
		- Strutture e componenti per connessioni progettate per resistere ad azioni simiche in regioni a bassa intensità sismica e DCL	DCL:Comportamento strutturale poco dissipativo (EN 1998 – Prospetto 6.1)
		- Strutture e componenti progettati per azioni a fatica da gru (Classe S0)	
SC2	sollecitazione dinamica a fatica	- Strutture e componenti progettati per azioni a fatica in accordo con EN 1993	(Esempio: ponti ferroviari e stradali, gru (da S1 a S9), strutture suscettibili a vibrazioni determinate dall'azione del vento, gru oppure macchine con funzione rotazionale)
		- Strutture e componenti le cui connessioni sono progettate per azioni sismiche in regioni con medio ed alto rischio sismico e in DCM e DCH	Comportamento strutturale (EN 1998 – Prospetto 6.1) DCM:mediamente dissipativo DCH: Altamente dissipativo

Determinazione della classe di esecuzione per la carpenteria metallica

- CLASSE DI CONSEGUENZA = CC2
- CLASSE DI SERVIZIO = SC2
- CATEGORIA DI PRODUZIONE = PC2

#### CLASSE DI ESECUZIONE

La classe di esecuzione è deducibile dalla tabella riportata nella 1090-2 appendice B

Tabella di determinazione della classe di esecuzione B.3. UNI EN 1090:2							
Classi di conseguenza		CC1		CC2		CC3	
Categorie di servizio		SC1	SC2	SC1	SC2	SC1	SC2
Categorie di produzione	PC1	EXC1	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3	EXC3
	PC2	EXC2	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3	EXC4

Per la carpenteria metallica della dell'impalcato in sistema misto acciaio-calcestruzzo la classe di esecuzione può essere assunta pari a EXC3.



## **6 ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO**

Elenco delle condizioni Elementari di Carico

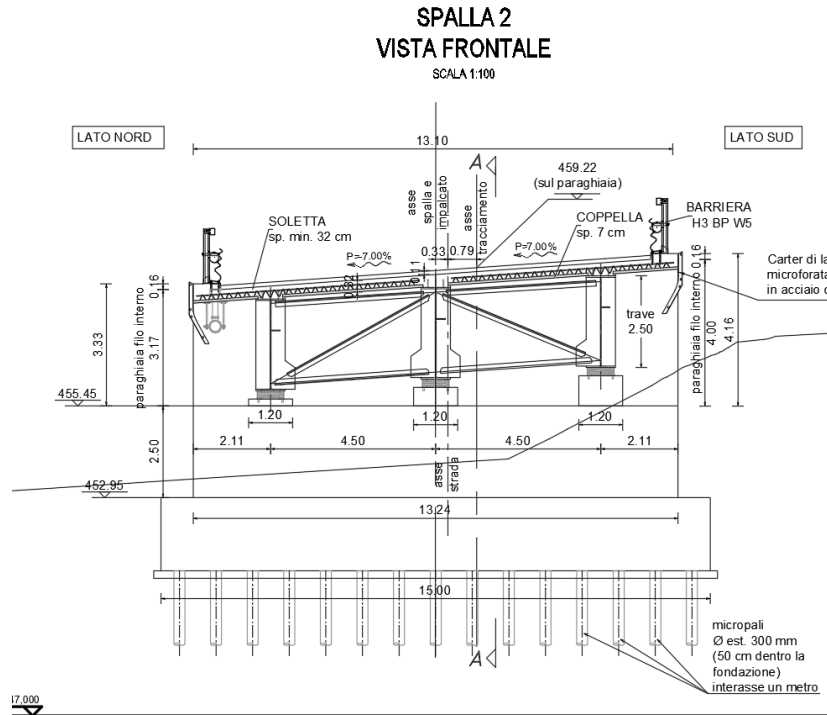
Si calcola l'opera sottoposta alle azioni indotte da:

- g1 peso proprio delle strutture: Acciaio-cls. di soletta
- g2 carichi permanenti portati: pavimentazione, guardrails, marciapiedi, parapetti, cordoli
- $\epsilon 1$  distorsioni di progetto
- $\epsilon 2$  ritiro del calcestruzzo
- $\epsilon 3$  variazioni termiche differenziali: Acciaio-cls.
- $\epsilon 4$  effetti viscosi
- $\epsilon 5$  cedimenti differenziali dei vincoli
- q1 carichi mobili
- q2 effetto dinamico dei carichi mobili
- q3 azioni longitudinali di frenamento
- q4 azione centrifuga
- q5 azioni del vento
- q8 azioni sui parapetti – urto di veicolo in svio

Tali azioni saranno combinate secondo le prescrizioni delle normative vigenti.

## 6.1 PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE (G1)

La sezione tipo dell'impalcato ha le seguenti caratteristiche



**Figura 6.3 Sezione tipo.**

Larghezza impalcato	13.50 m
Cordoli	0.75 m
Carreggiata	12.00 m

La soletta è eseguita su predalle metallica con spessore complessivo di 320mm comprensivo dello spessore del fondello della predalle di 70mm.

Per la determinazione dei carichi permanenti si sono adottati i seguenti pesi specifici dei materiali:

Peso getto cls	25	kN/mc
Peso pavimentazione	24	kN/mc
Acciaio	78.5	kN/mc

Di seguito si riporta l'entità dei carichi a mq:

Soletta (getto+predalle)  $25 \times 0.32 = 8 \text{ kN/m}^2$   
Predalle  $25 \times 0.07 = 1.75 \text{ kN/m}^2$

PROGETTAZIONE ATI:

**GPI** INGEGNERIA  
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



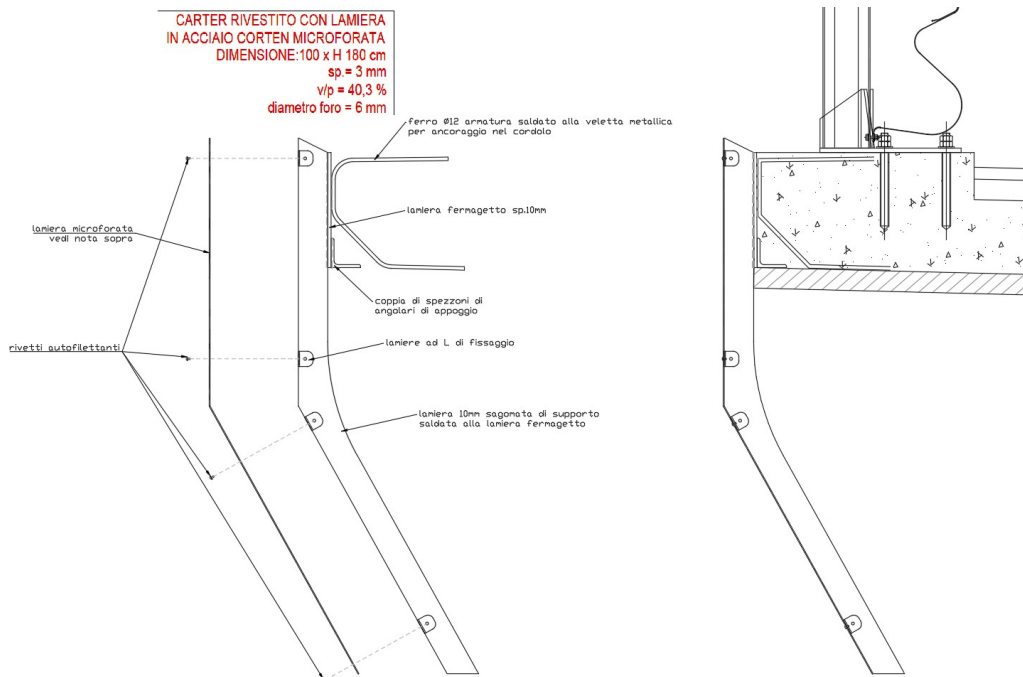
Il getto della soletta invece è stato considerato per tutta la larghezza del tratto carrabile. Il getto della rimanente parte e dei cordoli viene considerato nella fase G2.

## 6.2 PESO PROPRIO FINITURE E PAVIMENTAZIONE (G2)

In questa condizione di carico viene considerato il getto della rimanente parte dei cordoli e dei seguenti carichi permanenti così definiti ed applicati ai traversi.

I carichi unitari permanentemente portati così definiti sulla sezione tipica:

- Pavimentazione tratto carrabile:  $24 \times 0.11 = 2.64 \text{ kN/m}^2$  considerando uno spessore di 11cm
- Cordolo spessore 16cm e getto soletta rimanente 25cm:  $25 \times (0.16+0.25) = 10.25 \text{ KN/m}^2$
- Guardrail 1.5 KN/m
- Smaltimento acque (tubo  $\phi 300$  riempito al 50%):  $0.2+0.5 \times 0.07 \times 10 = 0.55 \text{ kN/m}$
- Carter metallico (vedi schema sotto): 0.8 kN/m



### 6.3 EFFETTI DI RITIRO E VISCOSITÀ DEI CALCESTRUZZI (E2)

La deformazione totale da ritiro si può esprimere, in sede di progettazione, come una contrazione termica derivante da un  $\Delta t$  differenziale.

Dati di input			
$f_{ck}$	[MPa]	<b>35</b>	Resistenza cilindrica caratteristica a compressione
RH	[%]	<b>70</b>	Umidità relativa
Classe	[-]	<b>N</b>	Classe del cemento
$A_c$	[m <sup>2</sup> ]	<b>3.65</b>	Area della sezione trasversale del calcestruzzo
u	[m]	<b>14.04</b>	Perimetro della parte di sezione trasversale in cls esposta all'aria
$h_0$	[m]	<b>0.519</b>	Dimensione convenzionale della sezione trasversale $2 \cdot A_c / u$
Ritiro $\epsilon_2$ (UNI EN 1992-1-1)			
Deformazione da ritiro per essiccamento			
$\beta_{RH}$	[-]	<b>1.018</b>	Coeff. dipendente dall'umidità relativa
$\alpha_{ds1}$	[-]	4	Coeff. dipendente dalla classe del cemento
$\alpha_{ds2}$	[-]	0.12	Coeff. dipendente dalla classe del cemento
$\epsilon_{cd,0}$	[-]	3.410E-04	Deformazione di base dovuta al ritiro per essiccamento
$k_h$	[-]	0.700	Coeff. dipendente dalla dimensione convenzionale $h_0$
$\epsilon_{cd,\infty}$	[-]	2.387E-04	Deformazione da ritiro per essiccamento a tempo infinito
Deformazione da ritiro autogeno			
$\epsilon_{ca,\infty}$	[-]	6.250E-05	Deformazione da ritiro autogeno a tempo infinito
Deformazione totale da ritiro			
$\epsilon_{cs,tot}$	[-]	<b>3.012E-04</b>	Deformazione da ritiro totale a tempo infinito

L'azione di ritiro è applicata alla soletta dell'elemento sezione considerando il modulo elastico differito del cls della soletta per la fase di ritiro.

Le sollecitazioni agenti nella trave a sezione mista sono calcolate in automatico dal software durante le fasi della analisi CS.

## 6.4 EFFETTI DELLE VARIAZIONI TERMICHE (E3)

### 6.4.1 VARIAZIONI TERMICHE UNIFORMI $\Delta T_N$

Il range di temperature indicato nelle NTC 2018 per il sito in esame è il seguente:

#### Dati di base

as	[m]	<b>458</b>	Altitudine sul livello del mare
zona	[-]	<b>II</b>	Zona di pertinenza

#### Temperatura minima e massima dell'aria esterna (p.3.5.2. NTC18)

$T_{min}$	[°C]	-10.75	Temperatura minima dell'aria esterna
$T_{max}$	[°C]	41.08	Temperatura massima dell'aria esterna

#### Temperatura minima e massima del ponte (UNI EN 1991-1-5 Cap.6)

$T_{e,min}$	[°C]	<b>-7.1</b>	Temperatura minima uniforme del ponte
$T_{e,max}$	[°C]	<b>45.6</b>	Temperatura massima uniforme del ponte

#### Calcolo delle variazioni termiche uniformi

$T_0$	[°C]	<b>15</b>	Temperatura iniziale all'atto della regolazione
$\Delta T_0$	[°C]	<b>20</b>	Funzione di tipologia strutturale e accuratezza misurazioni
$\Delta T_{con}$	[°C]	<b>-22.1</b>	<b>Variazione termica di contrazione</b>
$\Delta T_{exp}$	[°C]	<b>30.6</b>	<b>Variazione termica di espansione</b>
$\Delta T_{con,d}$	[°C]	<b>-42.1</b>	<b>Variazione termica di contrazione per valutazione spost.</b>
$\Delta T_{exp,d}$	[°C]	<b>50.6</b>	<b>Variazione termica di espansione per valutazione spost.</b>

### 6.4.2 VARIAZIONI TERMICHE DIFFERENZIALI $\Delta T_M$

Valutazione con Eurocodice 1991-1-5 – paragrafo 6.1.4 facendo riferimento all'approccio 1.

Per ponti di tipo 2 a sezione composta i valori caratteristici delle variazioni lineari di temperatura (gradiente tra intradosso ed estradosso) risultano:

#### Delta T Differenziale

$\Delta T_{M, heat}$	[°C]	15	superficie superiore più calda
$\Delta T_{M, cool}$	[°C]	18	superficie superiore più fredda
$k_{sur}$	[-]	1	

## 6.5 EFFETTI DOVUTI ALLA VISCOSITÀ (E4)

Dei fenomeni viscosi si tiene conto nella definizione delle sezioni. Ciò porta alla caratterizzazione delle differenti rigidzze che la struttura mista assume nelle diverse fasi temporali di lavoro (fase 2 a lungo termine e fase 3 a breve termine). Le NTC, al paragrafo 11.2.10.7, rimandano all'UNI EN 1992-1-1 per valutazioni accurate del coefficiente di viscosità a tempo infinito; i coefficienti di viscosità a tempo infinito vengono dunque valutati secondo il procedimento descritto nell'appendice B.

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

Coefficiente di viscosità

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$$

Coefficiente nominale di viscosità

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{\left| \frac{1 - RH}{100} \right|}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}}$$

per  $f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$

$$\varphi_{RH} = 1 + \left[ \frac{\left| \frac{1 - RH}{100} \right|}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2$$

per  $f_{cm} > 35 \text{ MPa}$

Con:

RH umidità relativa in %;

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}}$$

coefficiente che tiene conto dell'effetto della resistenza del calcestruzzo sul coefficiente nominale di viscosità

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})}$$

coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'età del calcestruzzo al momento del carico sul coefficiente nominale di viscosità.

$$\beta_c(t, t_0) = \left[ \frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0.3}$$

coefficiente atto a descrivere l'evoluzione della viscosità nel tempo dopo

l'applicazione del carico

t età del calcestruzzo, in giorni, al momento considerato;

t<sub>0</sub> età del calcestruzzo, in giorni, al momento dell'applicazione del carico; t - t<sub>0</sub> la durata non corretta del carico, in giorni;

$\beta_H$  coefficiente dipendente dall'umidità relativa (RH in %) e dalla dimensione fittizia dell'elemento ( $h_0$  in millimetri):

$$\beta_H = 1.5 \cdot [1 + (0.012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \leq 1500 \quad \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa (B.8)}$$

PROGETTAZIONE ATI:

**GPI INGEGNERIA**  
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



$$\beta_{II} = 1.5 \cdot [1 + (0.012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 \quad \text{per } f_{cm} \geq 35 \text{ MPa}$$

L'effetto del tipo di cemento sul coefficiente di viscosità può essere considerato modificando l'età del carico  $t_0$  nell'espressione (B.5) secondo la seguente espressione:

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left( \frac{9}{2 + t_{0,T}^{1.2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5$$

Con:

$t_{0,T}$  età del calcestruzzo, in giorni, al momento dell'applicazione del carico

$\alpha$  esponente che dipende dal tipo di cemento:

- = -1 per cemento di classe S;
- = 0 per cemento di classe N;
- = 1 per cemento di classe R.

il valore di  $A_c$  ed  $u$  sono stati considerati per la valutazione del valore della dimensione fittizia di  $h_0$  nella valutazione del parametro  $fr_h$ .

Viscosità $\epsilon_3$ (UNI EN 1992-1-1)			
$\alpha_1$	[-]	0.866	Coeff. dipendente dalla resistenza del calcestruzzo
$\alpha_2$	[-]	0.960	Coeff. dipendente dalla resistenza del calcestruzzo
$\alpha_3$	[-]	0.902	Coeff. dipendente dalla resistenza del calcestruzzo
$\beta_H$	[-]	1038.2	Coeff. dipendente dall'umidità relativa e dalla dim.fittizia
$\beta(f_{cm})$	[-]	2.562	Coeff. che tiene conto della resistenza del calcestruzzo
$\varphi(RH)$	[-]	1.270	Coeff. che tiene conto dell'umidità relativa
Viscosità per azioni permanenti applicate dopo la presa del calcestruzzo			
$t_0$	[gg]	<b>30</b>	Età del cls al momento dell'applicazione del carico
$t_0^*$	[gg]	30	$t_0$ corretto in funzione del tipo di cemento
$t$	[gg]	<b>10000</b>	Tempo di cui si valutano gli effetti (tempo infinito)
$\beta(t_0)$	[-]	0.482	Coeff. che tiene conto dell'età del cls al momento del carico
$\varphi_0$	[-]	1.568	Coeff. nominale di viscosità
$\beta_c(t, t_0)$	[-]	0.971	Coeff. che descrive l'evoluzione della viscosità nel tempo
$\varphi(t, t_0)$	[-]	<b>1.522</b>	Coeff. di viscosità associato ad azioni permanenti costanti
Viscosità per azione da ritiro ( $\epsilon_2$ )			
$t_0$	[gg]	<b>1</b>	Età del cls al momento dell'applicazione del carico
$t_0^*$	[gg]	1	$t_0$ corretto in funzione del tipo di cemento
$t$	[gg]	<b>10000</b>	Tempo di cui si valutano gli effetti (tempo infinito)
$\beta(t_0)$	[-]	0.909	Coeff. che tiene conto dell'età del cls al momento del carico
$\varphi_0$	[-]	2.957	Coeff. nominale di viscosità
$\beta_c(t, t_0)$	[-]	0.971	Coeff. che descrive l'evoluzione della viscosità nel tempo
$\varphi(t, t_0)$	[-]	<b>2.871</b>	Coeff. di viscosità associato all'azione da ritiro

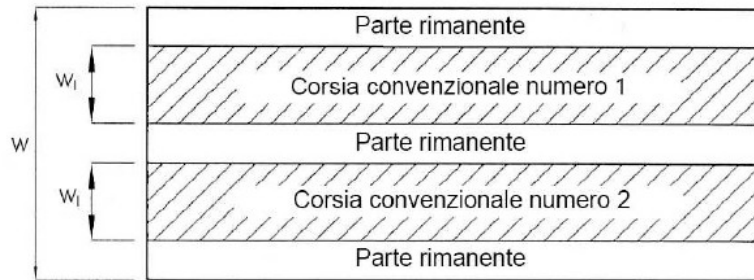
RH-umidità relativa = 70%



## 6.6 CARICHI MOBILI (Q1)

I carichi variabili da traffico sono definiti dagli Schemi di Carico descritti nel § 5.1.3.3.3 NTC18, disposti su corsie convenzionali.

Le larghezze  $w_l$  delle corsie convenzionali su una carreggiata ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono indicati nel prospetto di Fig. 5.1.1 e Tab. 5.1.1 NTC18.



Larghezza di carreggiata "w"	Numero corsie convenzionali	Larghezza corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5.40$ m	$n_i = 1$	3.00	$(w - 3.00)$
$5.4 \leq w < 6.0$	$n_i = 2$	$w/2$	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.

### 6.6.1 SCHEMA DI CARICO

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti Schemi di Carico:

Schema di Carico 1: 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: 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 3: è costituito da un carico isolato da 150kN con impronta quadrata di lato 0,40m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia.

Schema di Carico 4: 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 sicurvia e sulle passerelle pedonali.

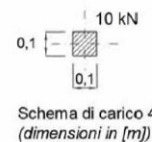
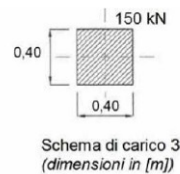
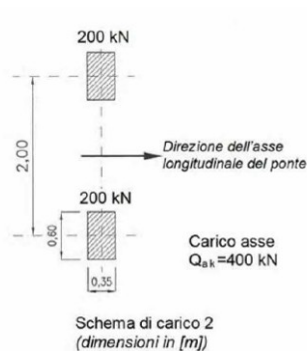
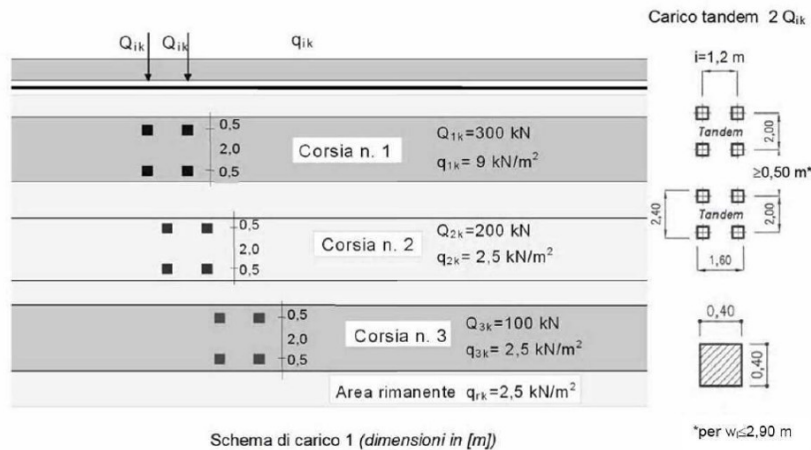
Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m2. Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m2. Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

Categoria stradale

Il ponte in oggetto è definito di Categoria 1°.

### 6.6.2 DISPOSIZIONE DELLE CORSIE DI CARICO

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti di 1a e 2a Categoria è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3,00 m.



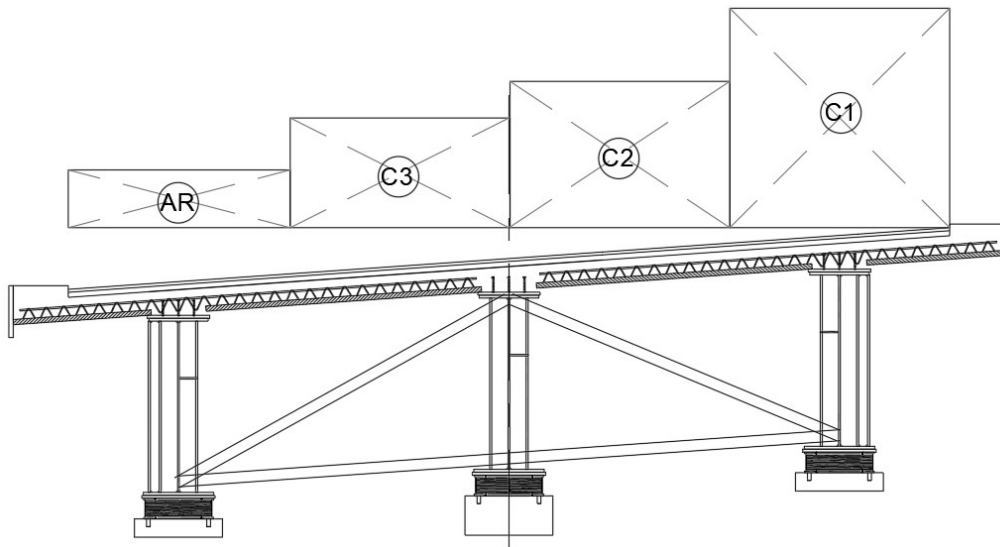
La disposizione e la numerazione delle corsie viene determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vengono scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come Corsia 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come Corsia 2, ecc.

Per i ponti di 1° Categoria si devono considerare, compatibilmente con le larghezze precedentemente definite, le seguenti intensità dei carichi (NTC18):

Posizione carico asse	$Q_{ik}$ [kN]	$q_{ik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Corsia numero 1	300	9.00
Corsia numero 2	200	2.50
Corsia numero 3	100	2.50
Altre corsie	0	2.50

L'analisi della disposizione in senso longitudinale dei carichi mobili che massimizzano le sollecitazioni su ogni singolo elemento strutturale principale è automaticamente svolta dal programma di calcolo attraverso l'analisi della linea di influenza, una volta assegnate le caratteristiche in termini di geometria, posizione e pesi di ciascuna colonna di carico.

Per quanto riguarda la disposizione trasversale dei carichi, tenuta in considerazione che la struttura portante dell'impalcato è costituita da una coppia di travi con uno schema di ripartizione a graticcio si considerano le seguenti disposizioni di carico trasversale.

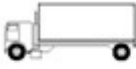






**Figura 6.4** Disposizione dei carichi mobili

## 6.7 CARICO DA TRAFFICO PER VERIFICHE A FATICA

Con riferimento a quanto prescritto dalle NTC 2018, in funzione del limitato carico di traffico previsto per il ponte, si fa riferimento al modello di carico a fatica 2 previsto al punto 5.1.4.3 del DM 17/1/2018. Si adotta pertanto il più gravoso dei mezzi riportati in tabella 5.1.VII, considerato

viaggiante da solo sulla corsia convenzionale (massima eccentricità trasversale) per la verifica sulla trave principale.

SAGOMA del VEICOLO		Distanza tra gli assi (m)	Carico frequente per asse (kN)	Tipo di ruota (Tab. 5.1.IX)
		4,5	90	A
			190	B
		4,20	80	A
		1,30	140	B
			140	B
		3,20	90	A
		5,20	180	B
		1,30	120	C
		1,30	120	C
			120	C
		3,40	90	A
		6,00	190	B
		1,80	140	B
			140	B
		4,80	90	A
		3,60	180	B
		4,40	120	C
		1,30	110	C
			110	C

**Figura 6.5 Veicolo schema di carico a fatica 2**

Coefficienti parziali per la resistenza a fatica

I valori dei coefficienti  $\gamma_{Mf}$  adottati nelle verifiche a fatica sono riportati nella seguente tabella, estratta dalla circolare delle NTC18.

Coefficienti parziali di sicurezza:

$\gamma_f = 1$  coefficiente parziale di sicurezza relativo alle azioni di fatica

$\gamma_M = 1.35$  coefficiente parziale di sicurezza relativo alla resistenza a fatica

$\gamma_{Mf} = \gamma_f \cdot \gamma_M = 1.35$  coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche a fatica

Metodo di valutazione	Conseguenze del collasso	
	Basse conseguenze	Alte conseguenze
metodo del "danneggiamento accettabile"	1,00	1,15
metodo della "vita sicura"	1,15	1,35

### 6.7.1 METODI DI VERIFICA

Per la verifica a fatica secondo il criterio della vita illimitata, l'ampiezza di tensione di riferimento è quella ad ampiezza costante, definita come

$$\Delta\sigma_D = 0.737 \cdot \Delta\sigma_C$$

dove  $\Delta\sigma_C$  è il valore della classe del dettaglio.

La verifica a vita illimitata si esegue controllando che sia

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

dove  $\Delta\sigma_D$  sono i valori di progetto delle massime escursioni di tensioni normali indotte nel dettaglio considerato dallo spettro di carico per vita illimitata.

### 6.7.2 VERIFICA DEI DETTAGLI DI FATICA

Nelle verifiche a fatica le tensioni considerate sono coerenti con quelle alle quali è riferita la curva S-N del dettaglio.

Si veda capitolo specifico della presente relazione.

### 6.8 AZIONE DI FRENAMENTO O ACCELERAZIONE (Q3)

Secondo quanto riportato nel DM 17 gennaio 2018 paragrafo 5.1.3.5, la forza orizzontale dovuta al frenamento dei veicoli per l'impalcato in questione diviene:

$$Q_3 = 0.6 \times 2 \times 300 + 0.1 \times 48.0 \times 9 \times 3 = 489.6 \text{ kN}$$

L'azione viene applicata sull'intera lunghezza di ognuna delle due travi, il carico distribuito sarà dunque pari a 3.40 kN/m.

### 6.9 AZIONE CENTRIFUGA(Q4)

Secondo quanto riportato nel DM 17 gennaio 2018 paragrafo 5.1.3.6, la forza orizzontale dovuta alla centrifuga dei veicoli per l'impalcato in questione diviene ( $R = 56 \text{ m} < 200 \text{ m}$ )

$$Q_4 = 0.2 \times Q_v = 0.2 \times 1200 \text{ kN} = 240 \text{ kN}$$

L'azione viene applicata sull'intera lunghezza di ognuna delle due travi, il carico distribuito sarà dunque pari a 1.67 kN/m.

### 6.10 AZIONE DEL VENTO (Q5)

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale e verticale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretto nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi (ad es. le pile). Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano delle superfici direttamente investite.

La velocità base di riferimento del vento " $v_b$ " è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito ad un periodo di ritorno  $T_R = 50$  anni.

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a$$

dove:

PROGETTAZIONE ATI:

**GPI** INGEGNERIA  
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



$v_{b,0}$ : è la velocità base di riferimento al livello del mare, in funzione della zona in cui sorge la costruzione;

$c_a$ : è il coefficiente di altitudine, calcolato come indicato nella formula di seguito riportata.

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s \left( \frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove “ $a_s$ ” è l’altitudine rispetto al livello del mare del sito dove sorge il viadotto e “ $a_0$ ”, “ $k_s$ ”.

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

Dalla velocità base di riferimento è possibile calcolare la velocità di riferimento, attraverso la formula:

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

dove “ $c_r$ ” è il coefficiente di ritorno, attraverso il quale è possibile valutare la velocità di riferimento del vento per periodi di ritorno diversi da 50 anni:

$$c_r = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \times \ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}$$

In accordo con quanto indicato nelle NTC, il periodo di ritorno è stato assunto pari a:

- 50 anni ( $c_r = 1$ ) per le verifiche ad opera ultimata;
- 10 anni per le verifiche in fase di costruzione.

Si riporta di seguito il calcolo della velocità di riferimento:

INPUT DATI DI PROGETTO			
Proprietà della costruzione			Costruzione ordinaria
Zona di riferimento			
Classe di rugosità			
Categoria di esposizione			
Altitudine del sito	(valore massimo: 1500)	a <sub>s</sub>	300 m.s.l.m.
Coefficiente di topografia	(valore consigliato: 1)	c <sub>t</sub>	1.00
Coefficiente dinamico	(valore consigliato: 1)	c <sub>d</sub>	1.00

### 6.10.1 PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO

La pressione cinetica di riferimento è data dall'espressione:

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2$$

dove: "v<sub>r</sub>" è la velocità di riferimento del vento, calcolata come indicato nel paragrafo precedente;

"ρ" è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m<sup>3</sup>.

CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO		
Periodo di ritorno	T <sub>R</sub>	50 anni
Vita nominale della costruzione	V <sub>N</sub>	50 anni
Velocità base di riferimento al livello del mare	v <sub>b,0</sub>	27.00 m/s
Parametri (funzione della zona geografica)	a <sub>0</sub>	500 m
	k <sub>a</sub>	0.37 s <sup>-1</sup>
Coefficiente di altitudine	c <sub>a</sub>	1.00
Velocità di base di riferimento	v <sub>b</sub>	27.00 m/s
Coefficiente di ritorno	c <sub>r</sub>	1.00
Velocità di riferimento del vento	v <sub>r</sub>	27.00 m/s
Fattore di terreno (dip. da categoria di esposizione)	k <sub>r</sub>	0.19
Lunghezza di rugosità (dip. da categoria di esposizione)	z <sub>0</sub>	0.05 m
Altezza minima (dip. da categoria di esposizione)	z <sub>min</sub>	4.00 m
Densità media di massa dell'aria	ρ	1.25 kg/m <sup>3</sup>
Pressione cinetica di riferimento	q <sub>r</sub>	0.456 kN/m <sup>2</sup>

### 6.10.2 COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Il coefficiente di esposizione è un coefficiente correttivo della pressione cinetica di riferimento funzione di:

- dell'altezza "z" dal suolo dell'opera;
- della topografia e quindi della categoria di esposizione.

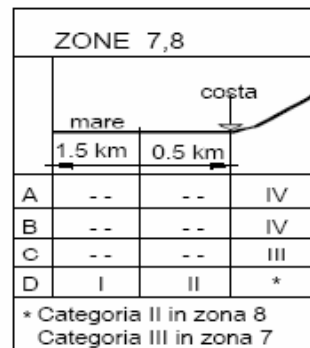
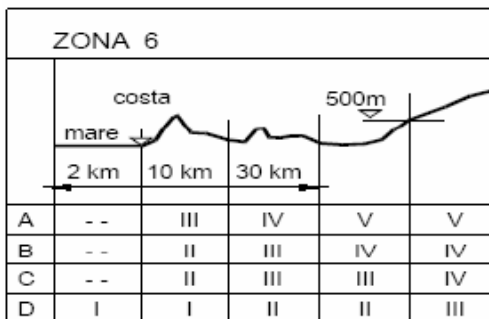
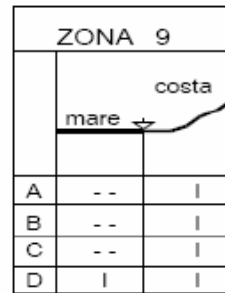
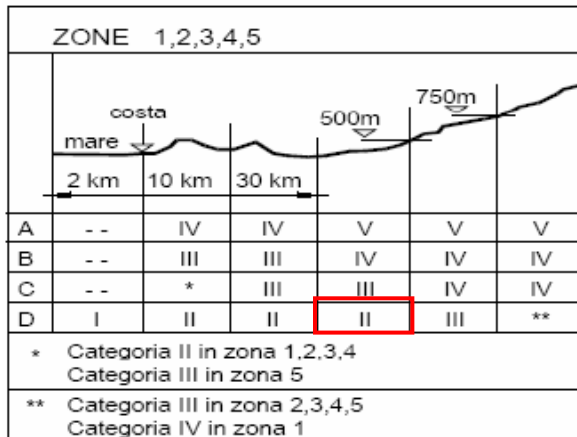
Per il viadotto, a favore di sicurezza, tanto per l'azione del vento sull'impalcato, quanto per quella sulle sottostrutture, si è assunta come altezza dell'opera rispetto al suolo un'altezza pari a quella corrispondente all'estradosso impalcato.

La categoria di esposizione è stata valutata in riferimento a quanto indicato nelle NTC2018, il cui contenuto si riporta di seguito:

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).





Poiché il tracciato attraversa principalmente una zona di campagna, si è assunta una classe di rugosità "D".

Il sito in esame si trova ad una distanza maggiore di 30km dalla costa e ad un'altitudine inferiore a 500m. Si è assunta dunque una categoria di esposizione II.

In funzione seguenti parametri, nota la categoria di esposizione, è possibile valutare il coefficiente di esposizione:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Categoria di esposizione del sito	$K_r$	$z_0$ [m]	$z_{\min}$ [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

### 6.10.3 COEFFICIENTE DINAMICO

Il coefficiente dinamico è un coefficiente correttivo della pressione cinetica di riferimento che tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura.

Cautelativamente, è stato assunto un coefficiente dinamico unitario.

Coefficiente dinamico (§3.3.9)		
$C_d$	[-]	<b>1.000</b>
		Coefficiente dinamico

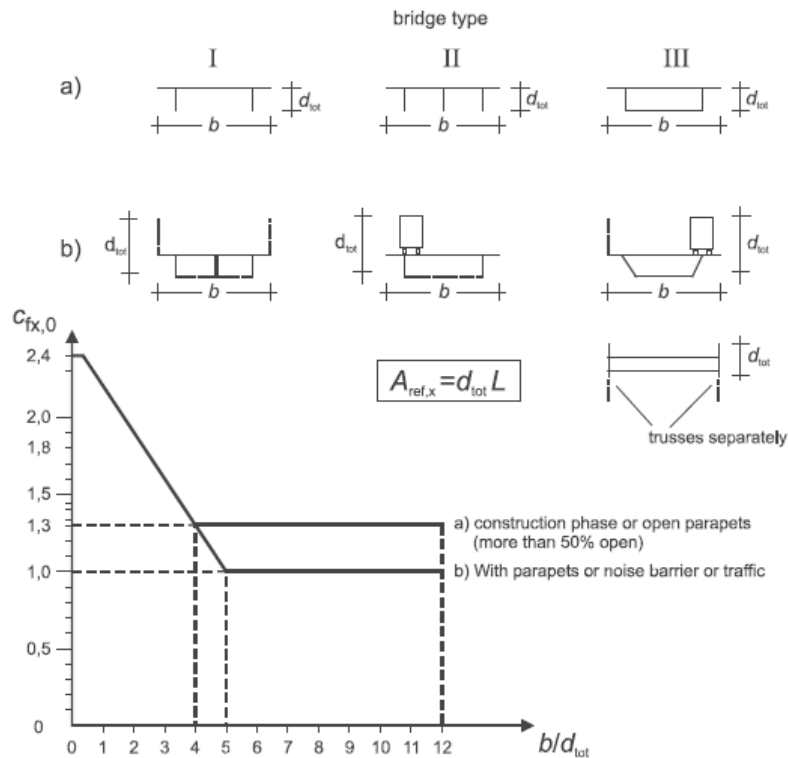
### 6.10.4 COEFFICIENTI AERODINAMICI E AREE SULLA QUALE AGISCE LA PRESSIONE DEL VENTO

Il coefficiente aerodinamico (o di pressione) è un coefficiente correttivo della pressione cinetica di riferimento che tiene conto della geometria dell'opera e dell'orientazione della stessa rispetto alla direzione del vento.

#### 7.1.1.1. Vento trasversale sull'impalcato

Il coefficiente aerodinamico dell'impalcato, per azione del vento in direzione trasversale all'asse impalcato, è stato calcolato sulla base del grafico indicato nelle UNI EN 1991-1-4.

Il coefficiente aerodinamico è stato valutato sia nelle condizioni di ponte scarico, sia nelle condizioni di ponte carico.



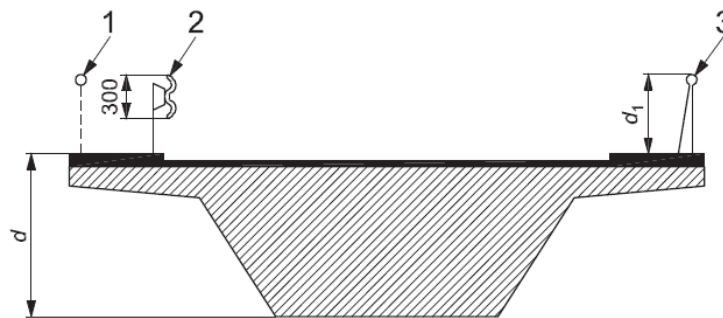
Si indica con “ $d_{tot}$ ” l'altezza sulla quale agisce la pressione del vento. Con “ $b$ ” la larghezza complessiva dell'impalcato.

Nella figura, nel gruppo a) ricadono gli impalcati in fase di costruzione e gli impalcati con parapetti o barriere aperte, nel gruppo b) gli impalcati con barriere antirumore, parapetti o barriere di sicurezza solide o nella condizione di presenza di traffico.

Nel caso in esame, per la condizione di ponte scarico si ricade nel caso a), per la condizione di ponte carico si ricade invece nel caso b).

L'area sulla quale è stata considerata agente l'azione del vento è, per combinazioni di carico in assenza di traffico, pari alla somma di:

- l'area della faccia della trave principale frontale;
- l'area della faccia di quelle parti delle altre travi che sporgono al di sotto della prima;
- l'area della faccia della parte di soletta + cordolo al di sopra della trave principale frontale;
- l'area delle barriere di sicurezza aperte, assunte di altezza 0.30m per lato



Sistema di ritenuta	su un lato	su entrambi i lati
Parapetto aperto o barriera di sicurezza aperta	$d + 0,3 \text{ m}$	$d + 0,6 \text{ m}$
Parapetto a parete piena o barriera di sicurezza a parete piena	$d + d_1$	$d + 2 d_1$
Parapetto aperto e barriera di sicurezza aperta	$d + 0,6 \text{ m}$	$d + 1,2 \text{ m}$

Per combinazioni di carico in presenza di traffico, l'area sulla quale è stata considerata agente l'azione del vento è pari alla somma di:

- l'area della faccia della trave principale frontale;
- l'area della faccia di quelle parti delle altre travi che sporgono al di sotto della prima;
- l'area della faccia della parte di soletta + cordolo al di sopra della trave principale frontale;

- l'area corrispondente ad un'altezza pari a 3m a partire dal livello della strada, se le barriere sono più basse di 3m. In caso contrario si assume un'area corrispondente all'altezza delle barriere stesse.

Si riporta di seguito il calcolo eseguito per la valutazione dei coefficienti aerodinamici. Di seguito si intende per altezza della trave  $d_{trave}$ , la somma dell'altezza della prima trave e delle parti delle altre travi che sporgono al di sotto della prima (tenendo conto della pendenza trasversale dell'impalcato).

### 7.1.1.2. Vento verticale sull'impalcato

L'azione del vento si considera agente sia verso l'alto che verso il basso. In accordo con le UNI EN 1991-1-4, il coefficiente aerodinamico per azione del vento verticale è stato assunto pari a  $\pm 0.9$ . L'area su cui agisce tale pressione è pari all'area in pianta dell'impalcato.

In accordo con quanto indicato nella UNI EN, è stata considerata un'eccentricità della forza risultante dalla pressione del vento pari a  $b/4$ . Tale azione genera un momento intorno all'asse longitudinale dell'impalcato con conseguente aumento delle sollecitazioni in una delle due travi esterne.

## 6.10.5 PRESSIONE DEL VENTO E AZIONI RISULTANTI

La pressione del vento è data da:

$$P = q_r c_e c_p c_d$$

dove  $q_r$  è la pressione cinetica di riferimento e  $c_e$ ,  $c_p$  e  $c_d$  sono rispettivamente il coefficiente di esposizione, il coefficiente aerodinamico (o di pressione) e il coefficiente dinamico.

Si riporta di seguito il calcolo della pressione e delle azioni per unità di lunghezza dovute all'azione del vento trasversale.

Si ipotizza che il centro di rigidezza per azioni trasversali si trovi in corrispondenza del baricentro della soletta. L'azione trasversale del vento viene dunque riportata direttamente a baricentro soletta generando, per il relativo trasporto, un momento torcente traducibile in azioni verticali agenti sulle travi.

### 7.1.1.3. Azioni del vento sull'impalcato

INPUT DATI DI PROGETTO		
Altezza dal suolo dell'intradosso dell'impalcato	$z_{suolo}$	7.00 m
Altezza impalcato (da intrad. a quota progetto)	$h_{imp}$	3.65 m
Altezza elementi di arredo oltre quota progetto	$h_{fin}$	2.00 m
Larghezza dell'impalcato	$b$	13.36 m

- Ponte scarico

<b><u>Ponte scarico</u></b>		
Quota di riferimento	<b>z</b>	12.65 m
Coefficiente di esposizione	<b>c<sub>e</sub> (z)</b>	2.50
Pressione cinetica di picco del vento	<b>q<sub>p</sub> (z)</b>	1.14 kN/m <sup>2</sup>
Dimensione di riferimento	<b>b</b>	13.36 m
Rapporto tra larghezza ed altezza totale	<b>b/d<sub>tot</sub></b>	2.36
Coefficiente di forza vento trasversale	<b>c<sub>fx0</sub></b>	1.82
Eccentricità applicazione vento orizzontale	<b>e<sub>h</sub></b>	<b>0.70 m</b>
Coefficiente di forza vento verticale	<b>c<sub>fz</sub></b>	±0.90
Eccentricità applicazione vento verticale	<b>e<sub>v</sub></b>	±3.34 m
<b>Forza aerodinamica - vento trasversale</b>	<b>f<sub>x</sub> (z)</b>	<b>27.70 kN/m</b>
<b>Momento torcente - vento trasversale</b>	<b>m<sub>x</sub> (z)</b>	<b>19.39 kNm/m</b>
<b>Forza aerodinamica - vento verticale</b>	<b>f<sub>z</sub> (z)</b>	<b>±13.70 kN/m</b>
<b>Momento torcente - vento verticale</b>	<b>m<sub>z</sub> (z)</b>	<b>±45.74 kNm/m</b>

- Ponte carico

<b><u>Ponte carico</u></b>		
Quota di riferimento	<b>z</b>	13.65 m
Coefficiente di esposizione	<b>c<sub>e</sub> (z)</b>	2.55
Pressione cinetica di picco del vento	<b>q<sub>p</sub> (z)</b>	1.16 kN/m <sup>2</sup>
Dimensione di riferimento	<b>b</b>	13.36 m
Rapporto tra larghezza ed altezza totale	<b>b/d<sub>tot</sub></b>	2.01
Coefficiente di forza vento trasversale	<b>c<sub>fx0</sub></b>	1.93
Eccentricità applicazione vento orizzontale	<b>e<sub>h</sub></b>	<b>0.70 m</b>
Coefficiente di forza vento verticale	<b>c<sub>fz</sub></b>	±0.90
Eccentricità applicazione vento verticale	<b>e<sub>v</sub></b>	±3.34 m
<b>Forza aerodinamica - vento trasversale</b>	<b>f<sub>x</sub> (z)</b>	<b>29.97 kN/m</b>
<b>Momento torcente - vento trasversale</b>	<b>m<sub>x</sub> (z)</b>	<b>20.98 kNm/m</b>
<b>Forza aerodinamica - vento verticale</b>	<b>f<sub>z</sub> (z)</b>	<b>±13.97 kN/m</b>
<b>Momento torcente - vento verticale</b>	<b>m<sub>z</sub> (z)</b>	<b>±46.66 kNm/m</b>

L'azione del vento a ponte carico è nettamente più gravosa di quella nella condizione di ponte scarico. Nei calcoli si assumerà sempre la condizione di vento a ponte carico.

### 6.11 AZIONE SISMICA (Q6)

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ .

Si ottiene pertanto il periodo di riferimento:  $V_R = V_N \times C_U = 50 \times 2 = 100$  anni

Per il terreno e le caratteristiche topografiche si sono assunti seguenti parametri:

Categoria di sottosuolo E  
Classe topografica T1

La struttura si trova in corrispondenza delle seguenti coordinate geografiche:

## FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE  
11.87

LATITUDINE  
43.4733

Ricerca per comune

REGIONE  
Toscana

PROVINCIA  
Arezzo

COMUNE  
Arezzo

Elaborazioni grafiche

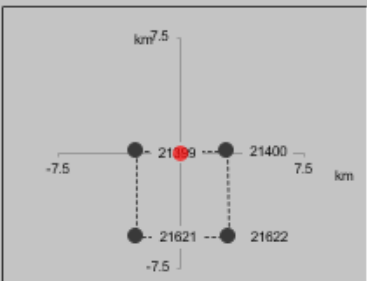
Grafici spettri di risposta

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  
 superficie rigata



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".

### 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

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

Stato Limite

Stato Limite considerato  info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo  info  $S_S = 1.470$   $C_C = 1.858$  info

Categoria topografica  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  $q_d$   Regol. in altezza  info

Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore  $q$    $\eta = 0.667$  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,  $\xi = 5\%$ )





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

**Stato Limite**  
 Stato Limite considerato **SLV** info

---

**Risposta sismica locale**  
 Categoria di sottosuolo **E** info       $S_s = 1.470$        $C_c = 1.858$  info  
 Categoria topografica **T1** 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  $\xi$  (%) **5**       $\eta = 1.000$  info  
 Spettro di progetto inelastico (SLU)      Fattore  $q_o$  **1**      Regol. in altezza **si** info

---

**Compon. verticale**  
 Spettro di progetto      Fattore  $q$  **1.5**       $\eta = 0.667$  info

---

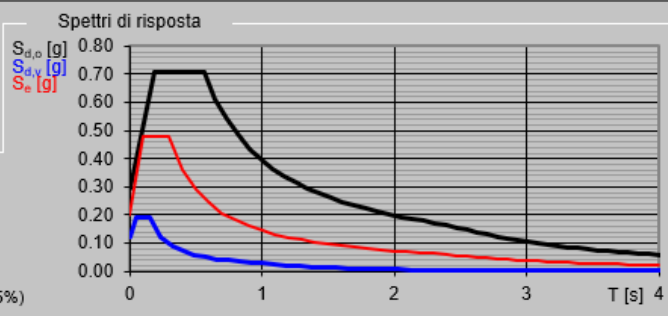
**Elaborazioni**  
 Grafici spettri di risposta info  
 Parametri e punti spettri di risposta info

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

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

**Spettri di risposta**



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

**Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_C^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  associati a ciascuno  $\xi$**

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	60	0.071	2.518	0.276
SLD	101	0.088	2.497	0.284
SLV	949	0.199	2.424	0.301
SLC	1950	0.244	2.450	0.311

L'impalcato è vincolato con 4 isolatori in gomma con le seguenti caratteristiche: SI-H 650/125  
 Spostamento +/- 250 mm  
 Rigidezza orizzontale: 3.69 kN/mm  
 Rigidezza verticale: 2344 kN/mm

Inoltre le proprietà nominali dell'isolatore, e dunque quelle di tutto il sistema di isolamento, possono subire modifiche dovute all'invecchiamento, temperatura, storia di carico. Questa variabilità è tenuta in conto (come richiesto per le costruzioni in classe d'uso III e IV al paragrafo 7.10.5.1 del D.M. 14.01.2008) in accordo alla EN1998-2 [punto 7.5.2.4(2)P], tramite l'utilizzo di due gruppi di caratteristiche del sistema di isolamento:

- proprietà di progetto limiti superiori [upper bound design properties (UBDP)]
- proprietà di progetto limiti inferiori [lower bound design properties (LBDP)]

In generale devono essere effettuate due distinte analisi, una usando l'UBDP, ed un'altra usando l'LBDP. L'analisi con UBDP conduce in genere alle azioni massime su sottostrutture ed impalcato, mentre quella con LBDP porta ai massimi spostamenti dei dispositivi di isolamento.

I valori di progetto UBDP e LBDP sono calcolati in accordo alle EN1998-2 (Appendici J e JJ) e la UNI EN 15129, secondo quanto riportato di seguito attraverso la definizione di un parametro  $\lambda$  che tengono conto di alcuni effetti come bassa temperatura e invecchiamento che aumentano la rigidezza di progetto della gomma.

A questo va aggiunta una variabilità del 20% per la produzione.

Tenuto conto che il rapporto tra i parametri UBDP e LBDP deve essere almeno maggiore di 1.8, si considera un fattore di 1.5 per l'UBDP e di 0.8 per LBDP.

#### UBDP

Rigidezza orizzontale: 5.535 kN/mm

Rigidezza verticale: 3516 kN/mm

#### LBDP

Rigidezza orizzontale: 2.95 kN/mm

Rigidezza verticale: 1875.2 kN/mm

## 6.12 ANALISI DEI CARICHI SPALLA

Le sollecitazioni sono state determinate a partire dai valori delle risultanti delle azioni trasmesse dagli impalcati alla quota degli apparecchi di appoggio, alle quali sono state combinate le azioni determinate dalle spinte del terreno di riempimento, del sovraccarico accidentale e della pavimentazione, in condizioni sia statiche che sismiche, e le azioni dovute alle forze di inerzia e al peso proprio di tutti gli elementi costituenti le sottostrutture.

### 6.12.1 PERMANENTI STRUTTURALI E NON STRUTTURALI (G1 E G2)

I pesi degli elementi strutturali sono calcolati automaticamente dal programma di calcolo Midas Gen utilizzando un peso di volume del calcestruzzo pari a 25 kN/m<sup>3</sup>.

Per i pesi propri non strutturali si considera il contributo del volume di terreno agente sulla platea di fondazione. Nella porzione di platea posta esternamente rispetto al muro frontale e al muro andatore, si considera il peso di volume di 19 kN/m<sup>3</sup> dato dal rilevato di terreno che restituisce un carico pari a 19.0 kN/m<sup>2</sup>.

Nella parte di platea posta internamente rispetto al muro frontale e il muro andatore si considera invece un peso di volume pari a 25 kN/m<sup>3</sup> dato dallo strato misto cementato, che restituisce un carico pari a 262.50 kN/m<sup>2</sup>.

### 6.12.2 SPINTA LITOSTATICA DEL TERRAPIENO

Si assume per il terreno a tergo delle spalle un angolo di attrito  $\varphi' = 35^\circ$  ed un peso per unità di volume  $\gamma_T = 19$  kN/m<sup>3</sup>.

Nell'ipotesi di spostamenti molto piccoli della struttura rispetto al terreno, la spinta del terrapieno viene valutata sulla base dello stato di riposo:

$$S(z) = k_0 \cdot \gamma_T \cdot z$$

Dove

$k_0 = 1 - \tan\varphi = 0.426$  è il coefficiente di spinta a riposo.

### 6.12.3 SPINTA STATICA DEL SOVRACCARICO AGENTE SUL TERRAPIENO

La spinta viene valutata considerando un sovraccarico accidentale di 20 kN/m<sup>2</sup>. Nell'ipotesi di spostamenti molto piccoli della struttura rispetto al terreno, la spinta del sovraccarico accidentale viene valutata sulla base dello stato di riposo:

$$S(z) = k_0 \cdot q$$

Dove

$k_0 = 1 - \tan\varphi = 0.426$  è il coefficiente di spinta a riposo.

### 6.12.4 CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica viene considerata attraverso un'analisi pseudo-statica. In particolare, le azioni di inerzia in direzione orizzontale sono calcolate come:

$$F_h = k_h \cdot W$$

in cui  $k_h$  è il coefficiente sismico orizzontale:

PROGETTAZIONE ATI:

**GPI**INGEGNERIA  
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

L'accelerazione orizzontale massima attesa al sito  $a_{max}$  è valutata con la relazione:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

$S = 1.47 \times 1.00 = 1.47$ ; coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_S$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ );

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

Il coefficiente  $\beta_m$  assume valore unitario, come definito nel § 7.11.6.2.1 delle NTC 2018 in riferimento a muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno. Per le azioni inerziali in direzione verticale, invece, risulta valida la seguente espressione:

$$F_v = k_v \cdot W$$

dove:

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

Essendo la massima accelerazione orizzontale attesa al sito pari ad  $a_{max} = 0.293^{0.250} g$ , si ottengono, per il coefficiente sismico orizzontale e per quello verticale, i seguenti valori:

$$k_h = 0.293 ; k_v = 0.146$$

### 6.12.5 SPINTA DEL TERRAPIENO IN CONDIZIONI SISMICHE

La spinta esercitata dal terrapieno in condizioni sismiche viene valutata con la teoria di Mononobe-Okabe, considerando il raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite attivo:

$$S_{a,E} = S_a + \Delta S_{a,E}$$

dove  $S_a$  rappresenta la spinta attiva del terreno valutata in condizioni statiche, e  $\Delta S_{a,E}$  l'incremento dovuto all'azione sismica.

In particolare, la spinta attiva in condizioni statiche è:

$$S_a(z) = k_a \cdot \gamma_T \cdot z$$

dove  $k_a$  viene valutato con la formula di Muller-Breslau:

$$k_a = \frac{1 - \text{sen}\varphi'}{1 + \text{sen}\varphi'} = 0.271$$

L'espressione di Mononobe-Okabe permette di calcolare direttamente la risultante delle due componenti, che risulta quindi pari a:

$$S_{a,E}(z) = k_{a,E} \cdot \gamma_T \cdot z \cdot (1 \pm k_v)$$

Il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche viene calcolato come:

$$K_{a,E} = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\alpha \cdot \sin(\alpha - \delta - \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\sin(\alpha - \delta - \theta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

dove:

$\alpha$  = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del paramento del muro, pari a 90°;

$\varphi$  = angolo d'attrito del terrapieno, pari a 35°;

$\delta$  = angolo d'attrito muro-terreno, pari a 0°;

PROGETTAZIONE ATI:

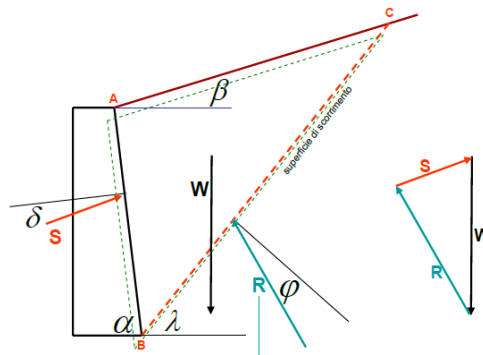
**GPINGEGNERIA**  
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



$\beta$  = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno, pari a 0°.



**Figura 6.6 Parametri per il calcolo del coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche**

L'angolo  $\theta$  tiene conto invece della presenza della componente verticale dell'azione sismica:

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

A seconda della direzione del sisma considerata siamo in presenza di un maggiore o minore angolo  $\theta$  a cui corrisponde in maniera proporzionale un maggiore o minore coefficiente di spinta attiva  $k_{a,E}$ .

In particolare, per la definizione delle componenti di spinta in condizioni sismiche  $S_{a,E}$  e quindi per il calcolo di  $\theta$  si è considerato soltanto lo scenario  $1 + k_v$  che sicuramente porta ad un coefficiente di spinta attiva  $k_{a,E}$  minore ma nel complesso a sollecitazioni in condizioni sismiche sfavorevoli e quindi più gravose per il dimensionamento sia delle fondazioni che delle componenti strutturali della spalla oggetto di verifica.

Nei calcoli si utilizza un coefficiente di spinta attiva  $k_{a,E} = 0.503$ .  $k_{a,E} = 0.531$

### 6.12.6 AZIONI DI INERZIA LEGATE ALLA MASSA DELL'IMPALCATO

Le azioni inerziali trasmesse dall'impalcato sono dovute alla massa degli elementi strutturali e non strutturali, trasmesse alla spalla dal sistema di vincolo, in questo caso dal sistema di isolamento. Per entrambe le spalle queste forze vengono direttamente dal modello dell'impalcato descritto in precedenza.

### 6.12.7 AZIONI DI INERZIA LEGATE ALLA MASSA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Le azioni di inerzia degli elementi strutturali sono introdotte nel modello di calcolo come carichi ripartiti per unità di superficie.

In particolare, in direzione orizzontale tali azioni sono calcolate come:

$$p_h = k_h \cdot \gamma_c \cdot t$$

in cui:

$$k_h = 0.374 \quad k_h = 0.293 \text{ è il coefficiente sismico orizzontale;}$$

PROGETTAZIONE ATI:

**GPI** INGEGNERIA  
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



- $\gamma_c$  è il peso specifico del calcestruzzo, assunto pari a 25 kN/m<sup>3</sup>;
- $t$  è lo spessore dei diversi elementi strutturali costituenti la spalla.

In direzione verticale, invece, le azioni inerziali sono calcolate come:

$$p_v = k_v \cdot \gamma_c \cdot t$$

dove  $k_v = 0.168$   
 $k_v = 0.146$  è il coefficiente sismico verticale.

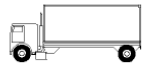
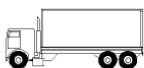



## 7 VERIFICHE A FATICA

### 7.1 INTRODUZIONE

Con riferimento al §5.4.3 delle NTC2018, per strutture, elementi strutturali e dettagli sensibili a fenomeni di fatica vanno eseguite opportune verifiche. Vengono svolte le verifiche a fatica per vita illimitata adottando gli spettri di carico associati. In assenza di studi specifici, volti alla determinazione dell'effettivo spettro di carico che interessa il ponte, si fa far riferimento ai modelli descritti nel seguito.

### 7.2 MODELLO DI CARICO A FATICA

Secondo quanto previsto dalle NTC18 al § 5.1.4.3, per la verifica a vita illimitata si prevede il modello di carico di fatica 2, sulla corsia identificata come lenta. Si riportano le cinque configurazioni di sagoma del veicolo.

SAGOMA del VEICOLO	Distanza tra gli assi (m)	Carico frequente per asse (kN)	Tipo di ruota (Tab. 5.1.IX)
	4,5	90 190	A B
	4,20 1,30	80 140 140	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	90 180 120 120	A B C C
	3,40 6,00 1,80	90 190 140 140	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	90 180 120 110 110	A B C C C

I delta di tensione si determinano in base agli effetti più severi dei diversi autocarri, considerati separatamente, che viaggiano da soli sulla corsia.

In particolare per le verifiche delle componenti strutturali si è assunto il più gravoso dei casi analizzati riportando direttamente le sollecitazioni di involuppo.

Si riportano i grafici delle sollecitazioni.

### 7.3 COEFFICIENTI PARZIALI PER LA RESISTENZA A FATICA

I valori dei coefficienti  $\gamma_{Mf}$  adottati nelle verifiche a fatica sono riportati nella seguente tabella, estratta dalla circolare delle NTC18.

Coefficienti parziali di sicurezza

$\gamma_f = 1$  coefficiente parziale di sicurezza relativo alle azioni di fatica

$\gamma_M = 1.35$  coefficiente parziale di sicurezza relativo alla resistenza a fatica

$\gamma_{Mf} = \gamma_f \cdot \gamma_M = 1.35$  coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche a fatica

Metodo di valutazione	Conseguenze del collasso	
	Basse conseguenze	Alte conseguenze
metodo del "danneggiamento accettabile"	1,00	1,15
metodo della "vita sicura"	1,15	1,35

## 7.4 METODI DI VERIFICA

Per la verifica a fatica secondo il criterio della vita illimitata, l'ampiezza di tensione di riferimento è quella ad ampiezza costante, definita come

$$\Delta\sigma_D = 0.737 \cdot \Delta\sigma_C$$

dove  $\Delta\sigma_C$  è il valore della classe del dettaglio.

Verifica a vita illimitata

La verifica a vita illimitata si esegue controllando che sia

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

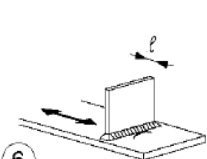
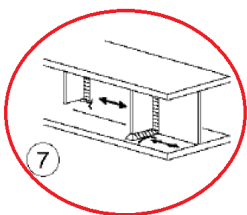
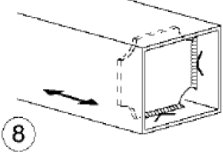
dove  $\Delta\sigma_D$  sono i valori di progetto delle massime escursioni di tensioni normali indotte nel dettaglio considerato dallo spettro di carico per vita illimitata.

## 7.5 VERIFICA DEI DETTAGLI DI FATICA

Nelle verifiche a fatica le tensioni considerate sono coerenti con quelle alle quali è riferita la curva S-N del dettaglio. Per le successive verifiche si farà riferimento a tre dettagli tipologici di classe 56, 80 e 90 ritenuti rappresentativi dei dettagli previsti per l'impalcato metallico. A tali dettagli si associa una curva S-N riferita alle tensioni nominali e pertanto ad esse si fa riferimento.

Le resistenze a fatica dei dettagli tipici sono:

Dettaglio 80: per le giunzioni previste per realizzare il collegamento degli irrigidimenti verticali.

80 (a) 71 (b)			<p>Attacchi trasversali</p> <p>6) Saldati a una piastra</p> <p>7) Nervature verticali saldate a un profilo o a una trave composta</p> <p>8) Diagrammi di travi a cassone composte, saldati all'anima o alla piattabanda</p> <p>(a) <math>l \leq 50</math> mm</p> <p>(b) <math>50 &lt; l \leq 80</math> mm</p> <p>Le classi sono valide anche per nervature anulari</p>	<p>6) e 7) Le parti terminali delle saldature devono essere molate accuratamente per eliminare tutte le rientranze presenti</p> <p>7) Se la nervatura termina nell'anima, <math>\Delta\sigma</math> deve essere calcolato usando le tensioni principali</p>
				

Caratteristiche resistenziali del dettaglio a fatica

$\Delta\sigma_C = 80$  MPa                      classe del particolare: limite di fatica per  $2 \times 10^6$  cicli

$\Delta\sigma_D = 0.737 \Delta\sigma_C = 58.96$  MPa                      limite di fatica ad ampiezza costante per  $5 \times 10^6$  cicli

Dettaglio 80: per le giunzioni previste per realizzare il collegamento fra le piattabande di due conci successivi.



80		<p>Saldature senza piatto di sostegno</p> <p>9) Giunti trasversali in travi composte, in assenza di lunette di scarico</p> <p>10) Giunti trasversali completi di profili laminati, in presenza di lunette di scarico</p> <p>11) Giunti trasversali di lamiere, piatti, profilati e travi composte</p> <p>Per spessori <math>t &gt; 25</math> mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p> <p><math>k_s = (25/t)^{0.2}</math>.</p>	<p>Saldature effettuate da entrambi i lati, non molate e sottoposte a controlli non distruttivi.</p> <p>Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura</p> <p>I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi</p> <p>Sovraspessore di saldatura non maggiore del 20% della larghezza del cordone, per i dettagli 9) e 11), o del 10% per il dettaglio 10, con zone di transizione regolari</p>
----	--	---	--

La piattabanda superiore deve rispettare anche il limite imposto dagli effetti della saldatura alla base del piolo, ma essendo questo dettaglio meno gravoso rispetto agli altri due, la verifica non viene riportata perché sempre soddisfatta.

80		<p>9) Effetto della saldatura del piolo sul materiale base della piastra</p>	
----	--	--	--

Le lamiere verranno verificate con entrambi i dettagli perché, avendo lamiere di grosso spessore, non è possibile escludere a priori uno dei due considerando che il particolare del giunto di continuità è limitato dal valore di  $k_s$ .

Caratteristiche resistenziali del dettaglio a fatica

$\Delta\sigma_C = 80$  MPa                      classe del particolare: limite di fatica per  $2 \times 10^6$  cicli

$\Delta\sigma_D = 0.737 \Delta\sigma_C = 58.96$  MPa                      limite di fatica ad ampiezza costante per  $5 \times 10^6$  cicli

**Dettaglio 71:** per le giunzioni previste per realizzare il collegamento fra le anime di due conci successivi.

71		<p>17) Saldature trasversali a piena penetrazione tra elementi di spessore differente con assi allineati</p> <p>Per spessori <math>t_1 &gt; 25</math> mm si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p> <p><math>k_s = (25/t_1)^{0.2}</math>.</p>	<p>Nel caso di disassamento la classe deve essere ridotta con il coefficiente</p> <p><math>k_{se} = \left( 1 + \frac{6e}{t_1} \cdot \frac{t_1^{1.5}}{t_1^{1.5} + t_2^{1.5}} \right)^{-1}</math> da combinare, eventualmente, con <math>k_s</math>, quando <math>t_1 &gt; 25</math> mm</p>
71		<p>9) Saldatura longitudinale a piena penetrazione, a cordoni d'angolo e a tratti, con lunette di scarico di altezza non maggiore di 60 mm. Per lunette di altezza maggiore vedere dettaglio 1) della tabella C4.2.XX)</p>	<p><math>\Delta\sigma</math> riferiti alle tensioni nella piattabanda</p>

Caratteristiche resistenziali del dettaglio a fatica

$\Delta\sigma_C = 71$  MPa                      classe del particolare: limite di fatica per  $2 \times 10^6$  cicli

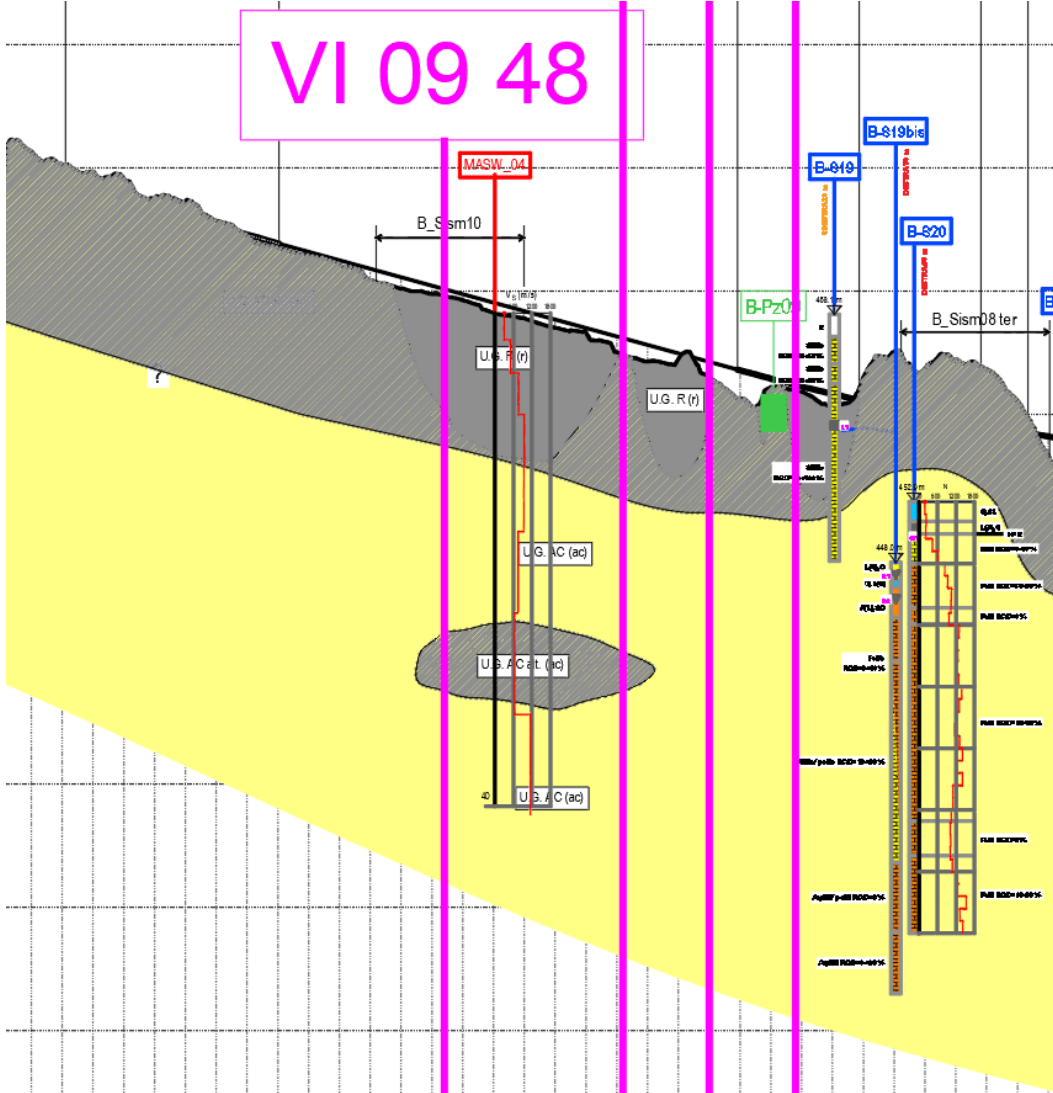
$\Delta\sigma_D = 0.737 \Delta\sigma_C = 52.33$  MPa                      limite di fatica ad ampiezza costante per  $5 \times 10^6$  cicli

$\Delta T_D = 0.457 \Delta T_C = 32.45$  MPa                      limite di fatica ad ampiezza costante per  $10^8$  cicli

PROGETTAZIONE ATI:

**8 CARATTERISTICHE DEL TERRENO**

Per le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni in sito si è fatto riferimento ai seguenti parametri:



**LEGENDA**

**LEGENDA DELLE UNITA' GEOTECNICHE**



**Unità R**  
 Terreni di riporto (Rp) e rilevati (Ri) costituiti da materiali eterogenei, limi sabbiosi e/o argillosi a sabbie limose con ghiaia o ciottoli di varia composizione, spesso clasti di marna, arenaria e laterizi oppure materiali di riempimento. (Unità geologica r).



**Unità geotecnica Argilla (U.G. - A)**  
 Lenti di argille e argille debolmente limose da moderatamente consistenti a molto consistenti. (Unità geologica fl).



**Unità geotecnica Limo (U.G. - L)**  
 Limi argillosi e limi sabbiosi. (Unità geologica rispettivamente fl, at, ca).



**Unità geotecnica Limo e sabbie (U.G. - LS)**  
 Terreni medio-fini, costituiti in prevalenza da limi più o meno argillosi, con frequenti intercalazioni di ghiaie a matrice sabbioso-limosa-argillosa. (Unità geologica at).



**Unità geotecnica Sabbie (U.G. - S)**  
 Sabbie medio fini limose e localmente ghiaiose con lenti da cm a dm di ghiaia eterometrica medio fine in matrice sabbiosa-limosa. (Unità geologica rispettivamente fl, at).



**Unità geotecnica Ghiaie (U.G. - G)**  
 Alternanza di ghiaie eterometriche molto addensate in matrice sabbioso limosa. (Unità geologica rispettivamente fl, at).



**Unità geotecnica Arenarie del Cervarola (U.G. - AC)**  
 Substrato roccioso costituito da un'alternanza di arenarie fini, siltiti e marni argillose. Sono presenti in abbondanza spessori di coltri alterate rappresentate da un ammasso formato da uno scheletro di clasti e blocchi arenacei in matrice sabbiosa argillosa. (Unità geologica ac).

Unità geotecnica	Unità geologica	Valori caratteristici			Variabilità parametri			M <sub>fond. Dir.</sub> (MPa)	M <sub>fond. Prof.</sub> (MPa)	E <sub>fond. Dir.</sub> (MPa)	E <sub>fond. Prof.</sub> (MPa)	E <sub>m</sub> (MPa)
		φ <sub>k</sub> (°)	c' <sub>k</sub> (kPa)	c <sub>u k</sub> (kPa)	φ' (°)	c' (kPa)	c <sub>u</sub> (kPa)					
A (FL)	fl	20	25	60+2z*	18-22	50+10	50+150	8-10	16-20	-	-	-
L (FL,AT)	fl, at	23	15	50+2z*	20-28	40+10	50+200	z=0-5 m: 6	z=0-5 m: 12	-	-	-
S (FL,AT)	fl, at	32	-	-	29-35	-	-	-	-	30-40	35-45	-
G (FL)	fl	34	-	-	32-38	-	-	-	-	25-40	30-55	-
AC		36	120	-	-	-	-	-	-	-	-	2400

\* : valore variabile con la profondità z

**Arenaria alterata**

$\Phi' = 25^\circ$

$c_u = 0$

$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$

Per il calcolo delle spinte orizzontali e delle pressioni verticali agenti sulle sottostrutture, si è considerato:

**Misto cementato**

$\Phi' = 45^\circ$

$c_u = 0$

$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

**Terreno da rilevato**

$\Phi' = 35^\circ$

$c_u = 0$

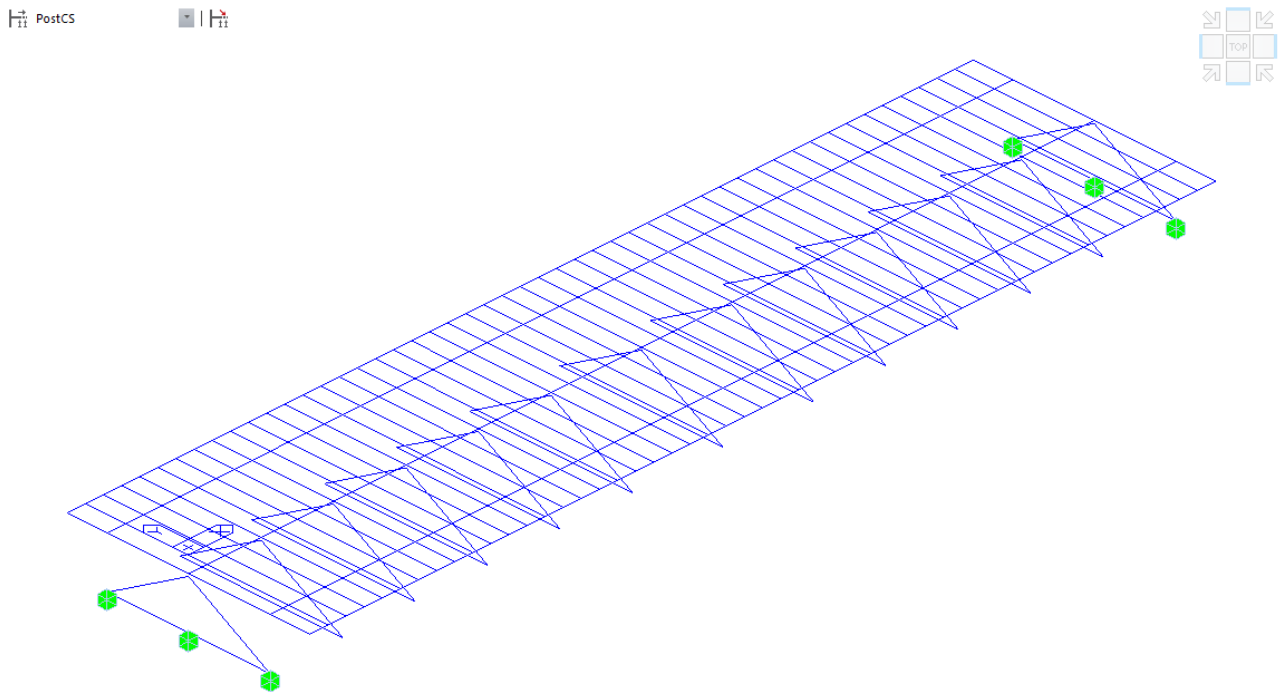
$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

## **9 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO IMPALCATO**

Il calcolo agli elementi finiti della struttura è stato condotto mediante l'utilizzo del software MIDAS CIVIL 2022.

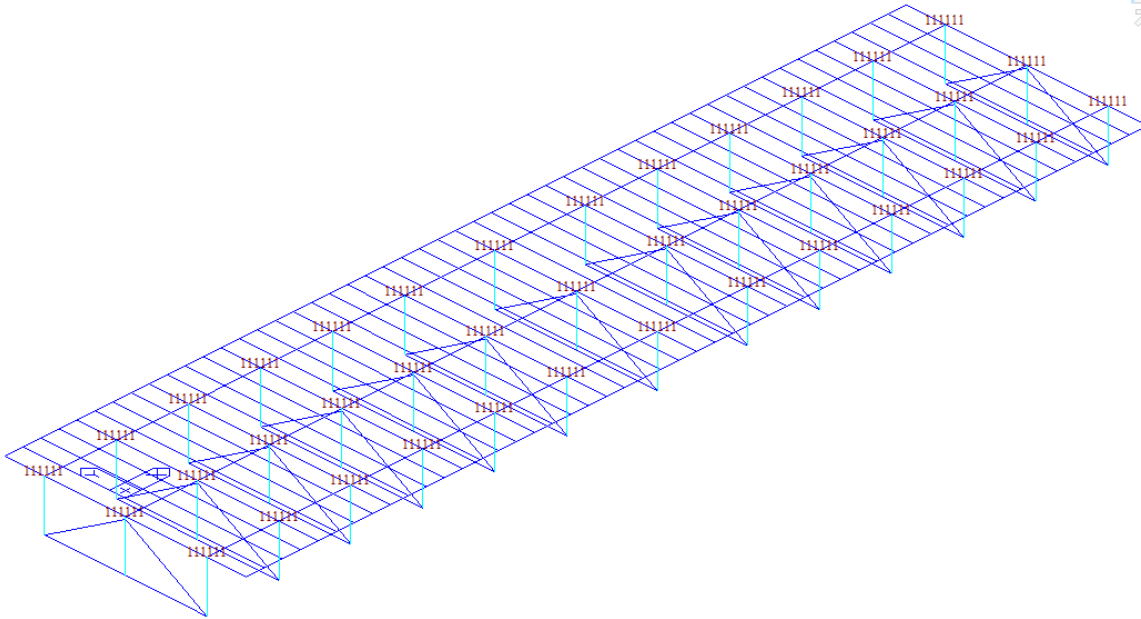
Per la modellazione dell'impalcato si è considerato uno schema strutturale a travi, costituito da n.3 travi a sezione composta (trave "a doppia T" in acciaio e soletta in c.a.  $s=0.32$  m (0.25+0.07)). La modellazione dell'impalcato è completata dai traversi reticolari (diaframmi), costituiti da profili a L accoppiati in acciaio, posti a un interasse  $i=4.00$ m.

Per la descrizione dettagliata dei profili utilizzati per ogni elemento strutturale e per la geometria della struttura si rimanda ai seguenti capitoli e agli elaborati grafici.

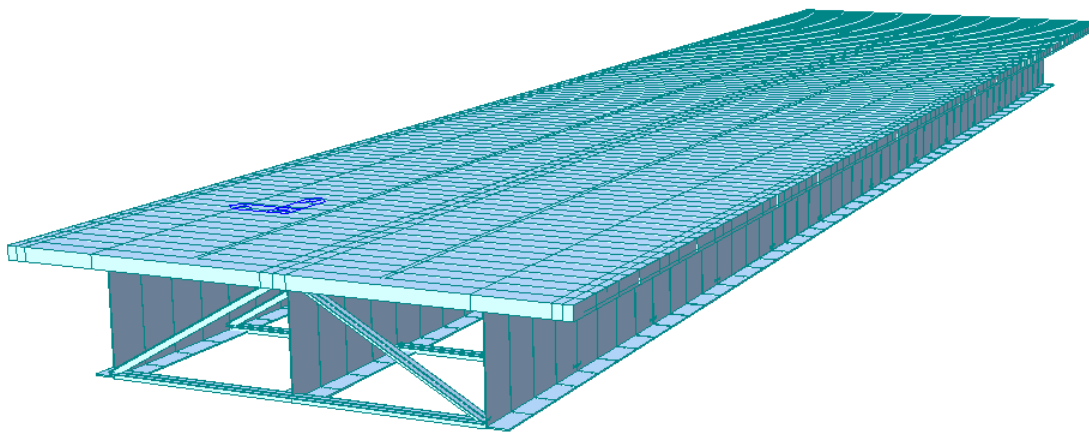


**Figura 9.7 Modello vista unifilare 1**

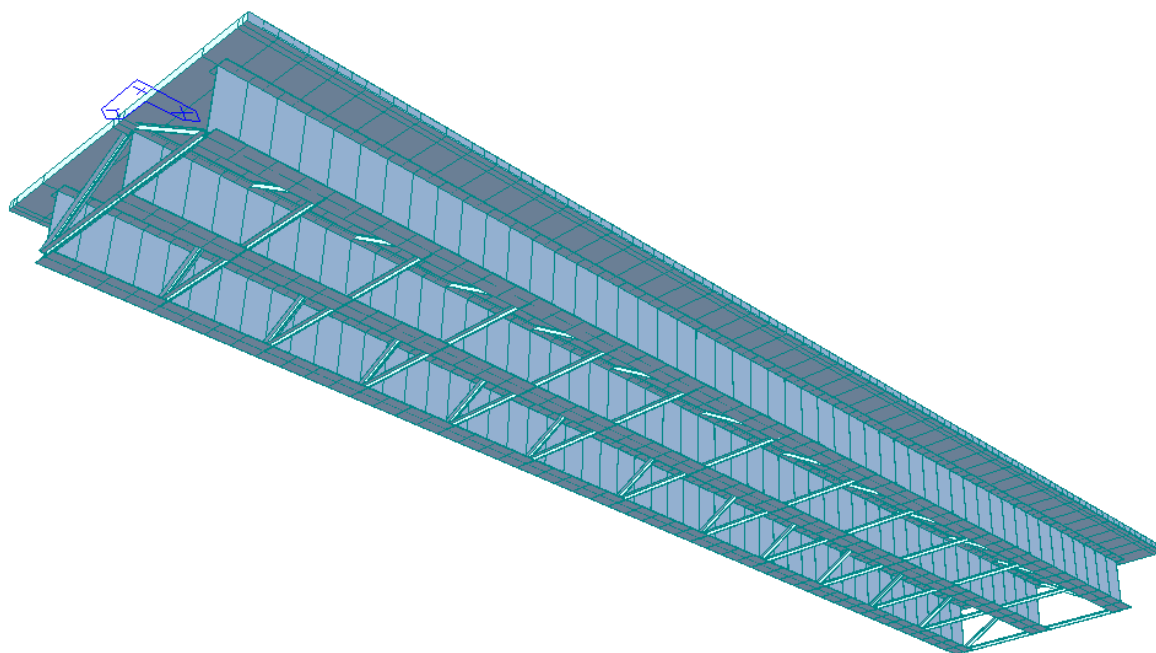
PostCS



**Figura 9.8 Modello vista unifilare 2**



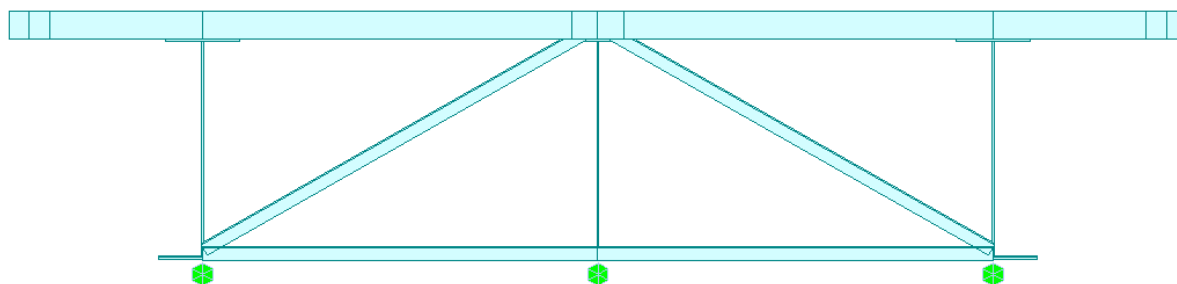
**Figura 9.9 Modello 3D vista estrusa 1**



**Figura 9.10 Modello 3D vista estrusa 2**

Le caratteristiche inerziali assegnate alle sezioni dei vari “*beam*” costituenti la struttura rispecchiano la carpenteria indicata negli elaborati progettuali.

Il collegamento tra le travi e i traversi intermedi è stato modellato attraverso “*rigid link*”.



**Figura 9.11 Sezione impalcato vista estrusa**

## 9.1 SEZIONI MEMBRATURA IMPALCATO

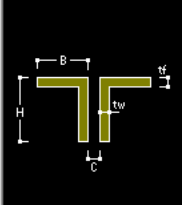
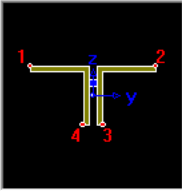
Nel modello di calcolo si sono considerate le seguenti sezioni, relativamente ai diversi elementi strutturali:

- Controventi inferiori e diagonali 2L150x15

DB/User

Section ID:  Double Angle

Name:  User DB AISC10(US)

Sect. Name:

Built-Up Section

Get Data from Single Angle

DB Name:

Sect. Name:

H	0.15	m
B	0.15	m
tw	0.015	m
tf	0.015	m
C	0.02	m

Offset: Center-Center  Consider Shear Deformation.

Consider Warping Effect(7th DOF)

- Sezione mista impalcato acciaio-clt campata

Section ID: 7 Name: H2.5 tipo2

Section Type: Steel-I (Type1)

Slab

Bc	4370	mm
tc	250	mm
Hh	70	mm

Girder

Hw	2430	mm	tw	24	mm
B1	850	mm	B2	1000	mm
Bf1	0	mm	Bf2	0	mm
tf1	30	mm	tf2	40	mm
Bf3	0	mm	tfp	0	mm

Stiffener...

Material

Select Material from DB ...

Es / Ec	6.16251	Ds / Dc	3.0792
Ps	0.3	Pc	0.2
Ts / Tc	1.2		

Multiple Modulus of Elasticity

Es/Ec (Creep): 0

Es/Ec (Shrinkage): 0

Consider Shear Deformation.

Consider Warping Effect(7th DOF)

Offset: Center-Center

Change Offset ...

Display Centroid

FEM  Equation

- Sezione mista impalcato acciaio-clt appoggi

Section ID: 5 Name: H2.5 tipo1

Section Type: Steel-I (Type1)

Slab

Bc	4370	mm
tc	250	mm
Hh	70	mm

Girder

Hw	2440	mm	tw	24	mm
B1	850	mm	B2	1000	mm
Bf1	0	mm	Bf2	0	mm
tf1	30	mm	tf2	30	mm
Bf3	0	mm	tfp	0	mm

Stiffener...

Material

Select Material from DB ...

Es / Ec	6.16251	Ds / Dc	3.0792
Ps	0.3	Pc	0.2
Ts / Tc	1.2		

Multiple Modulus of Elasticity

Es/Ec (Creep): 0

Es/Ec (Shrinkage): 0

Consider Shear Deformation.

Consider Warping Effect(7th DOF)

Offset: Center-Center

Change Offset ...

Display Centroid

FEM  Equation



Per il calcolo della larghezza collaborante efficace di soletta (Beff), si è fatto riferimento a quanto prescritto al paragrafo 4.3.2.3 delle NTC

## 9.2 MODELLAZIONE DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO

In accordo con quanto indicato al §7.10.5.1 delle NTC2018, le proprietà meccaniche del sistema di isolamento sono state “modificate” tenendo conto delle condizioni più sfavorevoli che si possono verificare durante il periodo di ritorno  $V_R$  considerato.

Le NTC non riportano una procedura per valutare la variabilità di tali caratteristiche meccaniche. Dunque, si è fatto riferimento alla normativa UNI EN 1998-2, secondo la quale le analisi sismiche devono essere svolte per le due seguenti condizioni di progetto:

- condizione di “*Upper Bound*”: nel caso di isolatori elastomerici si assume una rigidità orizzontale maggiorata rispetto al valore nominale. Come risultato si ottengono delle condizioni più sfavorevoli per le forze trasmesse dal sistema di isolamento e quindi alle sottostrutture;
- condizione di “*Lower Bound*”; nel caso di isolatori elastomerici si assume una rigidità orizzontale ridotta rispetto al valore nominale. Come risultato si ottengono delle condizioni più sfavorevoli per gli spostamenti.

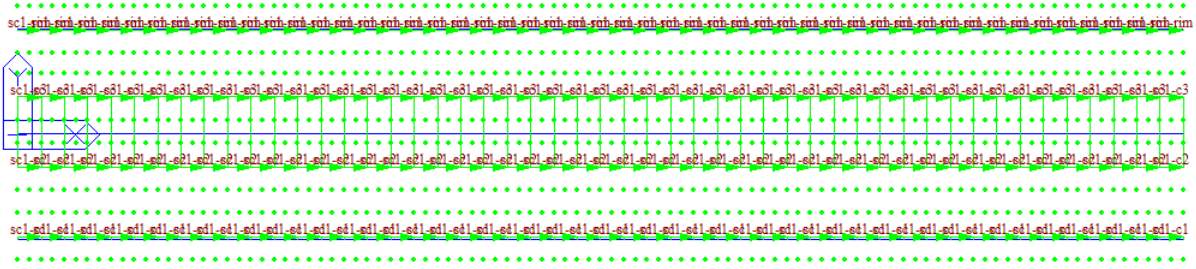
La rigidità equivalente dei dispositivi elastomerici risulta poco influenzata dagli effetti di basse temperature, invecchiamento, contaminazione e usura. Verranno considerate le condizioni di “Upper Bound” per la valutazione delle sollecitazioni, mentre quelle di “Lower Bound” per gli spostamenti.

## 9.3 MODELLAZIONE DEI CARICHI DA TRAFFICO

I carichi mobili verticali sono stati modellati attraverso una “*Moving Load Analysis*”.

Tale analisi è stata definita come segue: sono state associate le corsie convenzionali, così come definite sulle NTC2018, applicate alle travi d’impalcato in corrispondenza alle linee d’asse delle suddette corsie; sono stati definiti i carichi mobili verticali e, infine, sono stati definiti i vari casi di carico.

Nell’immagine seguente si evidenziano, le corsie di applicazione dei carichi da traffico.



**Figura 9.12 Corsie per l'applicazione dei carichi mobili ("traffic lane")**

## 10 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO SPALLA

Il calcolo agli elementi finiti della spalla invece è stato condotto mediante l'utilizzo del software MIDAS GEN 2022.

La modellazione delle spalle avviene per mezzo di elementi tipo "plate", mentre pali di fondazione mediante molle lineari le cui rigidezze sono state calcolate in funzione dei dati forniti dalla relazione geologica e di cui si riportano i valori di seguito:

$$K_{xy} = 42412 \text{ kN/m}$$

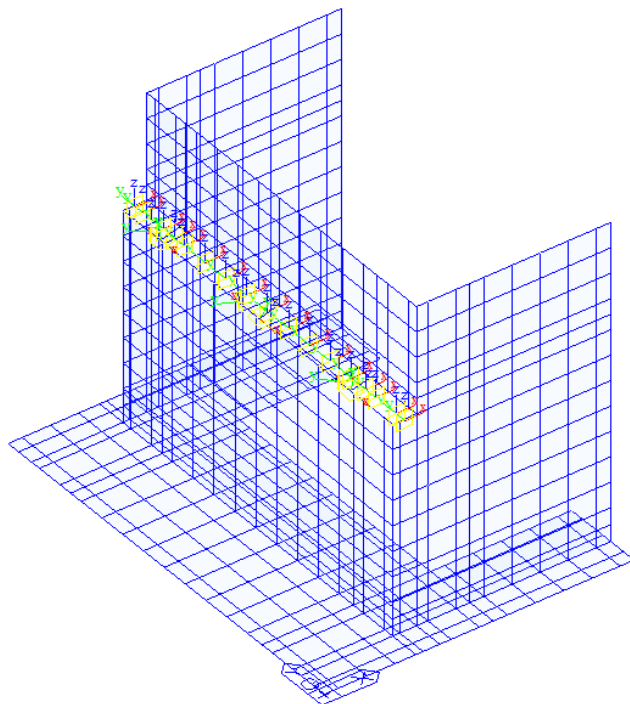
$$K_z = 84823 \text{ kN/m}$$

Le sezioni che compongono la spalla sono le seguenti:

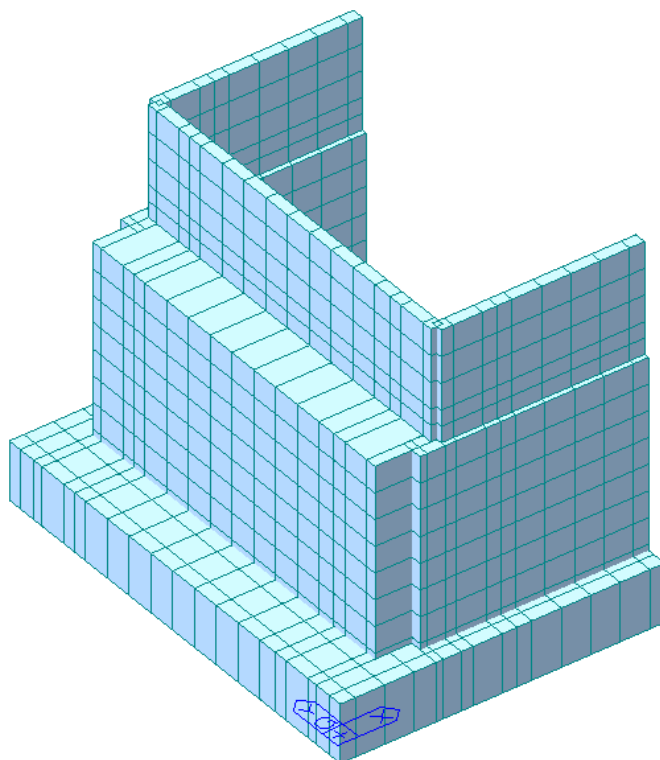
- Platea di fondazione: spessore pari a 2.00 m;
- Muro frontale: spessore pari a 2.50 m;
- Muro paraghiaia frontale: spessore pari a 0.40 m;
- Muro andatore: spessore pari a 0.75 m;
- Muro paraghiaia andatore: spessore pari a 0.40 m;

Anche i dispositivi d'appoggio non sono modellati esplicitamente, ma sono rappresentati da nodi collegati al muro frontale attraverso "rigid link" che ripartiscono le azioni applicate su una larghezza pari a quella dei baggioli.

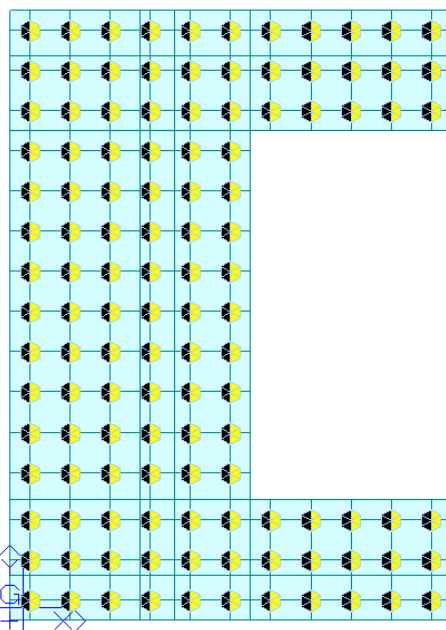
Di seguito si riportano le viste del modello sopra descritto.



**Figura 10.13 Vista 3D del modello di calcolo Spalle**



**Figura 10.14 Vista 3D estrusa del modello di calcolo Spalle**



**Figura 10.15 Vista 3D planimetrica del modello di calcolo Spalle**

## 11 COMBINAZIONI DI CARICO

### 11.1 IMPALCATO

No	Name	Active	Type	SLV_X(RS)	SLV_Y(RS)	SLC_X(RS)	SLC_Y(RS)	SC1-car(MV)	SC1-freq(MV)	SC1-Fat(MV)	Dead Load(CS)	Creep Secondary(CS)	Shrinkage Secondary(CS)	Vento(CB)	DT(CB)	Gr1(CB)	Gr2a(CB)
1	SLU-01	Active	Add								1.3500	1.2000	1.2000	0.9000	0.9000	1.3500	
2	SLU-02	Active	Add								1.3500	1.2000	1.2000	0.9000	0.9000	1.3500	1.3500
3	SLU-03	Active	Add								1.3500	1.2000	1.2000	1.5000	0.9000	0.8100	
4	SLU-04	Active	Add								1.3500	1.2000	1.2000	1.5000	0.9000		0.8100
5	SLE-01	Active	Add								1.0000	1.0000	1.0000	0.6000	0.6000	1.0000	
6	SLE-02	Active	Add								1.0000	1.0000	1.0000	0.6000	0.6000		1.0000
7	SLE-03	Active	Add								1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.6000	0.6000	
8	SLE-04	Active	Add								1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.6000		0.6000
9	EN SLU	Active	Envelop														
10	EN SLE	Active	Envelop														
11	FR	Active	Add						1.0000		1.0000	1.0000	1.0000		0.5000		
12	QP	Active	Add								1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.5000		
13	FAT-01	Active	Add							1.0000	1.0000	1.0000	1.0000				
14	SLV_01	Active	Add	1.0000	0.3000						1.0000	1.0000	1.0000				
15	SLV_02	Active	Add	1.0000	-0.3000						1.0000	1.0000	1.0000				
16	SLV_03	Active	Add	-1.0000	0.3000						1.0000	1.0000	1.0000				
17	SLV_04	Active	Add	-1.0000	-0.3000						1.0000	1.0000	1.0000				
18	SLV_05	Active	Add	0.3000	1.0000						1.0000	1.0000	1.0000				
19	SLV_06	Active	Add	-0.3000	1.0000						1.0000	1.0000	1.0000				
20	SLV_07	Active	Add	0.3000	-1.0000						1.0000	1.0000	1.0000				
21	SLV_08	Active	Add	-0.3000	-1.0000						1.0000	1.0000	1.0000				
22	SLC_01	Active	Add			1.0000	0.3000				1.0000	1.0000	1.0000				
23	SLC_02	Active	Add			1.0000	-0.3000				1.0000	1.0000	1.0000				
24	SLC_03	Active	Add			-1.0000	0.3000				1.0000	1.0000	1.0000				
25	SLC_04	Active	Add			-1.0000	-0.3000				1.0000	1.0000	1.0000				
26	SLC_05	Active	Add			0.3000	1.0000				1.0000	1.0000	1.0000				
27	SLC_06	Active	Add			-0.3000	1.0000				1.0000	1.0000	1.0000				
28	SLC_07	Active	Add			0.3000	-1.0000				1.0000	1.0000	1.0000				
29	SLC_08	Active	Add			-0.3000	-1.0000				1.0000	1.0000	1.0000				

Figura 11.16 Combinazioni impalcato

### 11.2 SPALLE

No	Name	Active	Type	Peso proprio(ST)	Imp_G1+G2(ST)	Imp_G2(ST)	Gr1-1(ST)	Gr1-2(ST)	Gr2-1(ST)	Gr2-2(ST)	Vento(ST)	Temp(ST)	Peso_terr(ST)	Sp_terr(ST)	Perm(ST)	Var(ST)	Sp_Var(ST)
1	SLU01	Active	Add	1.3500	1.3500	1.3500	1.3500				0.9000	0.9000	1.3500	1.3500	1.3500	1.3500	1.3500
2	SLU02	Active	Add	1.3500	1.3500	1.3500		1.3500			0.9000	0.9000	1.3500	1.3500	1.3500	1.3500	1.3500
3	SLU03	Active	Add	1.3500	1.3500	1.3500			1.3500		0.9000	0.9000	1.3500	1.3500	1.3500	1.3500	1.3500
4	SLU04	Active	Add	1.3500	1.3500	1.3500				1.3500	0.9000	0.9000	1.3500	1.3500	1.3500	1.3500	1.3500
5	SLU01-b	Active	Add	1.3500	1.3500	1.3500					0.9000	0.9000	1.3500	1.3500	1.3500		1.3500
6	SLU02-b	Active	Add	1.3500	1.3500	1.3500					0.9000	0.9000	1.3500	1.3500	1.3500		1.3500
7	SLU03-b	Active	Add	1.3500	1.3500	1.3500					0.9000	0.9000	1.3500	1.3500	1.3500		1.3500
8	SLU04-b	Active	Add	1.3500	1.3500	1.3500					0.9000	0.9000	1.3500	1.3500	1.3500		1.3500
9	SLU05	Active	Add	1.3500	1.3500	1.3500	1.0100				1.5000	0.9000	1.3500	1.3500	1.3500	1.3500	1.3500
10	SLU06	Active	Add	1.3500	1.3500	1.3500		1.0100			1.5000	0.9000	1.3500	1.3500	1.3500	1.3500	1.3500
11	SLU07	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000					1.5000	0.9000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.3500
12	SLU08	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000					1.5000	0.9000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.3500
44	RARA01	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000				0.6000	0.6000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
45	RARA02	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000		1.0000			0.6000	0.6000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
46	RARA03	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000			1.0000		0.6000	0.6000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
47	RARA04	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000				1.0000	0.6000	0.6000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
48	RARA01b	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000					0.6000	0.6000	1.0000	1.0000	1.0000		1.0000
49	RARA02b	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000					0.6000	0.6000	1.0000	1.0000	1.0000		1.0000
50	RARA03b	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000					0.6000	0.6000	1.0000	1.0000	1.0000		1.0000
51	RARA04b	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000					0.6000	0.6000	1.0000	1.0000	1.0000		1.0000
52	RARA05	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000	0.7500				1.0000	0.6000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
53	RARA06	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000		0.7500			1.0000	0.6000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
54	RARA07	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000					1.0000	0.6000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
55	RARA08	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000					1.0000	0.6000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
56	RARA EN	Active	Envelop														
57	FR01	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000	0.7500					0.5000	1.0000	1.0000	1.0000	0.6000	0.6000
58	FR02	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000		0.7500				0.5000	1.0000	1.0000	1.0000	0.6000	0.6000
59	FR03	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000			0.7500			0.5000	1.0000	1.0000	1.0000	0.6000	0.6000
60	FR04	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000				0.7500		0.5000	1.0000	1.0000	1.0000	0.6000	0.6000
61	EN FR	Active	Envelop														
62	QP	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000						0.5000	1.0000	1.0000	1.0000		

Figura 11.17 Combinazioni SLU e SLE spalle

No	Name	Active	Type	QPERM(CB)	SLV_X(CB)	SLV_Y(CB)	SLV_Z(CB)
18	SLV01	Active	Add	1.0000	1.0000	0.3000	0.3000
19	SLV02	Active	Add	1.0000	1.0000	0.3000	-0.3000
20	SLV03	Active	Add	1.0000	1.0000	-0.3000	0.3000
21	SLV04	Active	Add	1.0000	1.0000	-0.3000	-0.3000
22	SLV05	Active	Add	1.0000	-1.0000	0.3000	0.3000
23	SLV06	Active	Add	1.0000	-1.0000	0.3000	-0.3000
24	SLV07	Active	Add	1.0000	-1.0000	-0.3000	0.3000
25	SLV08	Active	Add	1.0000	-1.0000	-0.3000	-0.3000
26	SLV09	Active	Add	1.0000	0.3000	1.0000	0.3000
27	SLV10	Active	Add	1.0000	0.3000	1.0000	-0.3000
28	SLV11	Active	Add	1.0000	-0.3000	1.0000	0.3000
29	SLV12	Active	Add	1.0000	-0.3000	1.0000	-0.3000
30	SLV13	Active	Add	1.0000	0.3000	-1.0000	0.3000
31	SLV14	Active	Add	1.0000	0.3000	-1.0000	-0.3000
32	SLV15	Active	Add	1.0000	-0.3000	-1.0000	0.3000
33	SLV16	Active	Add	1.0000	-0.3000	-1.0000	-0.3000
34	SLV17	Active	Add	1.0000	0.3000	0.3000	1.0000
35	SLV18	Active	Add	1.0000	0.3000	-0.3000	1.0000
36	SLV19	Active	Add	1.0000	-0.3000	0.3000	1.0000
37	SLV20	Active	Add	1.0000	-0.3000	-0.3000	1.0000
38	SLV21	Active	Add	1.0000	0.3000	0.3000	-1.0000
39	SLV22	Active	Add	1.0000	0.3000	-0.3000	-1.0000
40	SLV23	Active	Add	1.0000	-0.3000	0.3000	-1.0000
41	SLV24	Active	Add	1.0000	-0.3000	-0.3000	-1.0000

**Figura 11.18 Combinazioni SLV spalle**

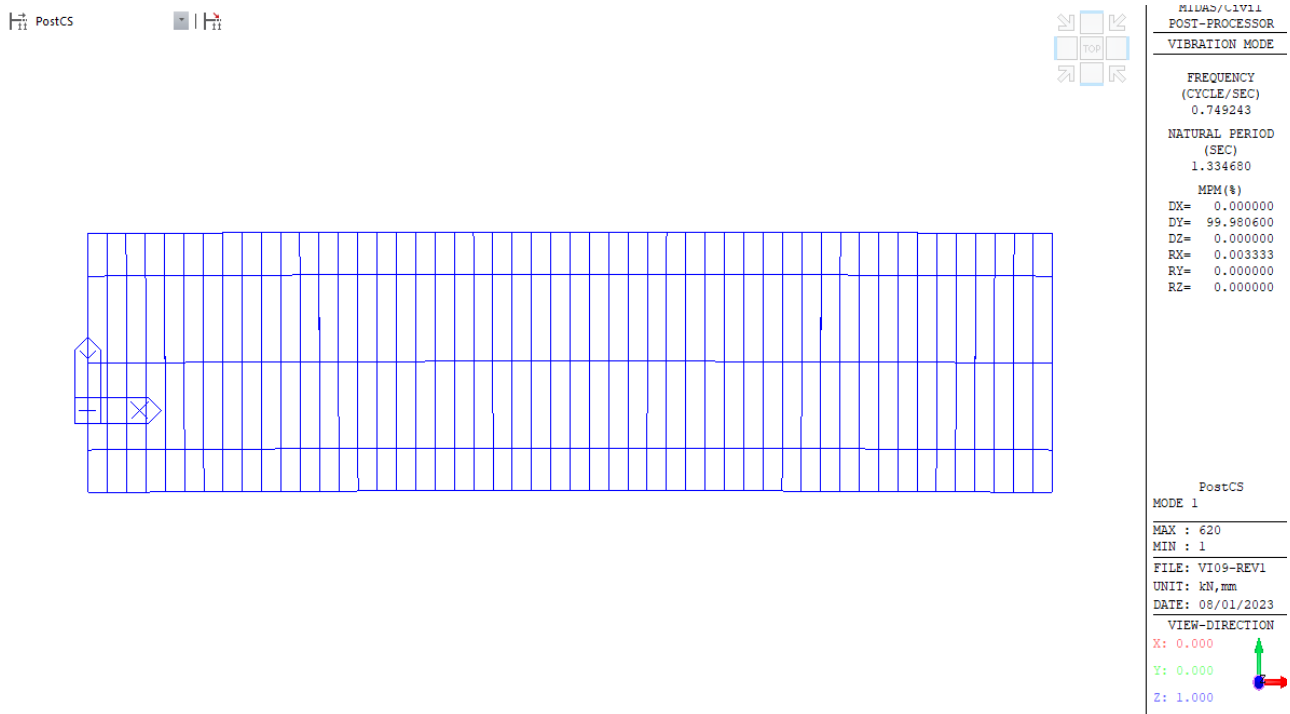
## FASI COSTRUTTIVE

Le varie fasi esecutive dell'impalcato e i differenti tempi di applicazione del carico sono esplicitate di seguito.

- Fase 1: Considera il peso proprio della struttura metallica, il peso delle lastre prefabbricate e del getto fluido della soletta (che in questa fase non è ancora reagente).
- Fase 2: Considera il peso dei successivi carichi permanenti applicati alla struttura (pavimentazione, cordoli, barriere di sicurezza, velette prefabbricate in cls, parapetti metallici), i carichi dovuti al ritiro del cls ed eventuali cedimenti vincolari. La sezione resistente è completamente reagente.
- Fase 3: Considera il transito dei carichi mobili (comprese le azioni centrifughe e di avviamento/frenamento ad essi imputabili), l'azione del vento, le azioni sismiche e l'effetto della differenza di temperatura tra la soletta in cls e le travi metalliche. La sezione resistente è completamente reagente.

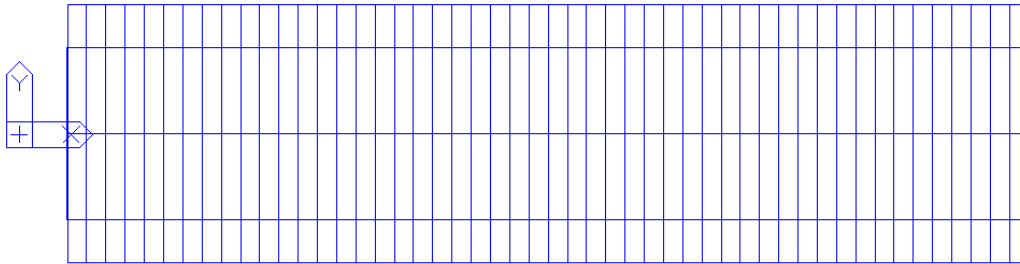
## 12 ANALISI MODALE

Si illustrano le deformate associate ai modi di vibrare piani più significativi, determinati mediante l'analisi modale (metodo Ritz):



**Figura 12.19** Primo modo di vibrare dell'impalcato

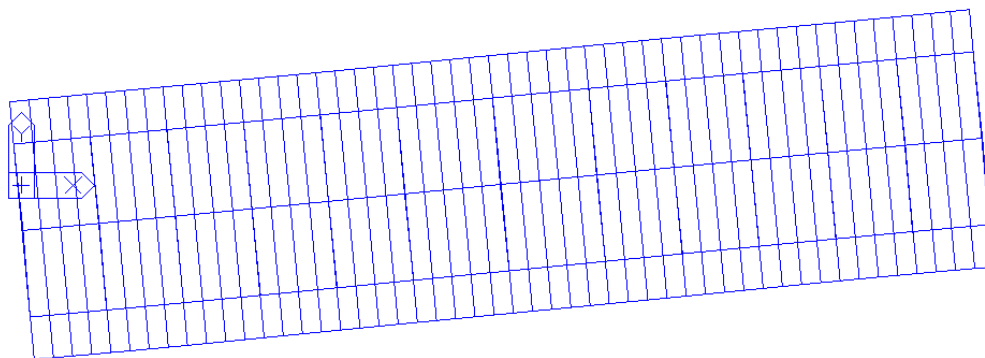
PostCS



MIDAS/Civil POST-PROCESSOR	
VIBRATION MODE	
FREQUENCY (CYCLE/SEC)	0.764971
NATURAL PERIOD (SEC)	1.307240
MPM (%)	
DX=	99.997738
DY=	0.000000
DZ=	0.000000
RX=	0.000000
RY=	0.001579
RZ=	0.000000
PostCS	
MODE 2	
MAX :	13
MIN :	1
FILE:	VI09-REV1
UNIT:	kN, mm
DATE:	08/01/2023
VIEW-DIRECTION	
X:	0.000
Y:	0.000
Z:	1.000

**Figura 12.20 Secondo modo di vibrare dell'impalcato**

PostCS



MIDAS/Civil POST-PROCESSOR	
VIBRATION MODE	
FREQUENCY (CYCLE/SEC)	1.779088
NATURAL PERIOD (SEC)	0.562086
MPM (%)	
DX=	0.000000
DY=	0.000000
DZ=	0.000000
RX=	0.000000
RY=	0.000747
RZ=	99.689947
PostCS	
MODE 3	
MAX :	135
MIN :	1
FILE:	VI09-REV1
UNIT:	kN, mm
DATE:	08/01/2023
VIEW-DIRECTION	
X:	0.000
Y:	0.000
Z:	1.000

**Figura 12.21 Terzo modo di vibrare dell'impalcato**



Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ						
<b>EIGENVALUE ANALYSIS</b>													
	Mode No	Frequency		Period	Tolerance								
		(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)									
	1	4.707635	0.749243	1.334680	0.0000e+00								
	2	4.806452	0.764971	1.307240	0.0000e+00								
	3	11.178342	1.779088	0.562086	0.0000e+00								
	4	12.320794	1.960915	0.509966	0.0000e+00								
	5	44.883030	7.143356	0.139990	0.0000e+00								
	6	57.474086	9.147285	0.109322	0.0000e+00								
	7	89.192047	14.195355	0.070446	0.0000e+00								
	8	107.225124	17.065409	0.058598	0.0000e+00								
	9	156.810847	24.957221	0.040069	0.0000e+00								
	10	175.548753	27.939452	0.035792	0.0000e+00								
<b>MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT</b>													
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
	1	0.00	0.00	99.98	99.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	2	100.00	100.00	0.00	99.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3	0.00	100.00	0.00	99.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	99.69	99.69
	4	0.00	100.00	0.00	99.98	0.00	0.00	81.10	81.10	0.00	0.00	0.00	99.69
	5	0.00	100.00	0.00	99.98	0.00	0.00	0.00	81.10	60.89	60.89	0.00	99.69
	6	0.00	100.00	0.01	100.00	0.00	0.00	0.02	81.13	0.00	60.89	0.00	99.69
	7	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	0.00	8.79	89.92	0.00	60.89	0.00	99.69
	8	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	0.00	0.00	89.92	1.44	62.34	0.06	99.75
	9	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	0.00	0.00	89.92	16.48	78.81	0.06	99.80
	10	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	0.00	0.06	89.98	0.00	78.81	0.00	99.80

**Figura 12.22 Tabella modi di vibrare dell'impalcato**

Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ						
<b>EIGENVALUE ANALYSIS</b>													
	Mode No	Frequency		Period	Tolerance								
		(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)									
	1	5.701473	0.907418	1.102028	0.0000e+00								
	2	5.879987	0.935829	1.068571	0.0000e+00								
	3	12.342395	1.964353	0.509073	0.0000e+00								
	4	44.904685	7.146803	0.139923	0.0000e+00								
	5	57.778904	9.195798	0.108745	0.0000e+00								
	6	74.694180	11.887948	0.084119	0.0000e+00								
	7	89.141676	14.187338	0.070485	0.0000e+00								
	8	112.698046	17.936451	0.055752	0.0000e+00								
	9	163.416272	26.008507	0.038449	0.0000e+00								
	10	175.676668	27.959810	0.035766	0.0000e+00								
<b>MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT</b>													
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
	1	0.00	0.00	99.96	99.96	0.00	0.00	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
	2	99.99	99.99	0.00	99.96	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
	3	0.00	99.99	0.01	99.97	0.00	0.00	81.09	81.09	0.00	0.00	0.00	0.00
	4	0.01	100.00	0.00	99.97	0.00	0.00	0.00	81.09	60.88	60.88	0.00	0.00
	5	0.00	100.00	0.03	100.00	0.00	0.00	0.02	81.12	0.00	60.88	0.00	0.00
	6	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	0.00	0.00	81.12	0.06	60.95	59.25	59.25
	7	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	0.00	8.80	89.92	0.00	60.95	0.00	59.25
	8	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	0.00	0.00	89.92	2.93	63.87	11.34	70.59
	9	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	0.00	0.00	89.92	15.11	78.98	8.58	79.17
	10	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	0.00	0.06	89.98	0.00	78.98	0.00	79.17

**Figura 12.23 Tabella modi di vibrare dell'impalcato (Upper Bound)**

Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ						
<b>EIGENVALUE ANALYSIS</b>													
	Mode No	Frequency		Period	Tolerance								
		(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)									
	1	4.229784	0.673191	1.485462	0.0000e+00								
	2	4.300974	0.684521	1.460875	0.0000e+00								
	3	7.517143	1.196390	0.835848	0.0000e+00								
	4	12.312140	1.959538	0.510324	0.0000e+00								
	5	44.874419	7.141986	0.140017	0.0000e+00								
	6	57.350170	9.127563	0.109558	0.0000e+00								
	7	89.212567	14.198621	0.070429	0.0000e+00								
	8	107.178885	17.058049	0.058623	0.0000e+00								
	9	156.744929	24.946730	0.040085	0.0000e+00								
	10	175.496843	27.931190	0.035802	0.0000e+00								
<b>MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT</b>													
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
	1	0.00	0.00	99.99	99.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	2	100.00	100.00	0.00	99.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3	0.00	100.00	0.00	99.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	99.97	99.97
	4	0.00	100.00	0.00	99.99	0.00	0.00	81.11	81.11	0.00	0.00	0.00	99.97
	5	0.00	100.00	0.00	99.99	0.00	0.00	0.00	81.11	60.90	60.90	0.00	99.97
	6	0.00	100.00	0.01	100.00	0.00	0.00	0.02	81.13	0.00	60.90	0.00	99.97
	7	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	0.00	8.79	89.92	0.00	60.90	0.00	99.97
	8	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	0.00	0.00	89.92	1.43	62.33	0.00	99.98
	9	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	0.00	0.00	89.92	16.48	78.81	0.00	99.98
	10	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	0.00	0.06	89.98	0.00	78.81	0.00	99.98

**Figura 12.24 Tabella modi di vibrare dell'impalcato (Lower Bound)**

### 13 STATO DI SOLLECITAZIONE

#### 13.1 TRAVI IMPALCATO

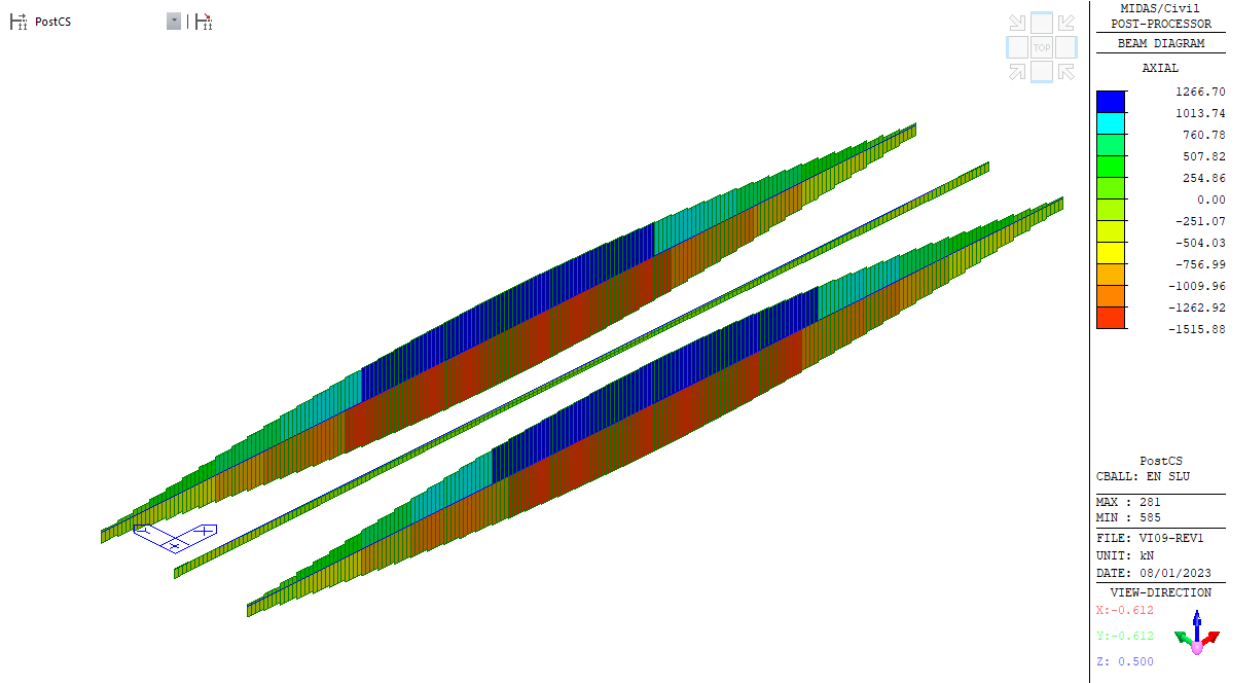
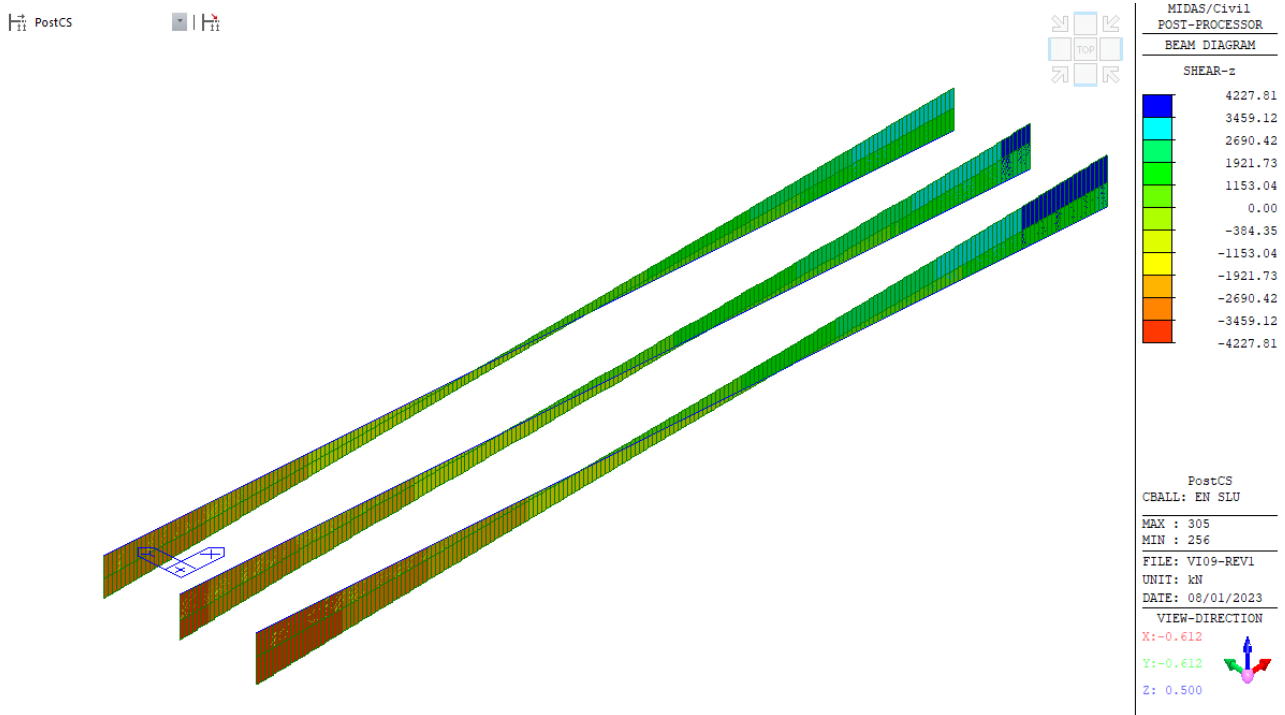
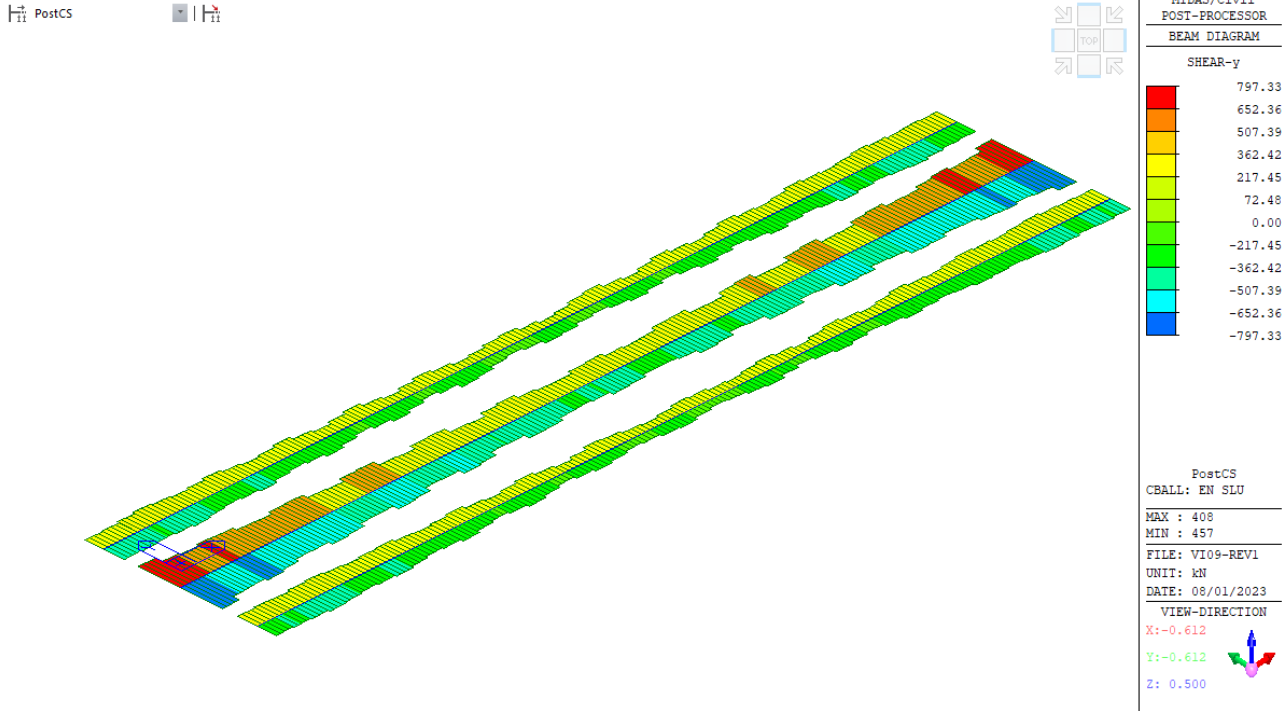


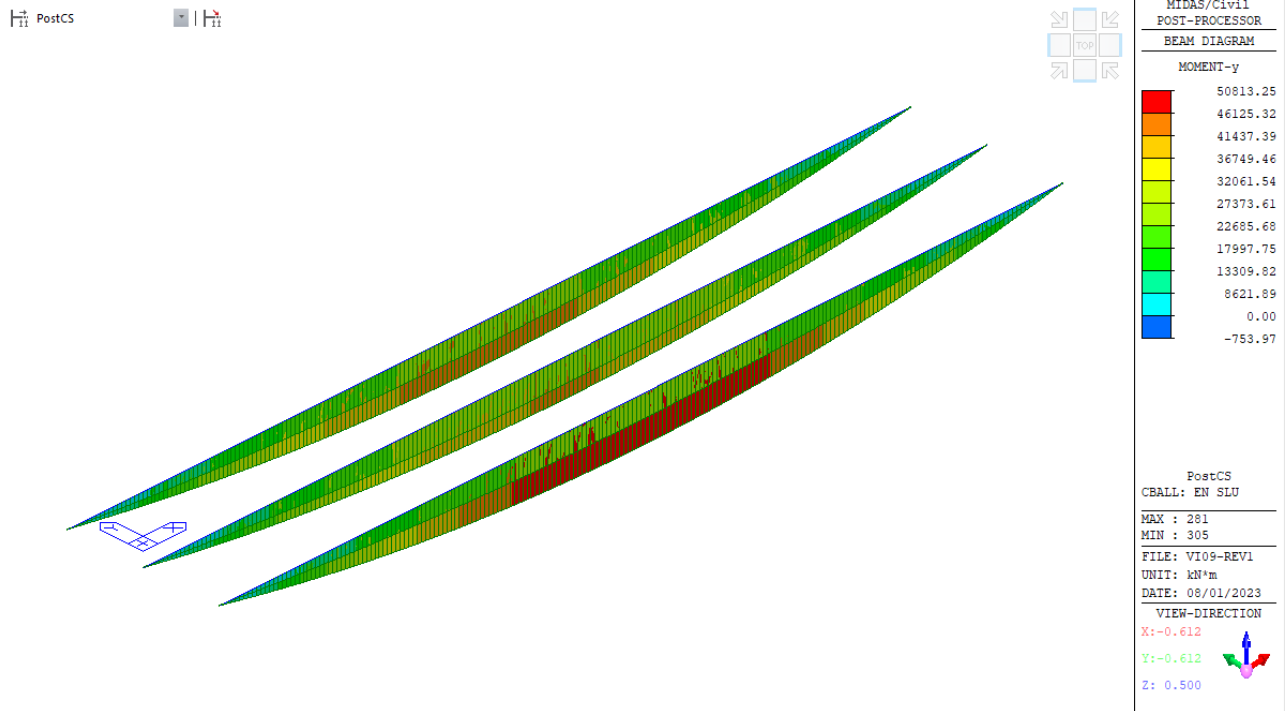
Figura 13.25 Azione assiale iniluppo SLU – Fx [kN]



**Figura 13.26 Taglio verticale involuppo SLU – Vz [kN]**

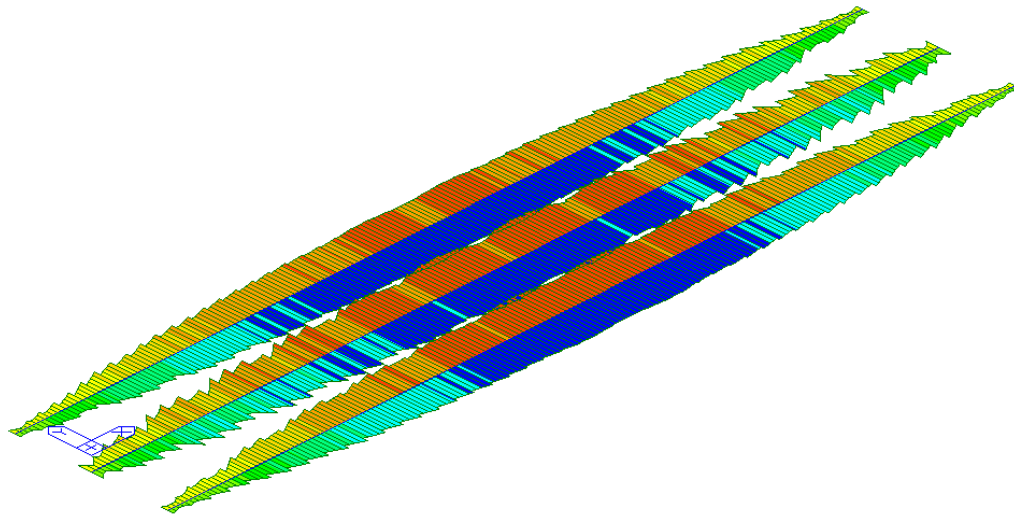


**Figura 13.27 Taglio trasversale involuppo SLU – Vy [kN]**



**Figura 13.28 Momento verticale involuppo SLU – My [kNm]**

PostCS



MIDAS/Civil  
POST-PROCESSOR  
BEAM DIAGRAM

MOMENT - z

1301.76
1065.03
828.30
591.57
354.84
0.00
-118.62
-355.35
-592.08
-828.82
-1065.55
-1302.28

PostCS  
CBALL: EN SLU

MAX : 429  
MIN : 429

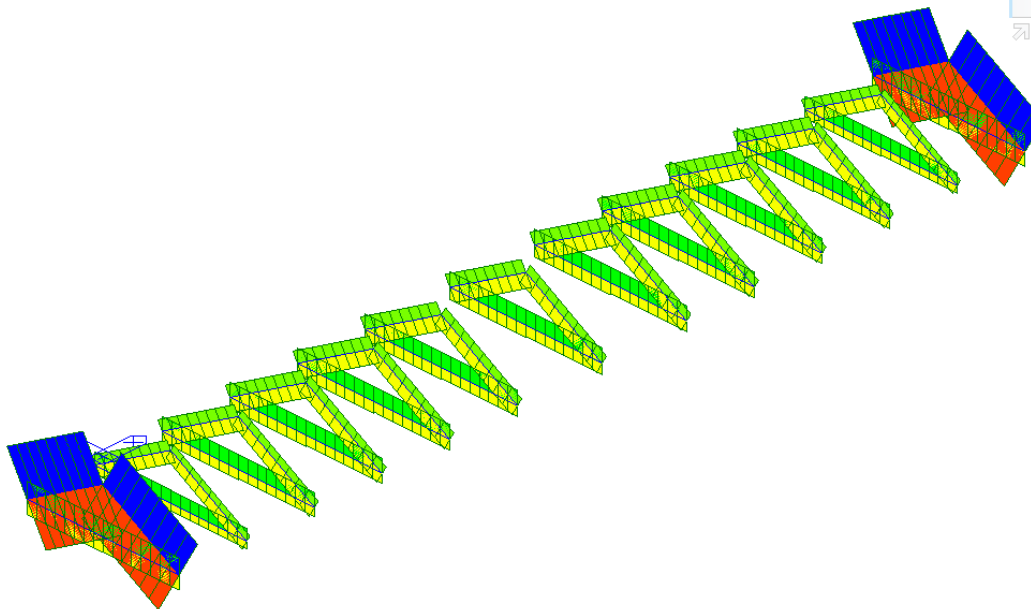
FILE: VI09-REV1  
UNIT: kN\*m  
DATE: 08/01/2023

VIEW-DIRECTION  
X: -0.612  
Y: -0.612  
Z: 0.500

Figura 13.29 Momento trasversale involuppo SLU – Mz [kNm]

### 13.2 CONTROVENTI

PostCS



MIDAS/Civil  
POST-PROCESSOR  
BEAM/TRUSS DIAGRAM

AXIAL

697.41
567.45
437.48
307.52
177.55
0.00
-82.38
-212.35
-342.31
-472.28
-602.24
-732.21

PostCS  
CBALL: EN SLU

MAX : 40  
MIN : 27

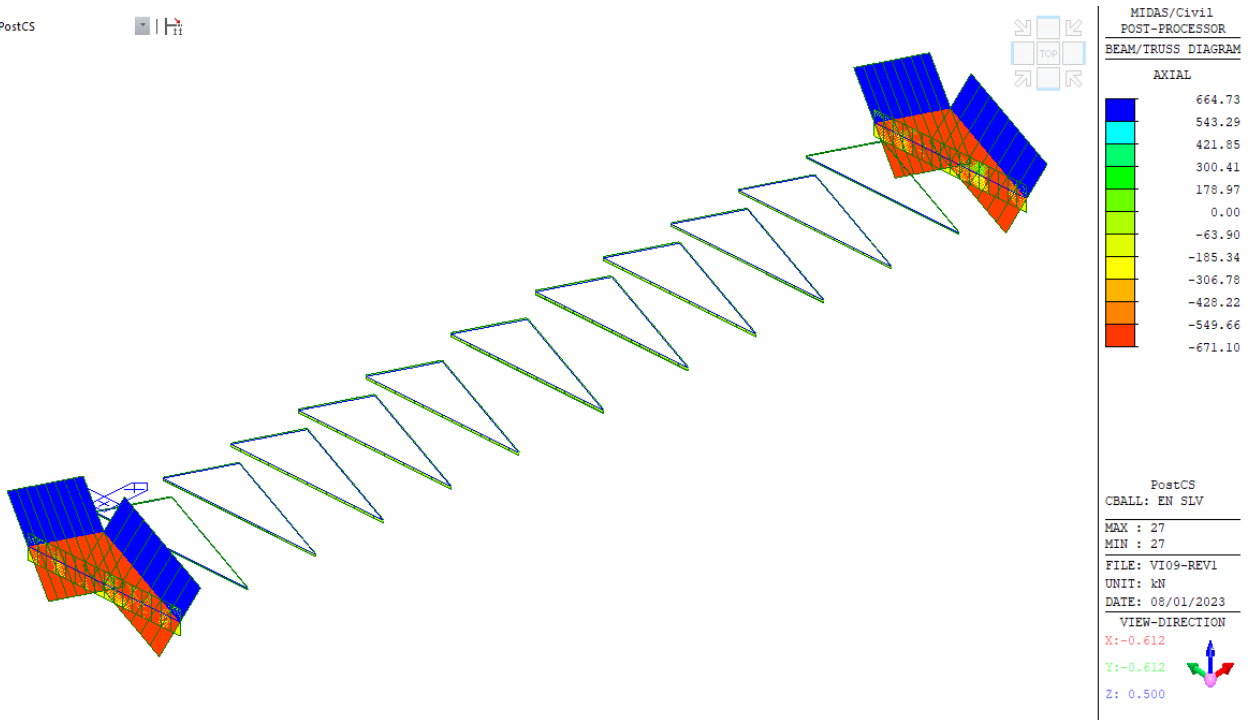
FILE: VI09-REV1  
UNIT: kN  
DATE: 08/01/2023

VIEW-DIRECTION  
X: -0.612  
Y: -0.612  
Z: 0.500

Figura 13.30 Azione assiale involuppo SLU – Fx [kN]

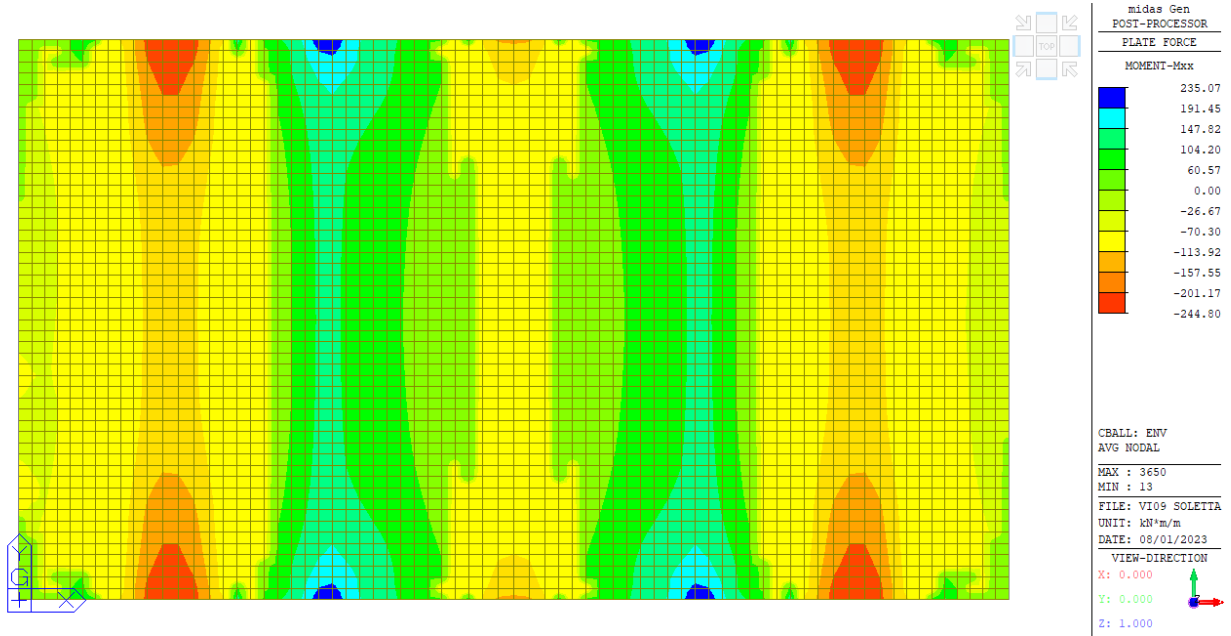
PostCS

Hi

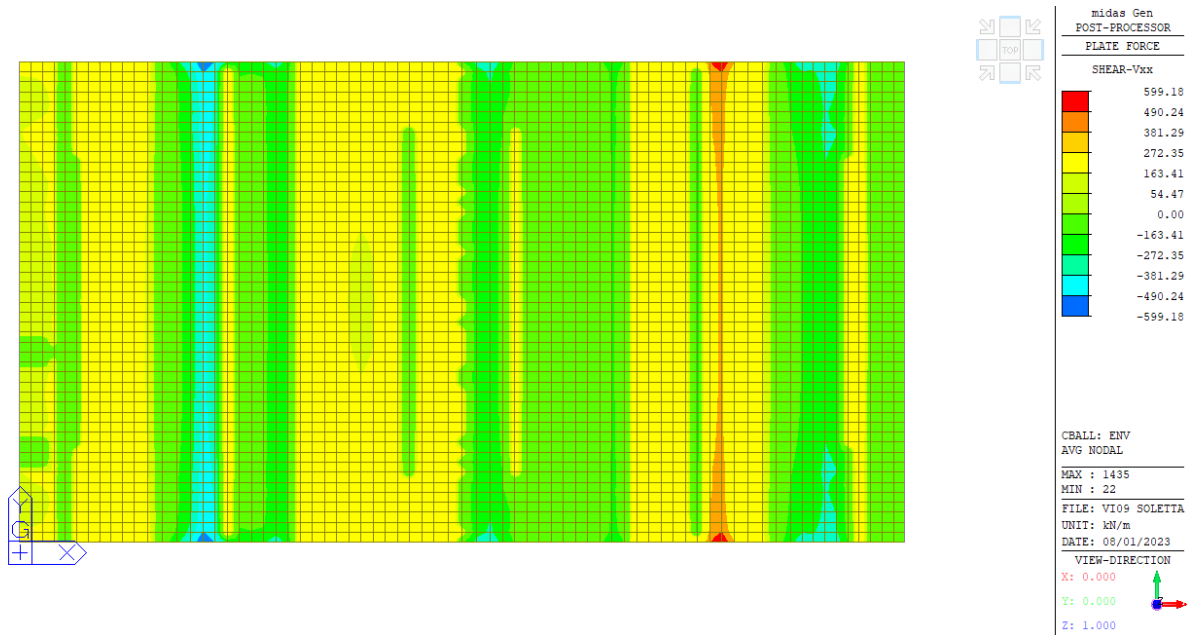


**Figura 13.31 Azione assiale involuppo SLV – Fx [kN]**

**13.3 SOLETTA**



**Figura 13.32 Momento Mxx inviluppo SLU**



**Figura 13.33 Taglio Vxx inviluppo SLU**

## 13.4 SPALLE

### 13.4.1 RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE STRUTTURALI

Si riportano di seguito le verifiche dei singoli elementi strutturali di entrambe le spalle. Al fine di garantire una corretta interpretazione dei risultati delle analisi condotte si illustrano di seguito le convenzioni relative ai segni delle caratteristiche della sollecitazione interna caratterizzanti gli elementi "plate".

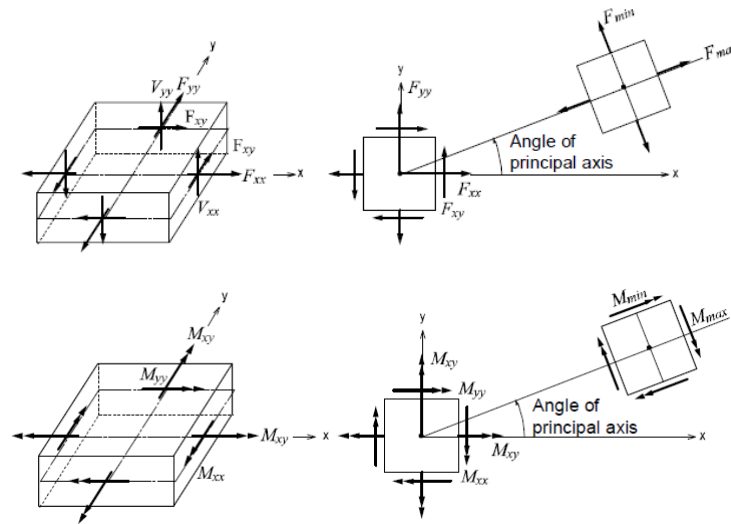


Figura 13.34 Posizioni di output delle forze dell'elemento piastra per unità di lunghezza e convenzione del segno

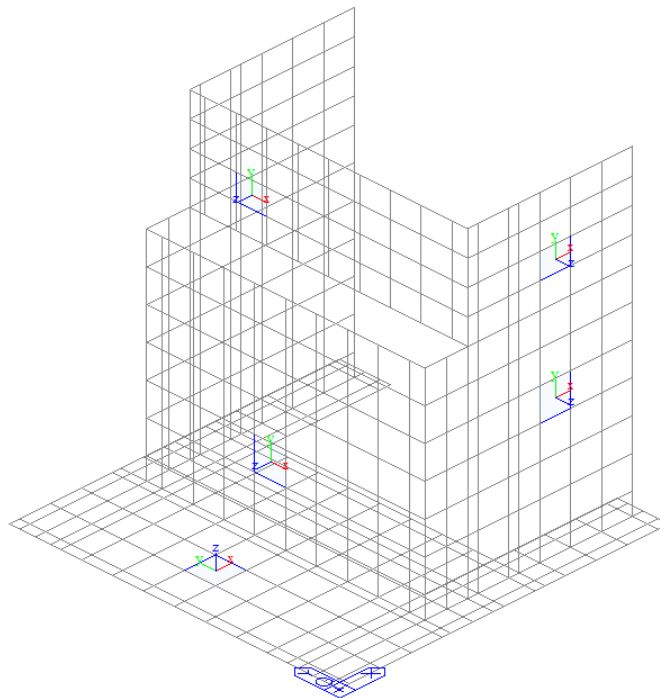
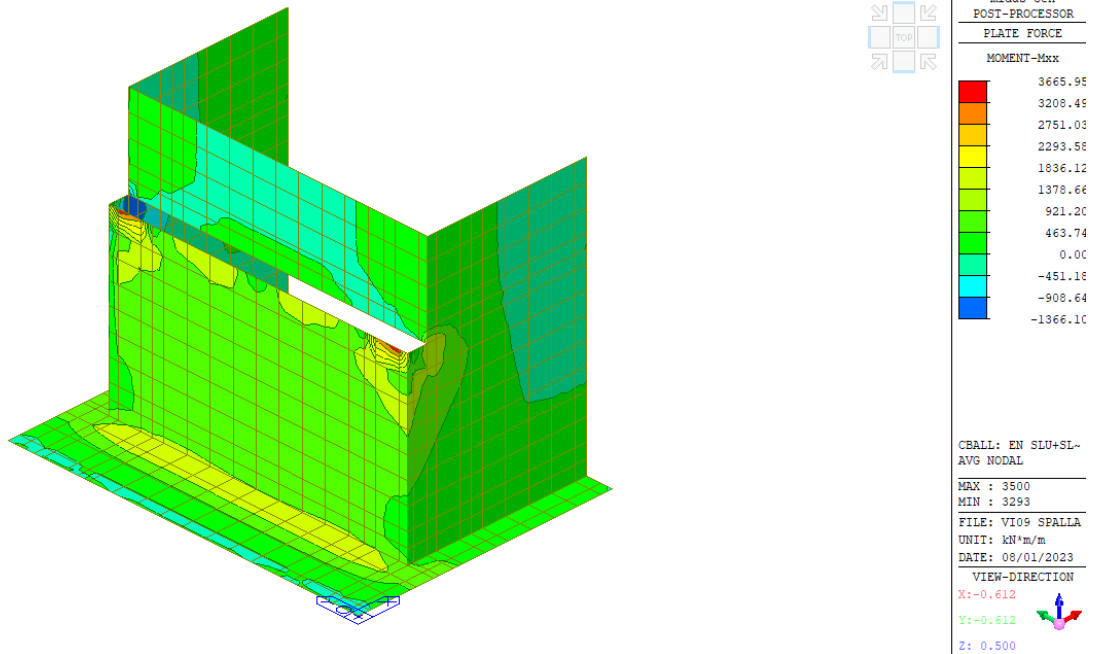


Figura 13.35 Assi locali modello

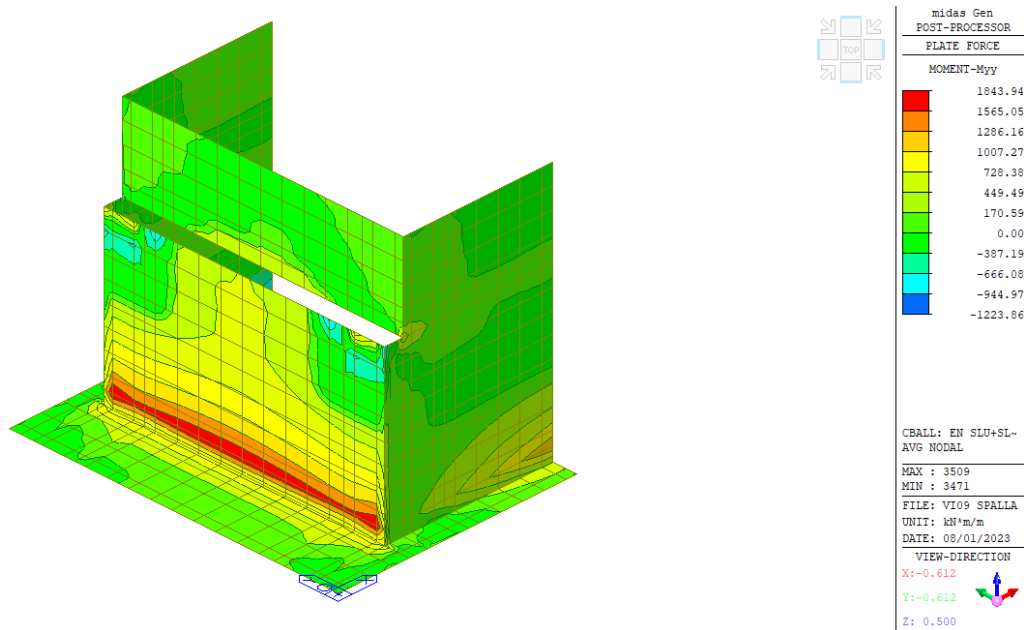


**13.4.2 DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI**

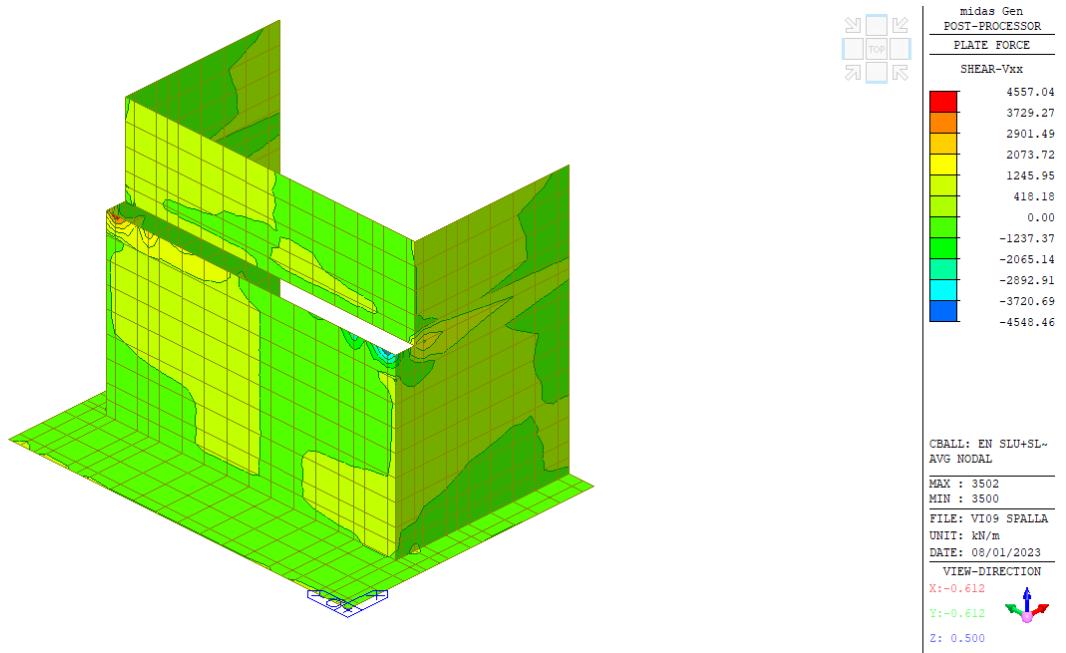
Di seguito vengono riportati i diagrammi di momento flettente e taglio per le combinazioni di carico sopra descritte e riferite a tutte le sezioni che compongono l'opera.



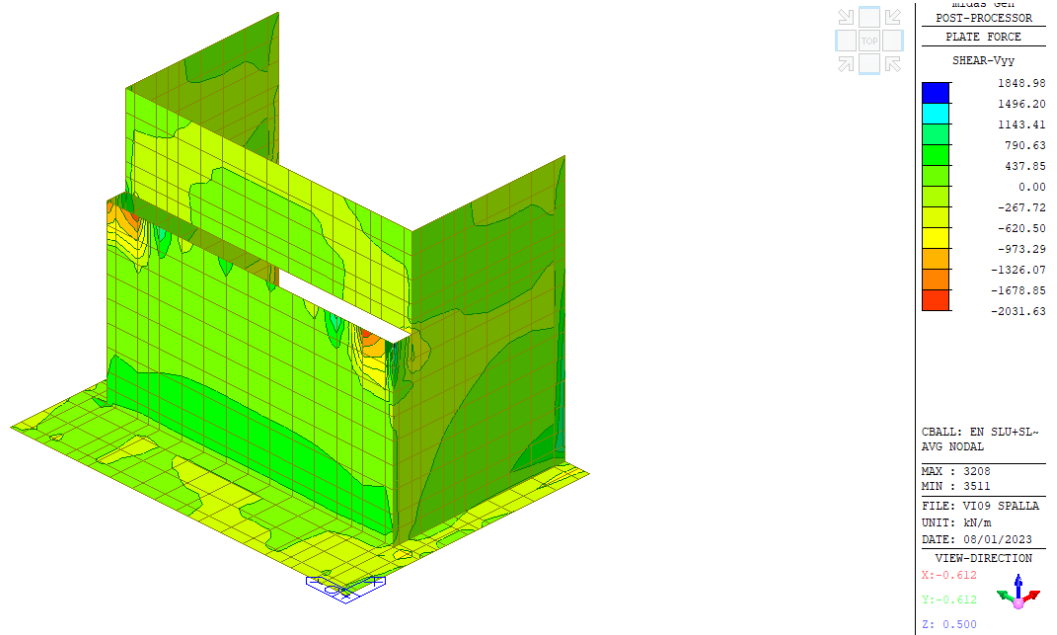
**Figura 13.36 Involuppo combinazione SLU+SLV – Mx (kNm)**



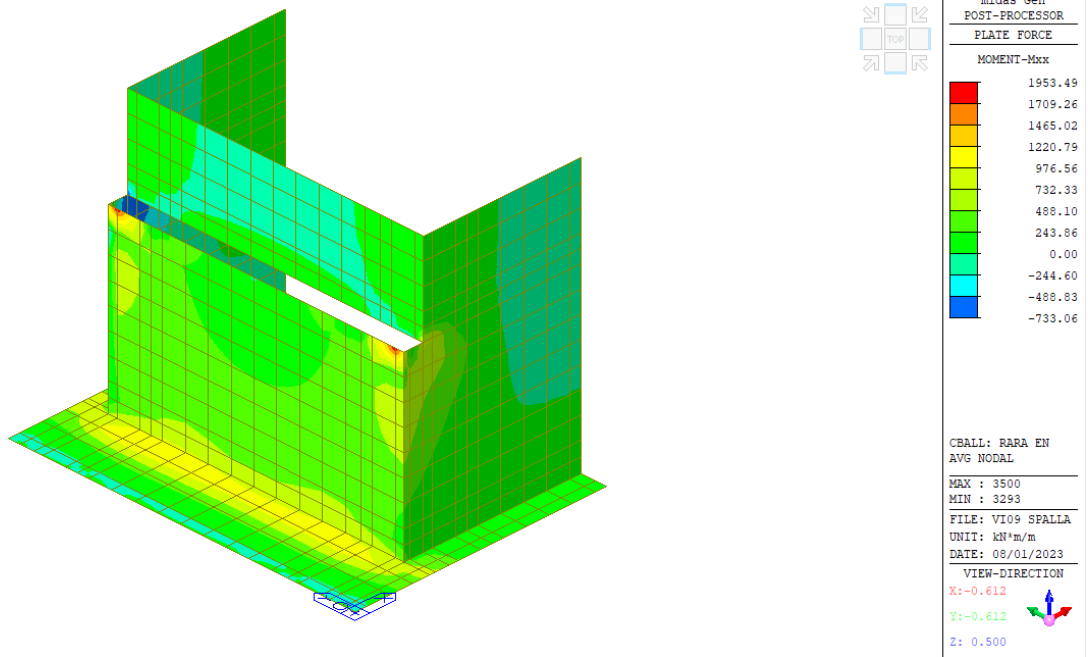
**Figura 13.37 Involuppo combinazione SLU+SLV – My (kNm)**



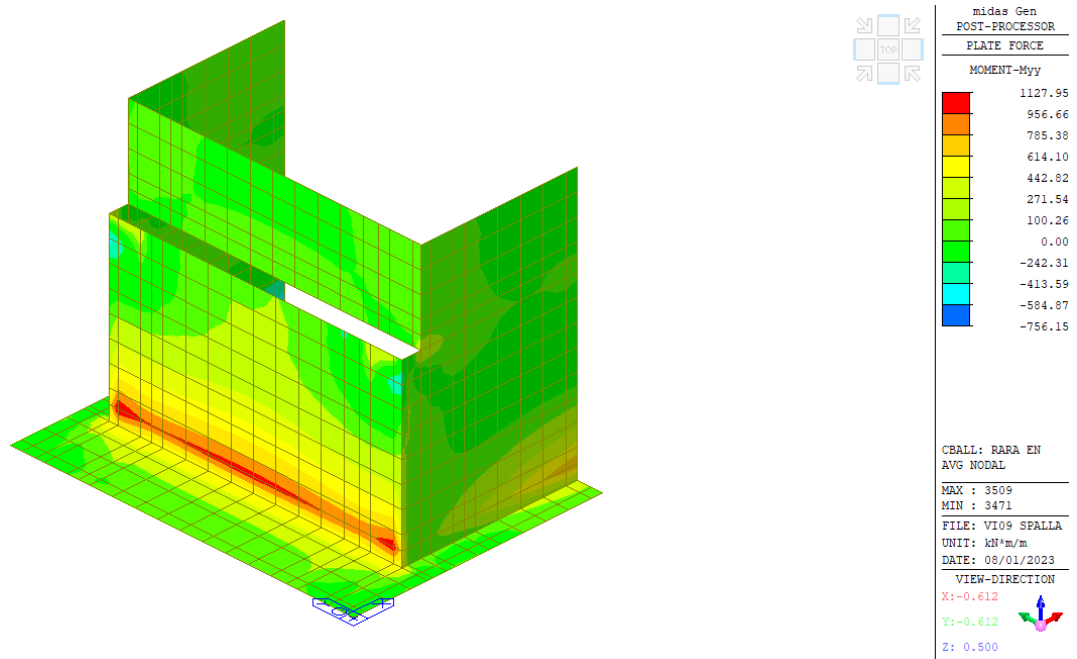
**Figura 13.38 Inviluppo combinazione SLU+SLV – Vx (kN)**



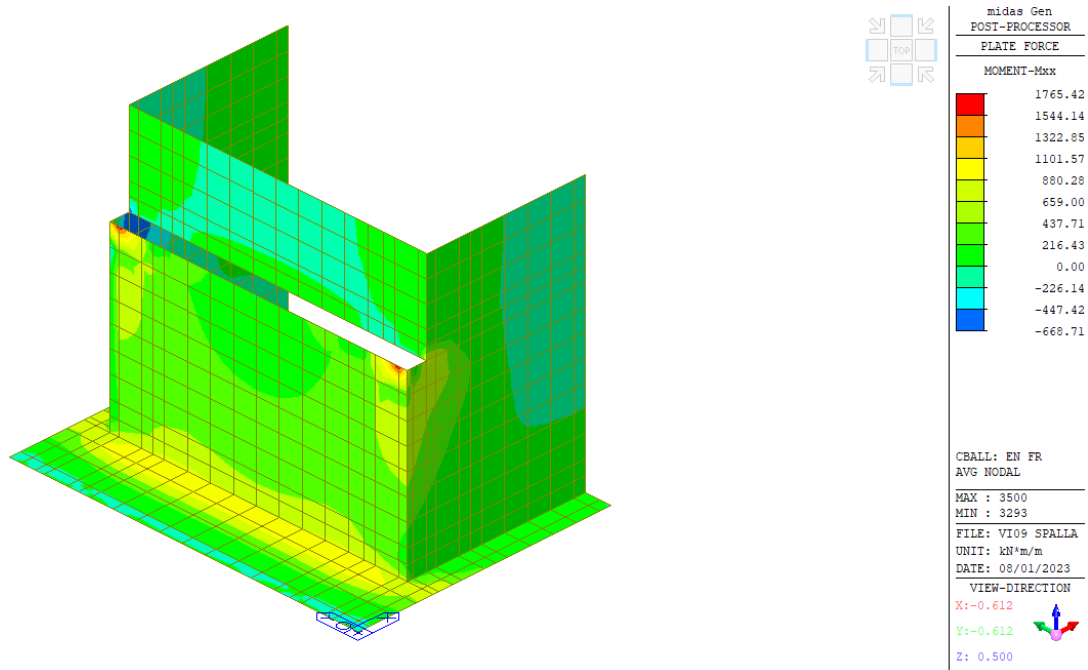
**Figura 13.39 Inviluppo combinazione SLU+SLV – Vy (kN)**



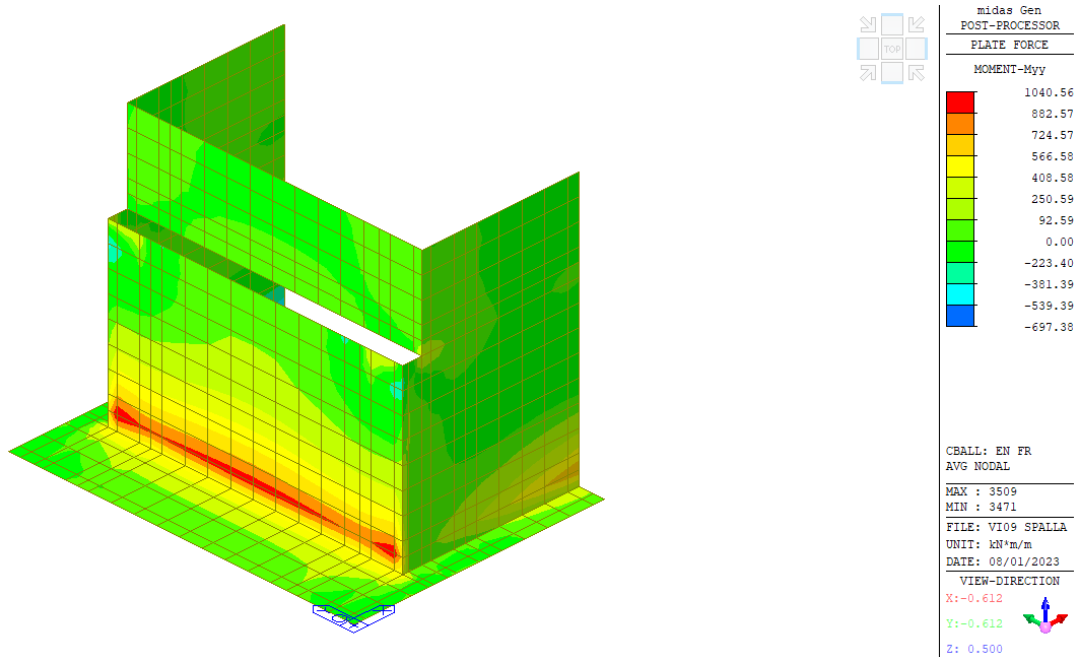
**Figura 13.40 Involuppo combinazione RARA – Mx (kNm)**



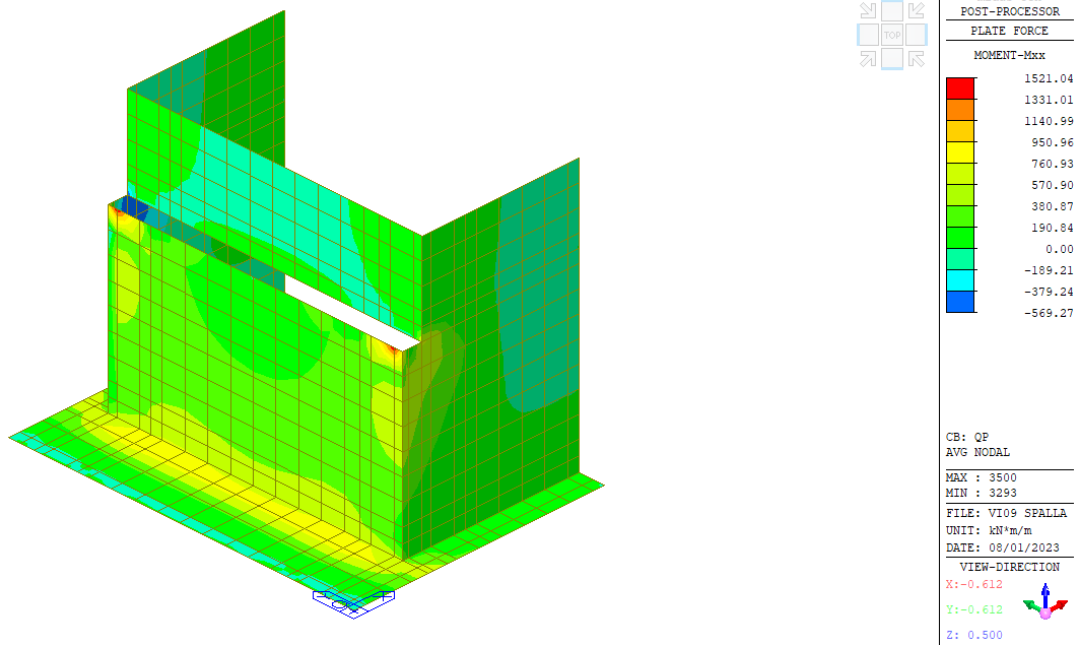
**Figura 13.41 Involuppo combinazione RARA – My (kNm)**



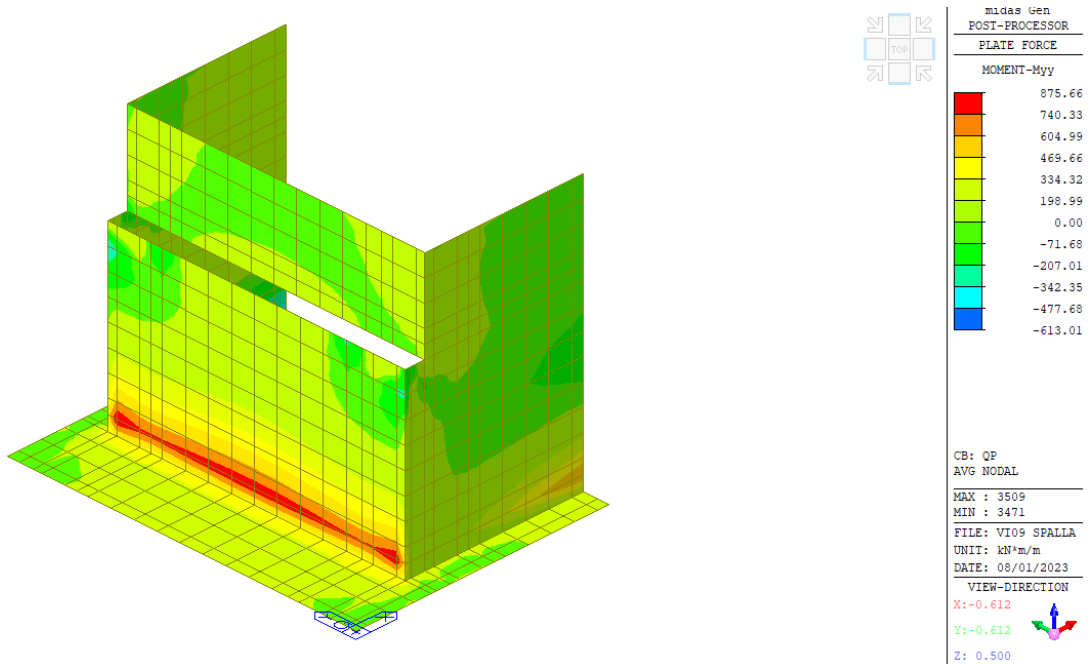
**Figura 13.42 Involuppo combinazione FREQUENTE – Mx (kNm)**



**Figura 13.43 Involuppo combinazione FREQUENTE – My (kNm)**



**Figura 13.44 Involuppo combinazione QUASI PERMANENTE – Mx (kNm)**



**Figura 13.45 Involuppo combinazione QUASI PERMANENTE – My (kNm)**

## 14 STATO DEFORMAZIONE IN ESERCIZIO

Le verifiche in deformabilità sono state condotte valutando che la freccia calcolata con i valori caratteristici dei carichi mobili, risultasse minore di un valore massimo ammissibile dipendente dalla luce della campata.

Si riportano di seguito i valori di deformazione per ogni caso di carico.

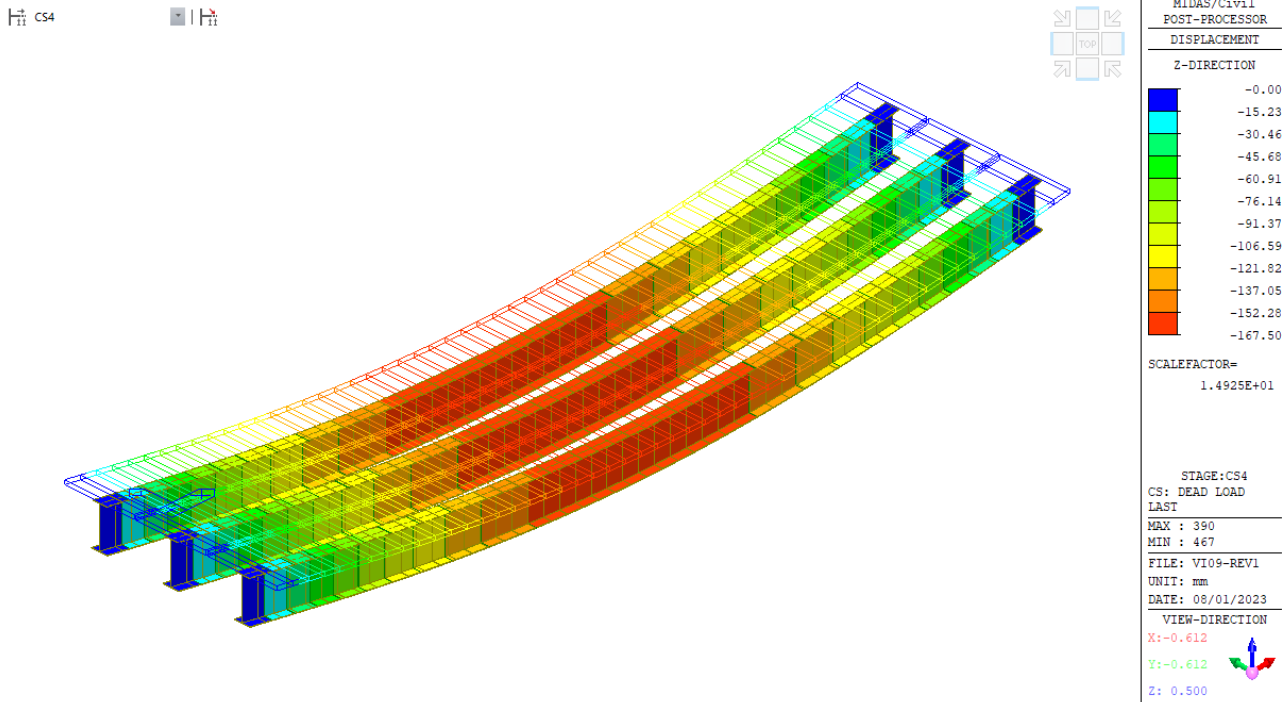
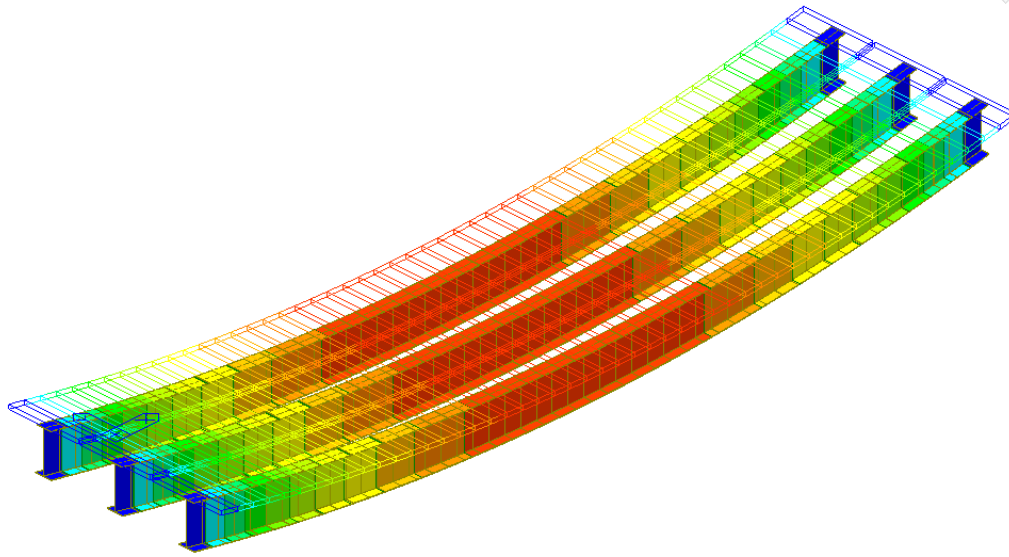


Figura 14.46 Configurazione deformata per carichi permanenti strutturali g1 e non strutturali g2

CS4

CS4

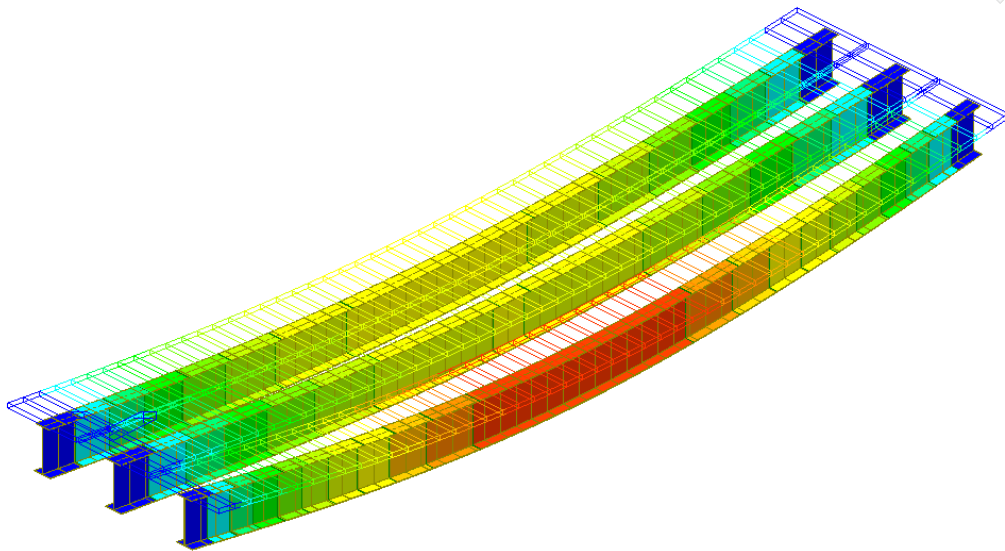


MIDAS/CIVIL POST-PROCESSOR	
DISPLACEMENT	
Z-DIRECTION	
0.00	
-3.09	
-6.17	
-9.26	
-12.35	
-15.43	
-18.52	
-21.61	
-24.69	
-27.78	
-30.87	
-33.95	
SCALEFACTOR= 7.3629E+01	
STAGE:CS4	
CS: SHRINKAGE PRIM- LAST	
MAX : 238	
MIN : 365	
FILE: VI09-REV1	
UNIT: mm	
DATE: 08/01/2023	
VIEW-DIRECTION	
X: -0.612	
Y: -0.612	
Z: 0.500	

**Figura 14.47 Configurazione deformata dovuta all'azione di ritiro  $\epsilon_2$**

PostCS

PostCS



MIDAS/CIVIL POST-PROCESSOR	
DISPLACEMENT	
Z-DIRECTION	
-0.00	
-5.60	
-11.20	
-16.79	
-22.39	
-27.99	
-33.59	
-39.19	
-44.79	
-50.38	
-55.98	
-61.58	
SCALEFACTOR= 4.0597E+01	
PostCS	
MVAL: SCL-CAR	
MAX : 442	
MIN : 263	
FILE: VI09-REV1	
UNIT: mm	
DATE: 08/01/2023	
VIEW-DIRECTION	
X: -0.612	
Y: -0.612	
Z: 0.500	

**Figura 14.48 Configurazione deformata (inviluppo) per carichi verticali da traffico**

Si riporta di seguito il calcolo della freccia massima ammissibile e della controfreccia massima da assegnare ad ogni campata. Per il profilo completo della contromonta si rimanda agli elaborati grafici.

Verifica SLE deformabilità - Campata			
$f_{Ed}$	[mm]	62	Freccia massima di progetto per carichi da traffico (caratteristici)
L	[m]	48	Luce della campata
$f_{lim}$	[mm]	96	Freccia massima ammissibile (L/500)
$\eta$	[-]	<b>0.65</b>	Coefficiente di verifica

Calcolo della controfreccia - Campata			
$f(g1+g2)$	[mm]	168	Freccia dovuta ai carichi permanenti strutturali g1 e non strutturali g2
$f(\epsilon 2)$	[mm]	34	Freccia dovuta all'azione da ritiro nella soletta $\epsilon 2$
$f(q1)$	[mm]	62	Freccia dovuta ai carichi mobili q1
$cf_{min}$	[mm]	<b>184.8</b>	Controfreccia = $\min (1.1 (f(g1)+f(g2)+f(\epsilon 2)); f(g1)+f(g2)+f(\epsilon 2)+0.25 f(q1))$



## 15 SCARICHI ELEMENTARI E SPOSTAMENTI NEGLI APPOGGI

Si riportano nel presente paragrafo, per i casi di carico analizzati, gli scarichi elementari sugli appoggi e gli spostamenti negli appoggi.

Per le convenzioni di segno assunte per gli scarichi, vale quanto segue: le azioni di taglio Vz e Vy si considerano positive se concordi all'asse locale; l'azione assiale si considera invece positiva se diretta verso il basso (compressione per gli appoggi).

Le analisi per traffico e vento verticale sono state condotte con lo scopo di massimizzare le sollecitazioni solo su una delle due travi esterne. Ciò nonostante, attraverso semplici considerazioni di simmetria, sono stati valutati gli scarichi nelle condizioni peggiori possibili per ognuno degli appoggi.

**Si rammenta che per la valutazione degli scarichi in condizioni sismiche si è fatto riferimento alle condizioni di "Upper Bound" degli isolatori. Al contrario, per la valutazione degli spostamenti, si è fatto riferimento alle condizioni di "Lower Bound".**

Node	Load	Stage	Step	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*mm)	MY (kN*mm)	MZ (kN*mm)
1	Dead Loa	CS4	002(last)	108.137242	-0.058163	1574.730455	0.000000	0.000000	0.000000
3	Dead Loa	CS4	002(last)	107.772248	0.000000	1528.133323	0.000000	0.000000	0.000000
5	Dead Loa	CS4	002(last)	108.137242	0.058163	1574.730455	0.000000	0.000000	0.000000
<b>SUMMATION OF REACTION FORCES PRINTOUT</b>									
	Load	Stage	Step	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)			
	Dead Loa	CS4	002(last)	0.000000	0.000000	9355.188465			

Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*mm)	MY (kN*mm)	MZ (kN*mm)
1	Fren	-85	0	-9	0	0	0
3	Fren	-85	0	-9	0	0	0
5	Fren	-85	0	-9	0	0	0
1	Centrif	0	42	37	0	0	0
3	Centrif	0	42	0	0	0	0
5	Centrif	-0	42	-37	0	0	0
1	SLV_X(RS)	579	0	60	0	0	0
3	SLV_X(RS)	579	0	60	0	0	0
5	SLV_X(RS)	579	0	60	0	0	0
1	SLV_Y(RS)	4	562	508	0	0	0
3	SLV_Y(RS)	0	559	0	0	0	0
5	SLV_Y(RS)	4	562	508	0	0	0
1	SC1-car(all)	54	1	1403	0	0	0
3	SC1-car(all)	34	1	1203	0	0	0
5	SC1-car(all)	37	-1	794	0	0	0
1	SC1-freq(all)	30	0	817	0	0	0
3	SC1-freq(all)	19	0	745	0	0	0
5	SC1-freq(all)	20	-0	420	0	0	0
1	Vento(all)	15	250	528	0	0	0
3	Vento(all)	6	249	117	0	0	0
5	Vento(all)	15	-250	528	0	0	0
1	DT(all)	44	10	49	0	0	0
3	DT(all)	43	0	-99	0	0	0
5	DT(all)	44	-10	49	0	0	0
<b>SUMMATION OF REACTION FORCES PRINTOUT</b>							
	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)			
	Fren	-510	0	0			
	Centrif	0	250	0			
	SLV_X(RS)	3472	0	0			
	SLV_Y(RS)	0	3365	0			
	SC1-car(all)	N/A	N/A	N/A			
	SC1-freq(all)	N/A	N/A	N/A			
	Vento(all)	0	1500	699			
	DT(all)	0	-0	0			

**Scarichi sugli appoggi - valori caratteristici (Upper Bound)**

Node	Load	DX (mm)	DY (mm)	DZ (mm)	RX ([rad])	RY ([rad])	RZ ([rad])
7	Centrif	-0	-14	-0	0	0	-0
20	Centrif	0	-14	0	0	0	-0
33	Centrif	0	-14	0	0	-0	-0
7	SLC_X(R)	166	0	0	0	0	0
20	SLC_X(R)	166	0	0	0	0	0
33	SLC_X(R)	166	0	0	0	0	0
7	SLC_Y(R)	1	163	0	0	0	0
20	SLC_Y(R)	0	163	0	0	0	0
33	SLC_Y(R)	1	163	0	0	0	0
7	Vento(all)	-3	-85	-0	-0	0	-0
20	Vento(all)	-1	-85	-0	0	0	0
33	Vento(all)	-3	-85	-0	0	0	0
7	DT(all)	-8	-2	-0	-0	0	-0
20	DT(all)	-8	0	0	0	0	0
33	DT(all)	-8	2	-0	0	0	0
7	Fren(all)	29	0	0	0	0	0
20	Fren(all)	29	0	0	0	0	0
33	Fren(all)	29	0	0	0	0	0

**Spostamenti orizzontali negli appoggi - valori caratteristici (Lower Bound)**

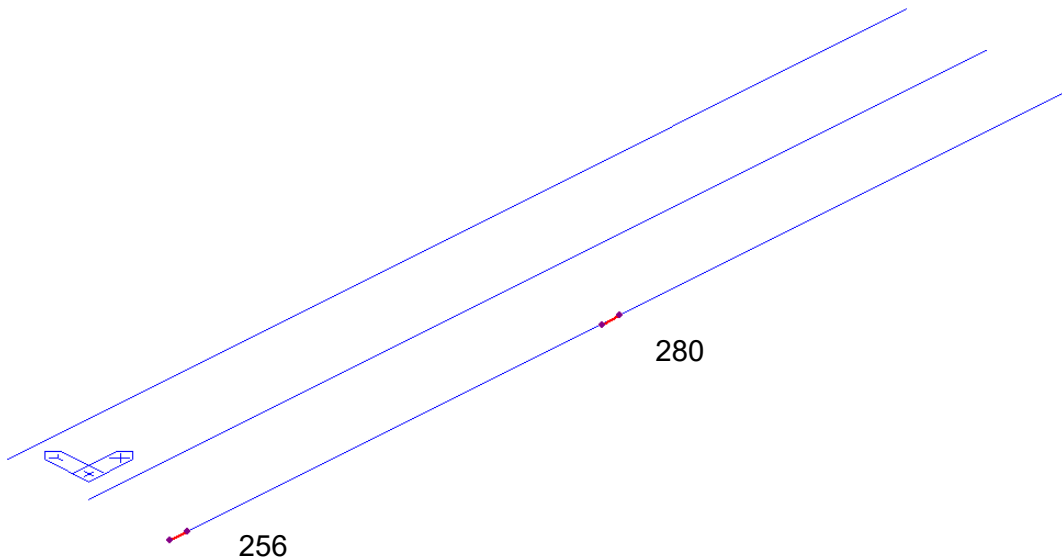
## 16 VERIFICHE STRUTTURALI

Nei seguenti paragrafi si riportano i risultati delle verifiche agli SLU e agli SLE effettuate per ogni elemento strutturale.

### 16.1 TRAVI DI IMPALCATO

Si riportano di seguito i due punti di verifica che hanno fatto emergere le condizioni più sfavorevoli sulla sezione composta della trave.

PostCS



#### 16.1.1 SEZIONE DI MEZZERIA (ELEMENTO 280)

##### 18.1.1.1. Member Information

###### ■ Partial factors

$\gamma_C$ for concrete	1.50	$\gamma_V$ for headed stud	1.25
$\gamma_S$ for reinforcing steel	1.15	$\gamma_{FR}$ for equivalent constant Amplitude stress range	1.00
$\gamma_{M0}$ for structural steel	1.05	$\gamma_{Mf}$ for fatigue strength	1.35
$\gamma_{M1}$ for structural steel	1.10	$\gamma_{Mf,s}$ for fatigue strength of studs in shear	1.35

#### 1.2 Material Information

##### ■ Structural steel

$$f_{sk} = 355.000 \text{ MPa} \quad E_s = 210000.000 \text{ MPa}$$

##### ■ Concrete

$$f_{ck} = 35.000 \text{ MPa} \quad E_{cm} = 34000.000 \text{ MPa}$$

PROGETTAZIONE ATI:

**GPI INGEGNERIA**  
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl

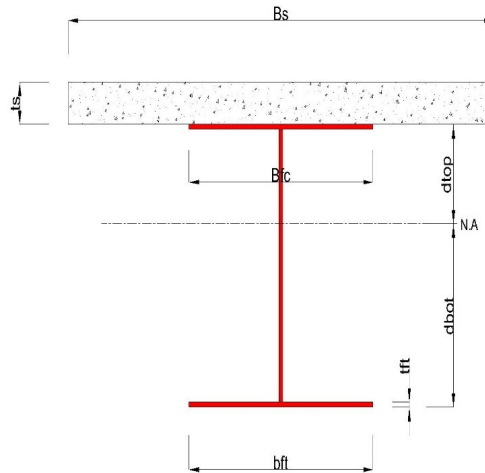


cooprogetti



■ Reinforcement

$$f_{yk} = 450.000 \text{ MPa} \quad E_r = 210000.000 \text{ MPa}$$



■ Section Dimensions

Slab

$B_c$	4370.000	mm	$t_c$	250.000	mm	$H_h$	70.000	mm
-------	----------	----	-------	---------	----	-------	--------	----

Girder

$H_w$	2430.000	mm	$B_1$	850.000	mm	$B_2$	1000.000	mm
$t_w$	24.000	mm	$t_{f1}$	30.000	mm	$t_{f2}$	40.000	mm

■ Section Stiffness

Before

$A_a$	123820.000	mm <sup>2</sup>
$I_{y,a}$	125666122214.209	mm <sup>4</sup>
$I_{z,a}$	4871445193.333	mm <sup>4</sup>
$C_{y,a}$	500.000	mm
$C_{z,a}$	1109.345	mm

After

$A_c$	301101.536	mm <sup>2</sup>
$I_{y,c}$	309887886174.859	mm <sup>4</sup>
$I_{z,c}$	286998758475.179	mm <sup>4</sup>
$C_{y,c}$	500.000	mm
$C_{z,c}$	2042.942	mm

Crack

$A_c$	132664.000	mm <sup>2</sup>
$I_{y,c}$	146110546778.466	mm <sup>4</sup>
$I_{z,c}$	19604186744.965	mm <sup>4</sup>
$C_{y,c}$	499.970	mm
$C_{z,c}$	1214.078	mm

### 18.1.1.2. Moment Capacity ( y-Dir., Positive )

■ Design load

Load combination name : SLU-01

$N_{a,Ed}$	-80.633	kN
$N_{c,Ed}$	601.268	kN
$M_{a,Ed}$	19432.803	kN · m
$M_{c,Ed}$	31380.449	kN · m

- Stress

Top Flange

Left	$y_1$	-425.000	mm	$z_1$	457.058	mm	$\sigma_1$	-258.913	MPa
	$y_2$	-12.000	mm	$z_2$	457.058	mm	$\sigma_2$	-259.956	MPa
Right	$y_1$	425.000	mm	$z_1$	457.058	mm	$\sigma_1$	-261.060	MPa
	$y_2$	12.000	mm	$z_2$	457.058	mm	$\sigma_2$	-260.017	MPa

Bottom Flange

Left	$y_1$	-500.000	mm	$z_1$	-2042.942	mm	$\sigma_1$	381.032	MPa
	$y_2$	-12.000	mm	$z_2$	-2042.942	mm	$\sigma_2$	379.799	MPa
Right	$y_1$	500.000	mm	$z_1$	-2042.942	mm	$\sigma_1$	378.506	MPa
	$y_2$	12.000	mm	$z_2$	-2042.942	mm	$\sigma_2$	379.739	MPa

Web

Right	$y_1$	0.000	mm	$z_1$	427.058	mm	$\sigma_1$	-252.309	MPa
	$y_2$	0.000	mm	$z_2$	-2002.942	mm	$\sigma_2$	369.533	MPa

■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	1
Bottom flange	1
Section	1

- Plastic resistance moment,  $M_{pl,Rd}$

Plastic NA = 2288.088 mm

$N_{slab}$  = 21667.917 kN

$N_{g,top}$  = 10097.518 kN (Upper side of PNA)

$N_{g,bot}$  = 31765.435 kN (Lower side of PNA)

PROGETTAZIONE ATI:

**GPI** INGEGNERIA  
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



$$M_{pl,Rd} = 61826.440 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$x_{pl} = 531.912 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = \beta M_{pl,Rd} = 61826.440 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

here,  $\beta = 1.000$

$$M_{Rd} = 61826.440 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} = 50813.253 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots \text{OK}$$

### 18.1.1.3. Shear Capacity ( z-Dir. )

■ Design load

Load combination name : SLU-01

$$N_{Ed} = -888.743 \text{ kN}$$

$$M_{a,Ed} = 19432.803 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{c,Ed} = 21960.545 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed,a} = -2.614 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,c} = -702.501 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = -705.115 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = \max(M_{Ed,t}, M_{Ed,b}) = 167764.564 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,t} = 167764.564 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,b} = 47982.057 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Stress

Top Flange

Left	y <sub>1</sub>	-425.000	mm	Z <sub>1</sub>	457.058	mm	σ <sub>1</sub>	-251.663	MPa
	y <sub>2</sub>	-12.000	mm	Z <sub>2</sub>	457.058	mm	σ <sub>2</sub>	-251.059	MPa
Right	y <sub>1</sub>	425.000	mm	Z <sub>1</sub>	457.058	mm	σ <sub>1</sub>	-250.420	MPa
	y <sub>2</sub>	12.000	mm	Z <sub>2</sub>	457.058	mm	σ <sub>2</sub>	-251.024	MPa

Bottom Flange

Left	y <sub>1</sub>	-500.000	mm	Z <sub>1</sub>	-2042.942	mm	σ <sub>1</sub>	311.988	MPa
	y <sub>2</sub>	-12.000	mm	Z <sub>2</sub>	-2042.942	mm	σ <sub>2</sub>	312.702	MPa
Right	y <sub>1</sub>	500.000	mm	Z <sub>1</sub>	-2042.942	mm	σ <sub>1</sub>	313.451	MPa
	y <sub>2</sub>	12.000	mm	Z <sub>2</sub>	-2042.942	mm	σ <sub>2</sub>	312.737	MPa

Web

Right	y <sub>1</sub>	0.000	mm	Z <sub>1</sub>	427.058	mm	σ <sub>1</sub>	-244.276	MPa
	y <sub>2</sub>	0.000	mm	Z <sub>2</sub>	-2002.942	mm	σ <sub>2</sub>	303.700	MPa

PROGETTAZIONE ATI:

**GPI** INGEGNERIA  
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	1
Bottom flange	1
Section	1

■ Plastic resistance moment,  $M_{pl,Rd}$

Plastic NA = 2288.088 mm

$N_{slab} = 21667.917 \text{ kN}$   
 $N_{rebar,t} = 0.000 \text{ kN}$  (Upper side of PNA)  
 $N_{rebar,b} = 0.000 \text{ kN}$  (Lower side of PNA)  
 $N_{g,top} = 10097.518 \text{ kN}$  (Upper side of PNA)  
 $N_{g,bot} = 31765.435 \text{ kN}$  (Lower side of PNA)

$M_{pl,Rd} = 61826.440 \text{ kN} \cdot \text{m}$

■ Calculation.  $V_{bw,Rd}$

Web

■ Contribution from the web

$\lambda_w = \frac{h_w}{\sqrt{k_\tau} \cdot (37.4 \cdot t \cdot \varepsilon)} = 1.274$

$X_w = 1.37 / (0.7 + \lambda_w) = 0.694 \quad \lambda_w \geq 1.08$

$V_{bw,Rd} = \frac{X_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 7539.824 \text{ kN}$

$V_{Rd} = 7539.824 \text{ kN}$

$V_{Edi} = V_{Ed} / \text{Num. of Web} = -705.115 \text{ kN}$

$\eta'_3 = V_{Edi} / V_{bw,Rd} = 0.094 \leq 1.0$

■ Contribution from the flange

$M_{f,Rd0} = 37893.415 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_{f,Rd0}$  is calculated as  $M_{pl,Rd}$  but neglecting the web contribution.

Reduction factor for  $N_{Ed}$  =  $1 - \frac{N_{Ed}}{(A_{f1} + A_{f2}) \cdot f_{yf} / \gamma_{M0}} = 0.960$

$M_{f,Rd} = \text{Reduction factor for } N_{Ed} \cdot M_{f,Rd0} = 36372.658 \text{ kN} \cdot \text{m}$



$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{c \cdot \gamma_{M1}} \left( 1 - \left( \frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 0.000 \text{ kN}$$

where,  $M_{f,Rd} = 36372.658 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_{Ed} = 167764.564 \text{ kN} \cdot \text{m}$  (Taken as the greatest value of  $(\sum \sigma_i)W$ )

$$c = a \cdot \left( 0.25 + \frac{1.6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}} \right) = 1030.737$$

■ Check Shear Resistance

$$V_{Edi} / (V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}) = 0.094 < 1.0 \quad \dots \text{ OK}$$

■ Interaction M-V

For the section class 1 or 2, M-V interaction should be checked separately by the user.

**18.1.1.4. Lateral torsional buckling**

- Design load

Load combination name : SLU-01

$N_{Ed} = 520.635 \text{ kN}$

$M_{Ed} = 50813.253 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$V_1 = -94.543 \text{ kN}$

$V_2 = -381.063 \text{ kN}$

$M_1 = 50813.253 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_2 = 50749.141 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_{pl,Rd} = 61826.440 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_{el,Rd} = 44695.978 \text{ kN} \cdot \text{m}$

-  $M_{b,Rd}$  Buckling resistance moment

$L = 1.000 \text{ m}$

$c = C_d / I = 0.000 \text{ kN/m}^2$

$\gamma = \frac{c \cdot L^4}{E \cdot I} = 0.000$

$\mu = V_2 / V_1 = 0.248$

$\Phi = 2 \cdot (1 - M_2 / M_1) / (1 + \mu) = 0.002$

$m_1 = 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (3 + 2 \cdot \Phi) \cdot \gamma / (350 - 50 \cdot \mu) = 1.000$

$m_2 = 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (0.195 + (0.05 + \mu / 100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5} = 1.000$

$m = \text{Min}(m_1, m_2) = 1.000$

$\alpha_{LT} = 0.760$

$\lambda_{LT} = \frac{1.103 \cdot L / b \cdot \sqrt{(f_y / E_m)} \cdot \sqrt{(1 + A_{wd} / (3 \cdot A_f))}}{=} = 0.057$

$\Phi_{LT} = 0.5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2) = 0.447$

PROGETTAZIONE ATI:

**GPI INGEGNERIA**  
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



$$X_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)}} = 1$$

$$M_{Rd} = 61826.440 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{b,Rd} = \frac{X_{LT}}{M_{Rd}} = 61826.440 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

-  $N_{b,Rd}$  Axial buckling resistance

$$X_{LT,N} = 1.000$$

$$N_{b,Rd} = X_{LT} \cdot \text{Area} \cdot f_{yd} = 101800.995 \text{ kN}$$

$$\text{Combined Ratio} = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = 0.826983543$$

### 18.1.1.5. Resistance to Longitudinal Shear

- Design load

Load combination name : SLU-01

$$N_{c,el} = 9402.664 \text{ kN}$$

$$N_{c,f} = 21667.917 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 50813.253 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed} = -378.448 \text{ kN}$$

$$M_{pl,Rd} = 61826.440 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{el,Rd} = 44695.978 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Shear resistance of a single connector

$$P_{Rd,1} = 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 90.478 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,2} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V = 101.233 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 90.478 \text{ kN}$$

where,  $f_u = 450.000 \text{ MPa}$

$$\alpha = 1$$

for  $h_{sc}/d > 4$

$$\text{Num.} = 3$$

$$d = 20.000 \text{ mm}$$

$$h_{sc} = 200.000 \text{ mm}$$

$$\text{Space} = 200.000 \text{ mm}$$

- Longitudinal shear force acting on length  $L_{A,B}$

$$V_{L,Ed} = \frac{(N_{c,f} - N_{c,el}) \cdot (M_{Ed} - M_{el,Rd})}{M_{pl,Rd} - M_{el,Rd}} = 4379.912 \text{ kN} \quad M_{Ed} > 0$$

PROGETTAZIONE ATI:

**GPINGEGNERIA**  
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



- Verification

$$V_{L,Ed} = V_{L,Ed} / L_v = 1002.268 \text{ kN/m}$$

where,  $L_v = 4370.000 \text{ mm}$

$$V_{L,Rd} = P_{Rd} \cdot \text{Num./Space} = 1357.168 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Ed} < V_{L,Rd} \quad \dots \text{ OK}$$

**Resistance to Fatigue**

- Design load

Load combination name : FAT-01

$$F_z = 3.948 \text{ kN}$$

- Shear stress range for the connector

$$\Delta\tau = F_{sc} / A_{sc} = 0.484 \text{ MPa}$$

where,  $F_{sc} = V_{L,Ed} \cdot \text{space of stud} / \text{number of stud} = 0.152 \text{ kN}$

$$A_{sc} = 314.159 \text{ mm}^2$$

- Damage equivalent factor

$$\lambda_v = \lambda_{v,1} \cdot \lambda_{v,2} \cdot \lambda_{v,3} \cdot \lambda_{v,4} = 0.000$$

where,  $\lambda_{v,1} = 1.550$

$$\lambda_{v,2} = 0.000$$

$$\lambda_{v,3} = 0.917$$

$$\lambda_{v,4} = 0.000$$

- Equivalent constant amplitude range of shear stress related to 2 million cycles

$$\Delta\tau_{E,2} = \lambda_v \cdot \Delta\tau = 0.000 \text{ MPa}$$

- Verification

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E,2} / (\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}) = 0.000 < 1$$

**18.1.1.6. Stress Check**

- In the structural steel

Characteristic load combination name : SLE-01

$$\sigma_{Ed,ser} = -295.601 \text{ MPa} \quad (\text{Bottom-left fiber in the flange})$$

$$\tau_{Ed,ser} = 8.941 \text{ MPa} \quad (\text{Neutral axis in the web})$$

$$\sigma_{Ed,ser} = -295.601 \text{ MPa} < f_y / \gamma_{M,ser} = 355.000 \text{ MPa} \quad \dots \text{ OK}$$

PROGETTAZIONE ATI:

**GPI** INGEGNERIA  
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



$$T_{Ed,ser} \quad 8.941 \text{ MPa} < \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser}} < 204.959 \text{ MPa} \quad \dots \text{ OK}$$

$$\sqrt{(\sigma_{Ed,ser}^2 + 3T_{Ed,ser}^2)} \quad 296.006 \text{ MPa} < f_y / \gamma_{M,ser} < 355.000 \text{ MPa} \quad \dots \text{ OK}$$

- In the concrete of the slab

Characteristic load combination name : SLE-01

$$\sigma_c \leq k_1 f_{ck} \quad 8.105 \text{ MPa} < 21.000 \text{ MPa} \quad \dots \text{ OK}$$

- In the reinforcement

Load combination name : SLE-01

$$\sigma_s \leq k_3 f_{yk} \quad -56.606 \text{ MPa}$$

Rebar is under compression. No need to check.

### 18.1.1.7. Longitudinal Shear for SLS( Serviceability limit state )

- Shear resistance of a single connector

Load combination name : SLE-01

$$P_{Rd,1} = 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 90.478 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,2} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{(f_{ck} \cdot E_{cm})} / \gamma_V = 101.233 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 90.478 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,ser} = k_s \cdot P_{Rd} = 67.858 \text{ kN}$$

where,  $f_u = 450.000 \text{ MPa}$

$\alpha = 1$  for  $h_{sc}/d > 4$

Num. = 3

$d = 20.000 \text{ mm}$

$h_{sc} = 200.000 \text{ mm}$

Space = 200.000 mm

$k_s = 0.750$

- Verification

$$V_{L,Ed} = V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 201.293 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Rd} = P_{Rd,ser} \cdot \text{Num.} / \text{Space} = 1017.876 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Ed} < V_{L,Rd} \quad \dots \text{ OK}$$

PROGETTAZIONE ATI:

**GPI INGEGNERIA**  
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti





## 16.1.2 SEZIONE D'APPOGGIO (ELEMENTO 256)

### 18.1.2.1. Member Information

■ Partial factors

$\gamma_c$ for concrete	1.50	$\gamma_v$ for headed stud	1.25
$\gamma_s$ for reinforcing steel	1.15	$\gamma_{Ff}$ for equivalent constant Amplitude stress range	1.00
$\gamma_{M0}$ for structural steel	1.05	$\gamma_{Mf}$ for fatigue strength	1.35
$\gamma_{M1}$ for structural steel	1.10	$\gamma_{Mf,s}$ for fatigue strength of studs in shear	1.35

### 1.2 Material Information

■ Structural steel

$$f_{sk} = 355.000 \text{ MPa} \quad E_s = 210000.000 \text{ MPa}$$

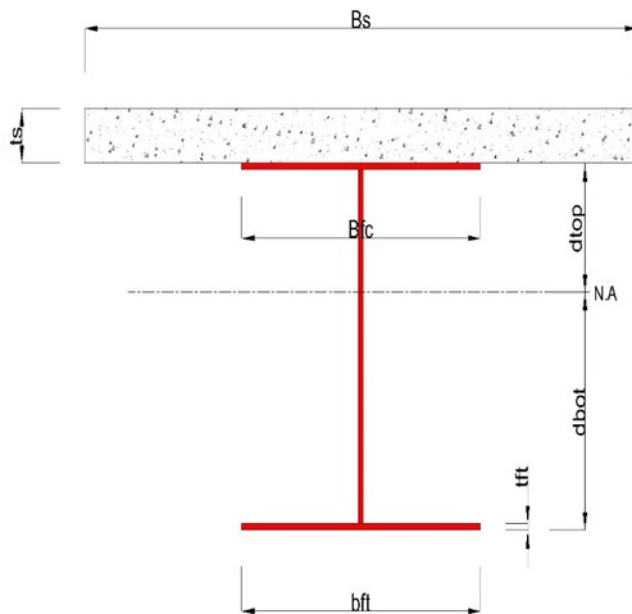
■ Concrete

$$f_{ck} = 35.000 \text{ MPa} \quad E_{cm} = 34000.000 \text{ MPa}$$

■ Reinforcement

$$f_{yk} = 450.000 \text{ MPa} \quad E_r = 210000.000 \text{ MPa}$$

### 1.3 Sectional Information



■ Section Dimensions

Slab

$B_c$	4370.000	mm	$t_c$	250.000	mm	$H_h$	70.000	mm
-------	----------	----	-------	---------	----	-------	--------	----

Girder

$H_w$	2440.000	mm	$B_1$	850.000	mm	$B_2$	1000.000	mm
$t_w$	24.000	mm	$t_{f1}$	30.000	mm	$t_{f2}$	30.000	mm

■ Section Stiffness

Before

$A_a$	114060.000	mm <sup>2</sup>
$I_{y,a}$	113436932393.740	mm <sup>4</sup>
$I_{z,a}$	4038123380.000	mm <sup>4</sup>
$C_{y,a}$	500.000	mm
$C_{z,a}$	1201.276	mm

After

$A_c$	291341.536	mm <sup>2</sup>
$I_{y,c}$	269218896287.335	mm <sup>4</sup>
$I_{z,c}$	286165436661.845	mm <sup>4</sup>
$C_{y,c}$	500.000	mm
$C_{z,c}$	2110.208	mm

Crack

$A_c$	122904.000	mm <sup>2</sup>
$I_{y,c}$	131451071786.581	mm <sup>4</sup>
$I_{z,c}$	18747433786.708	mm <sup>4</sup>
$C_{y,c}$	500.068	mm
$C_{z,c}$	1307.668	mm

**18.1.2.2. Moment Capacity ( y-Dir., Positive )**

2.1 Positive Moment

■ Design load

Load combination name : SLU-02

$N_{a,Ed}$	-80.484	kN
$N_{c,Ed}$	136.834	kN
$M_{a,Ed}$	-142.353	kN · m
$M_{c,Ed}$	290.403	kN · m

- Stress

Top Flange

Left	$y_1$	-425.000	mm	$z_1$	389.792	mm	$\sigma_1$	1.120	MPa
	$y_2$	-12.000	mm	$z_2$	389.792	mm	$\sigma_2$	0.977	MPa
Right	$y_1$	425.000	mm	$z_1$	389.792	mm	$\sigma_1$	0.826	MPa
	$y_2$	12.000	mm	$z_2$	389.792	mm	$\sigma_2$	0.969	MPa

Bottom Flange

Left	y <sub>1</sub>	-500.000	mm	z <sub>1</sub>	-2110.208	mm	σ <sub>1</sub>	0.706	MPa
	y <sub>2</sub>	-12.000	mm	z <sub>2</sub>	-2110.208	mm	σ <sub>2</sub>	0.537	MPa
Right	y <sub>1</sub>	500.000	mm	z <sub>1</sub>	-2110.208	mm	σ <sub>1</sub>	0.360	MPa
	y <sub>2</sub>	12.000	mm	z <sub>2</sub>	-2110.208	mm	σ <sub>2</sub>	0.529	MPa

Web

Right	y <sub>1</sub>	0.000	mm	z <sub>1</sub>	359.792	mm	σ <sub>1</sub>	0.968	MPa
	y <sub>2</sub>	0.000	mm	z <sub>2</sub>	-2080.208	mm	σ <sub>2</sub>	0.538	MPa

■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	1
Bottom flange	1
Section	1

- Plastic resistance moment,  $M_{pl,Rd}$

Plastic NA = 2470.605 mm

$N_{slab}$  = 21667.917 kN

$N_{g,top}$  = 8447.613 kN (Upper side of PNA)

$N_{g,bot}$  = 30115.530 kN (Lower side of PNA)

$M_{pl,Rd}$  = 54059.818 kN · m

$X_{pl}$  = 349.395 mm

$M_{Rd}$  =  $\beta M_{pl,Rd}$  = 54059.818 kN · m

here,  $\beta$  = 1.000

$M_{Rd}$  = 54059.818 kN · m >  $M_{Ed}$  = 148.051 kN · m ...OK

**18.1.2.1. Moment Capacity ( y-Dir., Negative)**

■ Design load

Load combination name : SLU-02

$N_{a,Ed}$	-80.484	kN
$N_{c,Ed}$	-247.751	kN
$M_{a,Ed}$	-142.353	kN · m
$M_{c,Ed}$	-611.620	kN · m

PROGETTAZIONE ATI:

**GPI INGEGNERIA**  
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti





- Stress

Top Flange

Left	y <sub>1</sub>	-425.068	mm	z <sub>1</sub>	1192.332	mm	σ <sub>1</sub>	2.287	MPa
	y <sub>2</sub>	-12.068	mm	z <sub>2</sub>	1192.332	mm	σ <sub>2</sub>	4.394	MPa
Right	y <sub>1</sub>	424.932	mm	z <sub>1</sub>	1192.332	mm	σ <sub>1</sub>	6.624	MPa
	y <sub>2</sub>	11.932	mm	z <sub>2</sub>	1192.332	mm	σ <sub>2</sub>	4.517	MPa

Bottom Flange

Left	y <sub>1</sub>	-500.068	mm	z <sub>1</sub>	-1307.668	mm	σ <sub>1</sub>	-12.865	MPa
	y <sub>2</sub>	-12.068	mm	z <sub>2</sub>	-1307.668	mm	σ <sub>2</sub>	-10.375	MPa
Right	y <sub>1</sub>	499.932	mm	z <sub>1</sub>	-1307.668	mm	σ <sub>1</sub>	-7.763	MPa
	y <sub>2</sub>	11.932	mm	z <sub>2</sub>	-1307.668	mm	σ <sub>2</sub>	-10.252	MPa

Web

Right	y <sub>1</sub>	-0.068	mm	z <sub>1</sub>	1162.332	mm	σ <sub>1</sub>	4.278	MPa
	y <sub>2</sub>	-0.068	mm	z <sub>2</sub>	-1277.668	mm	σ <sub>2</sub>	-10.136	MPa

■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	4
Bottom flange	4
Section	4

- Effective section

- Effective stiffness for N<sub>Ed</sub>

Before

A <sub>a,eff</sub>	79456.961	mm <sup>2</sup>
I <sub>y,a,eff</sub>	107324699734.371	mm <sup>4</sup>
I <sub>z,a,eff</sub>	4038123380.000	mm <sup>4</sup>
C <sub>y,a,eff</sub>	500.000	mm
C <sub>z,a,eff</sub>	1180.056	mm

After

A <sub>c,eff</sub>	79456.961	mm <sup>2</sup>
I <sub>y,c,eff</sub>	107324699734.371	mm <sup>4</sup>
I <sub>z,c,eff</sub>	286165436661.845	mm <sup>4</sup>
C <sub>y,c,eff</sub>	500.000	mm
C <sub>z,c,eff</sub>	1180.056	mm

- Effective stiffness for M<sub>Ed</sub>

Before

A <sub>a,eff</sub>	114060.000	mm <sup>2</sup>
I <sub>y,a,eff</sub>	113436932393.740	mm <sup>4</sup>
I <sub>z,a,eff</sub>	4038123380.000	mm <sup>4</sup>
C <sub>y,a,eff</sub>	500.000	mm

After

A <sub>c,eff</sub>	120543.333	mm <sup>2</sup>
I <sub>y,c,eff</sub>	129856271266.876	mm <sup>4</sup>
I <sub>z,c,eff</sub>	18747433786.708	mm <sup>4</sup>
C <sub>y,c,eff</sub>	500.068	mm

PROGETTAZIONE ATI:

**GPI** INGEGNERIA  
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



$C_{z,a,eff}$	1201.276	mm	$C_{z,c,eff}$	1319.526	mm
---------------	----------	----	---------------	----------	----

- Added moment

$$\Delta M_{a,Ed} = N_{a,Ed} \cdot (C_{z,a} - C_{z,a,eff}) = 1.708 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta M_{c,Ed} = N_{c,Ed} \cdot (C_{z,c} - C_{z,c,eff}) = 31.616 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{a,top} &= [N_{a,Ed}/A_{a,eff} + (M_{a,Ed} + \Delta M_{a,Ed}) \cdot (z_{t,a}/I_{y,a,eff})] + [N_{c,Ed}/A_{c,eff} + (M_{c,Ed} + \Delta M_{c,Ed}) \cdot (z_{t,c}/I_{y,c,eff})] \\ &= 6.883 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{a,bot} &= [N_{a,Ed}/A_{a,eff} + (M_{a,Ed} + \Delta M_{a,Ed}) \cdot (z_{b,a}/I_{y,a,eff})] + [N_{c,Ed}/A_{c,eff} + (M_{c,Ed} + \Delta M_{c,Ed}) \cdot (z_{b,c}/I_{y,c,eff})] \\ &= -7.383 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$k = 54.212$  : the lowest factor such that a stress limit is reached.

(Calculate minimum value between Steel Girder and Slab Reinforcement.)

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + \Delta M_{a,Ed} + k \cdot (M_{c,Ed} + \Delta M_{c,Ed}) = 33268.175 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = M_{el,Rd} = 33268.175 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = 33268.175 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} = -753.973 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots \text{OK}$$

### 18.1.2.2. Shear Capacity ( z-Dir. )

#### ■ Design load

Load combination name : SLU-01

$$N_{Ed} = -141.283 \text{ kN}$$

$$M_{a,Ed} = -142.353 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{c,Ed} = -327.054 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed,a} = -1557.420 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,c} = -2670.390 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = -4227.810 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = \max(M_{Ed,t}, M_{Ed,b}) = 486.155 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,t} = 486.155 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,b} = 455.599 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Stress

Top Flange

Left	$y_1$	-425.068	mm	$z_1$	1192.332	mm	$\sigma_1$	0.649	MPa
	$y_2$	-12.068	mm	$z_2$	1192.332	mm	$\sigma_2$	2.682	MPa
Right	$y_1$	424.932	mm	$z_1$	1192.332	mm	$\sigma_1$	4.832	MPa
	$y_2$	11.932	mm	$z_2$	1192.332	mm	$\sigma_2$	2.800	MPa

PROGETTAZIONE ATI:

**GPI INGEGNERIA**  
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



**Bottom Flange**

Left	y <sub>1</sub>	-500.068	mm	z <sub>1</sub>	-1307.668	mm	σ <sub>1</sub>	-9.077	MPa
	y <sub>2</sub>	-12.068	mm	z <sub>2</sub>	-1307.668	mm	σ <sub>2</sub>	-6.676	MPa
Right	y <sub>1</sub>	499.932	mm	z <sub>1</sub>	-1307.668	mm	σ <sub>1</sub>	-4.156	MPa
	y <sub>2</sub>	11.932	mm	z <sub>2</sub>	-1307.668	mm	σ <sub>2</sub>	-6.557	MPa

**Web**

Right	y <sub>1</sub>	-0.068	mm	z <sub>1</sub>	1162.332	mm	σ <sub>1</sub>	2.629	MPa
	y <sub>2</sub>	-0.068	mm	z <sub>2</sub>	-1277.668	mm	σ <sub>2</sub>	-6.504	MPa

**Classification of sections**

Part	Class
Top flange	1
Web	4
Bottom flange	4
Section	4

**Plastic resistance moment, M<sub>pl,Rd</sub>**

Plastic NA = 1369.497 mm

N<sub>slab</sub> = 0.000 kN  
N<sub>rebar,t</sub> = 3460.696 kN (Upper side of PNA)  
N<sub>rebar,b</sub> = 0.000 kN (Lower side of PNA)  
N<sub>g,top</sub> = 17551.224 kN (Upper side of PNA)  
N<sub>g,bot</sub> = 21011.919 kN (Lower side of PNA)

M<sub>pl,Rd</sub> = 40083.423 kN · m

**Calculation. V<sub>bw,Rd</sub>**

**Web**

**Contribution from the web**

$$\lambda_w = \frac{h_w / (37.4 \cdot t \cdot \epsilon)}{\sqrt{k_{\tau}}} = 1.279$$

$$X_w = 1.37 / (0.7 + \lambda_w) = 0.692 \quad \lambda_w \geq 1.08$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{X_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 7555.151 \text{ kN}$$

V<sub>Rd</sub> = 7555.151 kN

PROGETTAZIONE ATI:

**GPI INGEGNERIA**  
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



$$V_{Edi} = V_{Ed} / \text{Num. of Web} = -4227.810 \text{ kN}$$

$$\eta'_3 = V_{Edi} / V_{bw,Rd} = 0.560 \leq 1.0$$

■ Contribution from the flange

$$M_{f,Rd0} = 25752.811 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$M_{f,Rd0}$  is calculated as  $M_{pl,Rd}$  but neglecting the web contribution.

$$\text{Reduction factor for } N_{Ed} = 1 - \frac{N_{Ed}}{(A_{f1}+A_{f2}) \cdot f_{yf}/\gamma_{M0}} = 0.992$$

$$M_{f,Rd} = \text{Reduction factor for } N_{Ed} \cdot M_{f,Rd0} = 25558.909 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{c \cdot \gamma_{M1}} \left( 1 - \left( \frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 213.082 \text{ kN}$$

where,  $M_{f,Rd} = 25558.909 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_{Ed} = 486.155 \text{ kN} \cdot \text{m}$  (Taken as the greatest value of  $(\sum \sigma_i)W$ )

$$c = a \cdot \left( 0.25 + \frac{1.6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}} \right) = 1030.486$$

■ Check Shear Resistance

$$V_{Edi} / (V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}) = 0.544 < 1.0 \quad \dots \text{ OK}$$

■ Interaction M-V

$$\eta_1 = 0.012 < \eta_{lim} = 0.638$$

### 18.1.2.3. Lateral torsional buckling

- Design load

Load combination name : SLU-02

$$N_{Ed} = -328.235 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = -753.973 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_1 = -3138.835 \text{ kN}$$

$$V_2 = -2310.537 \text{ kN}$$

$$M_1 = -753.973 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = 1421.382 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pl,Rd} = 40083.423 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{el,Rd} = 33268.175 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

-  $M_{b,Rd}$  Buckling resistance moment

$$L = 1.000 \text{ m}$$

PROGETTAZIONE ATI:

**GPI INGEGNERIA**  
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



$$\begin{aligned}
 c &= C_d / l = 0.000 \text{ kN/m}^2 \\
 \gamma &= c \cdot L^4 / (E \cdot I) = 0.000 \\
 \mu &= V_2 / V_1 = 0.736 \\
 \Phi &= 2 \cdot (1 - M_2 / M_1) / (1 + \mu) = 1.152 \\
 m_1 &= 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (3 + 2 \cdot \Phi) \cdot \gamma / (350 - 50 \cdot \mu) = 1.945 \\
 m_2 &= 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (0.195 + (0.05 + \mu / 100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5} = 1.945 \\
 m &= \text{Min}(m_1, m_2) = 1.945 \\
 \alpha_{LT} &= 0.760 \\
 \lambda_{LT} &= 1.103 \cdot L / b \cdot \sqrt{(f_y / E_m)} \cdot \sqrt{(1 + A_{wd} / (3 \cdot A_r))} = 0.038 \\
 \Phi_{LT} &= 0.5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2) = 0.439 \\
 X_{LT} &= \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)}} = 1 \\
 M_{Rd} &= 33268.175 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{b,Rd} &= \frac{X_{LT} \cdot M_{Rd}}{M_{Rd}} = 33268.175 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

-  $N_{b,Rd}$  Axial buckling resistance

$$\begin{aligned}
 X_{LT,N} &= 1.000 \\
 N_{b,Rd} &= X_{LT} \cdot \text{Area} \cdot f_{yd} = 41553.257 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Combined Ratio} = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = 0.030562636$$

#### 18.1.2.4. Resistance to Longitudinal Shear

- Design load

Load combination name : SLU-01

$$\begin{aligned}
 N_{c,el} &= 0.000 \text{ kN} \\
 N_{c,f} &= 0.000 \text{ kN} \\
 M_{Ed} &= -469.407 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 V_{Ed} &= -2670.390 \text{ kN} \\
 M_{pl,Rd} &= 40083.423 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{el,Rd} &= 33268.175 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

- Shear resistance of a single connector

$$\begin{aligned}
 P_{Rd,1} &= 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 90.478 \text{ kN} \\
 P_{Rd,2} &= 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{(f_{ck} \cdot E_{cm})} / \gamma_V = 101.233 \text{ kN} \\
 P_{Rd} &= \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 90.478 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

PROGETTAZIONE ATI:

**GPI INGEGNERIA**  
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



where, $f_u$	=	450.000 MPa	
$\alpha$	=	1	for $h_{sc}/d > 4$
Num.	=	3	
$d$	=	20.000 mm	
$h_{sc}$	=	200.000 mm	
Space	=	200.000 mm	

- Verification

$$V_{L,Ed} = V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 1066.600 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Rd} = P_{Rd} \cdot \text{Num./Space} = 1357.168 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Ed} < V_{L,Rd} \quad \dots \text{ OK}$$

**18.1.2.5. Stress Check**

- In the structural steel

Characteristic load combination name : SLE-05

$$\sigma_{Ed,ser} = 58.145 \text{ MPa} \quad \text{(Top-right fiber in the flange)}$$

$$T_{Ed,ser} = 53.113 \text{ MPa} \quad \text{(Neutral axis in the web)}$$

$$\sigma_{Ed,ser} = 58.145 \text{ MPa} < f_y / \gamma_{M,ser} = 355.000 \text{ MPa} \quad \dots \text{ OK}$$

$$T_{Ed,ser} = 53.113 \text{ MPa} < f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser}) = 204.959 \text{ MPa} \quad \dots \text{ OK}$$

$$\sqrt{(\sigma_{Ed,ser}^2 + 3T_{Ed,ser}^2)} = 108.830 \text{ MPa} < f_y / \gamma_{M,ser} = 355.000 \text{ MPa} \quad \dots \text{ OK}$$

- In the concrete of the slab

Characteristic load combination name : SLE-01

$$\sigma_c \leq k_1 f_{ck} = 0.000 \text{ MPa} < 21.000 \text{ MPa} \quad \dots \text{ OK}$$

- In the reinforcement

Load combination name : SLE-06

$$\sigma_s \leq k_3 f_{yk} = 15.856 \text{ MPa} < 360.000 \text{ MPa} \quad \dots \text{ OK}$$

### 18.1.2.6. Longitudinal Shear for SLS( Serviceability limit state)

- Shear resistance of a single connector

Load combination name : SLE-01

$$P_{Rd,1} = 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 90.478 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,2} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V = 101.233 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 90.478 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,ser} = k_s \cdot P_{Rd} = 67.858 \text{ kN}$$

where,  $f_u = 450.000 \text{ MPa}$

$\alpha = 1$  for  $h_{sc}/d > 4$

Num. = 3

$d = 20.000 \text{ mm}$

$h_{sc} = 200.000 \text{ mm}$

Space = 200.000 mm

$k_s = 0.750$

- Verification

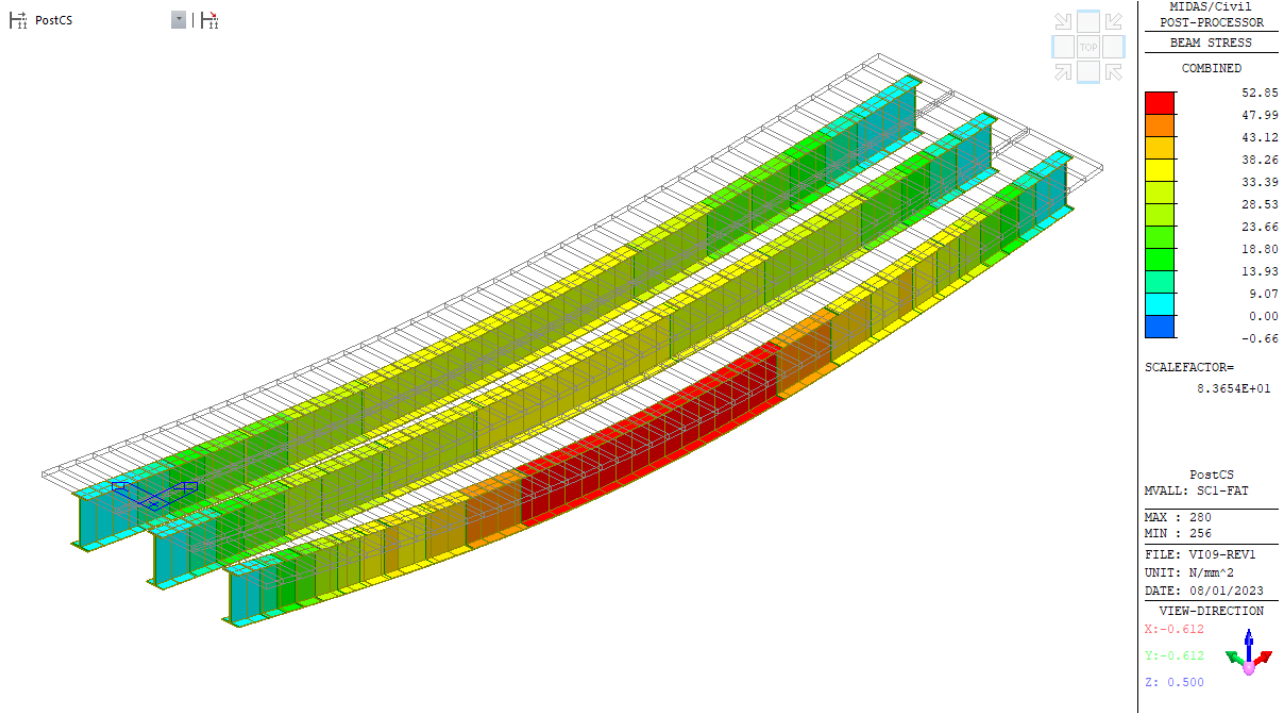
$$V_{L,Ed} = V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 781.529 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Rd} = P_{Rd,ser} \cdot \text{Num.}/\text{Space} = 1017.876 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Ed} < V_{L,Rd} \quad \dots \quad \text{OK}$$

**16.1.3 VERIFICA A FATICA DELLE TRAVI**

Si riportano di seguito le tensioni agenti nelle travi nelle combinazioni allo stato limite di fatica.



**Figura 16.49 Tensioni di Von Mises nelle travi**

La tensione limite per le verifiche a vita illimitata riguardanti i dettagli presi in considerazione nel capitolo 7 sono pari 52.85 Mpa, osservando la tensione massima nelle travi, si possono considerare le verifiche a fatica implicitamente soddisfatte.



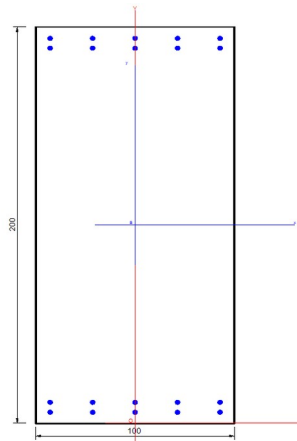
## 16.2 SPALLE

Di seguito vengono riportate le schede di verifica riguardante la flessione e il taglio per tutte le sezioni che compongono l'opera. Per ricavare le sollecitazioni di verifica si effettuano delle integrazioni dei valori delle azioni interne mediante dei "section cut".

### 16.2.1 FONDAZIONE (2.0 M)

La soletta di fondazione dello spessore di 2.0 m, risulta armata:  
In direzione X con un doppio strato di armatura di ripartizione  $\Phi 20/20$  su entrambi i lembi;  
In direzione Y con un doppio strato di armatura longitudinale  $\Phi 20/20$  su entrambi i lembi;  
L'armatura a taglio è composta da spilli  $\Phi 12/40'' \times 40''$ .

#### Verifica a flessione (direzione X)



#### DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A. NOME SEZIONE: Fond\_2m\_X

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Tipo di sollecitazione:	Retta (asse neutro sempre parallelo all'asse X)
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37
	Resis. compr. di progetto fcd:	17.0 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.90 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	18.0 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	18.0 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400 mm

PROGETTAZIONE ATI:

**GPINGEGNERIA**  
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



**OPERE D'ARTE MAGGIORI – ASSE COLLEGAMENTO PALAZZO DEL PERO– VI.09 - VIADOTTO FIUMICELLO**

	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	13.5	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
<b>ACCIAIO -</b>	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1*\beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$ :	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

**CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO**

Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Calcestruzzo: C30/37

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	200.0
3	50.0	200.0
4	50.0	0.0

**DATI BARRE ISOLATE**

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-42.8	5.7	20
2	-42.8	194.3	20
3	42.8	194.3	20
4	42.8	5.7	20
5	-42.8	10.7	20
6	42.8	10.7	20
7	-42.8	189.3	20
8	42.8	189.3	20

**DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE**

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione  
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione  
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione  
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	20
2	2	3	3	20
3	5	6	3	20
4	7	8	3	20

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.

PROGETTAZIONE ATI:

**GPINGEGNERIA**  
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



**OPERE D'ARTE MAGGIORI – ASSE COLLEGAMENTO PALAZZO DEL PERO– VI.09 - VIADOTTO FIUMICELLO**

Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	0.00	912.00	0.00
2	0.00	-258.00	0.00

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	674.00	0.00
2	0.00	-89.00	0.00

**COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	616.00 (2163.84)	0.00 (0.00)
2	0.00	-84.00 (-2163.84)	0.00 (0.00)

**COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	507.00 (2163.84)	0.00 (0.00)
2	0.00	-74.00 (-2163.84)	0.00 (0.00)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.7 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 3.0 cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
As Tesa Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.45)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	912.00	0.00	2325.04	2.55	47.1(32.3)

PROGETTAZIONE ATI:



2	S	0.00	-258.00	0.00	-2325.04	9.01	47.1(32.3)
---	---	------	---------	------	----------	------	------------

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
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)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
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 compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00311	0.044	-50.0	200.0	0.00104	-42.8	194.3	-0.06750	-42.8	5.7
2	0.00311	0.044	-50.0	0.0	0.00104	-42.8	5.7	-0.06750	-42.8	194.3

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
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 per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000363427	-0.069571531	0.044	0.700
2	0.000000000	-0.000363427	0.003113777	0.044	0.700

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.77	-50.0	200.0	-120.6	21.4	5.7	2048	31.4
2	S	0.23	-50.0	0.0	-15.9	21.4	194.3	2048	31.4

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a $f_{ctm}$
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2*e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
wk	Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr_{max} * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

PROGETTAZIONE ATI:

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00062	0.00000	0.500	20.0	47	0.00036 (0.00036)	381	0.138 (990.00)	2163.84	0.00
2	S	-0.00008	0.00000	0.500	20.0	47	0.00005 (0.00005)	381	0.018 (990.00)	-2163.84	0.00

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.61	-50.0	200.0	-110.2	21.4	5.7	2048	31.4
2	S	0.22	-50.0	0.0	-15.0	21.4	194.3	2048	31.4

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00057	0.00000	0.500	20.0	47	0.00033 (0.00033)	381	0.126 (0.40)	2163.84	0.00
2	S	-0.00008	0.00000	0.500	20.0	47	0.00005 (0.00005)	381	0.017 (0.40)	-2163.84	0.00

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.33	-50.0	200.0	-90.7	21.4	5.7	2048	31.4
2	S	0.19	-50.0	0.0	-13.2	21.4	194.3	2048	31.4

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00047	0.00000	0.500	20.0	47	0.00027 (0.00027)	381	0.104 (0.30)	2163.84	0.00
2	S	-0.00007	0.00000	0.500	20.0	47	0.00004 (0.00004)	381	0.015 (0.30)	-2163.84	0.00

**Verifica a taglio (direzione X)**

**Caratteristiche dei materiali:**

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	<b>R<sub>ck</sub></b>	=	<b>37</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	<b>f<sub>ck</sub></b>	=	<b>31</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione del cls	<b>f<sub>cd</sub></b>	=	<b>17.40</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	<b>f<sub>yd</sub></b>	=	<b>391.30</b>	N/mm <sup>2</sup>

**Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):**

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	<b>V<sub>Ed</sub></b>	=	<b>889.00</b>	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V <sub>Ed</sub>	<b>N (V<sub>Ed</sub>)</b>	=	<b>0.00</b>	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V <sub>Ed</sub>	<b>M (V<sub>Ed</sub>)</b>	=	<b>0.00</b>	kNm

**Caratteristiche geometriche della sezione:**

Altezza utile della sezione	<b>d</b>	=	<b>1943</b>	mm
Larghezza minima della sezione	<b>b<sub>w</sub></b>	=	<b>1000</b>	mm

**Armatura della sezione in zona tesa:**

Diametro ferri longitudinali	<b>Ø</b>	=	<b>20</b>	mm
------------------------------	----------	---	-----------	----

PROGETTAZIONE ATI:

**GPI INGEGNERIA**  
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



Numero tondini longitudinali utilizzati	<b>n</b>	=	<b>5</b>	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	<b>A<sub>sl</sub></b>	=	1570	mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ )	<b><math>\rho_l</math></b>	=	0.0008	--

### VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione ( $\leq 2$ )	<b>k</b>	=	1.32	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	<b>v<sub>min</sub></b>	=	0.29	N/mm <sup>2</sup>
Tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 \times f_{cd}$ )	<b><math>\sigma_{cp}</math></b>	=	0.00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza ultima a taglio minima	<b>V<sub>Rd,min</sub></b>	=	572.07	kN
<b>Resistenza ultima a taglio (<math>V_{Rd} \geq V_{Rd,min}</math>)</b>	<b>V<sub>Rd</sub></b>	=	<b>572.07</b>	<b>kN</b>

**VERIFICA NON SODDISFATTA:**

*occorre procedere al dimensionamento dell'armatura trasversale resistente a taglio.*

### VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO

**Armatura aggiuntiva resistente a taglio:**

Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	<b><math>\alpha</math></b>	=	<b>90</b>	°
Diametro ferri a taglio	<b><math>\varnothing_{sw}</math></b>	=	<b>12</b>	mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	<b>n<sub>sw</sub></b>	=	<b>2.5</b>	--
Passo in direzione asse elemento	<b>s</b>	=	<b>400</b>	mm
Area totale di armatura a taglio	<b>A<sub>sw</sub></b>	=	283	mm <sup>2</sup>

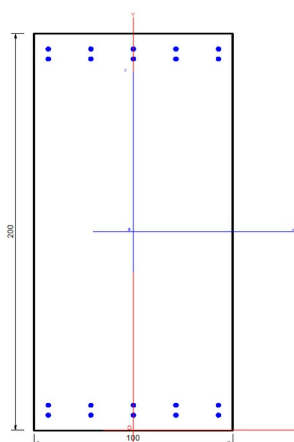
**Fattori di resistenza a compressione:**

Controllo duttilità (SI = duttile)	0.28	<	8.70	SI
Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	<b><math>\theta</math></b>	=	<b>22.00</b>	°
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	<b>f'<sub>cd</sub></b>	=	8.70	N/mm <sup>2</sup>
Tensione media di compressione nella sezione	<b><math>\sigma_{cp}</math></b>	=	0.00	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	<b><math>\alpha_c</math></b>	=	1.00	--

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	<b>V<sub>Rsd</sub></b>	=	1196.13	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	<b>V<sub>Rcd</sub></b>	=	5284.87	kN
<b>Resistenza ultima a taglio</b>	<b>V<sub>Rd</sub></b>	=	<b>1196.13</b>	<b>kN</b>

**VERIFICA SODDISFATTA.**

**Verifica a flessione (direzione Y)**



**DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.**

**NOME SEZIONE:** Fond\_2m\_Y

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Tipo di sollecitazione:	Retta (asse neutro sempre parallelo all'asse X)
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37	
	Resis. compr. di progetto fcd:	17.0	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.90	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	18.0	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	18.0	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	13.5	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
Resist. caratt. snervam. fyk:		450.0	MPa
Resist. caratt. rottura ftk:		450.0	MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:		391.3	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:		391.3	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068	
Modulo Elastico Ef		2000000	daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :		1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :		0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa	

PROGETTAZIONE ATI:

**GPINGEGNERIA**  
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



**CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO**

Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Calcestruzzo: C30/37

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	200.0
3	50.0	200.0
4	50.0	0.0

**DATI BARRE ISOLATE**

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-42.8	7.7	20
2	-42.8	192.3	20
3	42.8	192.3	20
4	42.8	7.7	20
5	-42.8	12.7	20
6	42.8	12.7	20
7	-42.8	187.3	20
8	42.8	187.3	20

**DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE**

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione  
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione  
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione  
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	20
2	2	3	3	20
3	5	6	3	20
4	7	8	3	20

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	0.00	-1190.00	0.00
2	0.00	686.00	0.00

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
---------	---	----	----

PROGETTAZIONE ATI:

**GPI** INGEGNERIA  
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti





1	0.00	-555.00	0.00
2	0.00	443.00	0.00

**COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-510.00 (-2153.91)	0.00 (0.00)
2	0.00	411.00 (2153.91)	0.00 (0.00)

**COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-441.00 (-2153.91)	0.00 (0.00)
2	0.00	347.00 (2153.91)	0.00 (0.00)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.2 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 3.0 cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.45)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	-1190.00	0.00	-2304.58	1.94	47.1(32.3)
2	S	0.00	686.00	0.00	2304.58	3.36	47.1(32.3)

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
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)  
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
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 compress.)  
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
--------	--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

PROGETTAZIONE ATI:

1	0.00350	0.051	-50.0	0.0	0.00073	-42.8	7.7	-0.06572	-42.8	192.3
2	0.00350	0.051	-50.0	200.0	0.00073	-42.8	192.3	-0.06572	-42.8	7.7

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c      Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
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 per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000359941	0.003500000	0.051	0.700
2	0.000000000	0.000359941	-0.068488208	0.051	0.700

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver            S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
Sc max        Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]  
Xc max, Yc max    Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Ss min        Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]  
Xs min, Ys min    Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)  
Ac eff.        Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
As eff.        Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.49	-50.0	0.0	-100.6	21.4	192.3	2485	31.4
2	S	1.19	-50.0	200.0	-80.3	21.4	7.7	2485	31.4

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Ver.            La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a  $f_{ctm}$   
Esito della verifica  
e1            Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
e2            Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
k1            = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
kt            = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
k2            = 0.5 per flessione;  $=(e1 + e2)/(2*e1)$  per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]  
k3            = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
k4            = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
Ø            Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]  
Cf            Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
e sm - e cm    Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
sr max        Massima distanza tra le fessure [mm]  
wk            Apertura fessure in mm calcolata =  $sr\ max*(e\_sm - e\_cm)$  [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
Mx fess.        Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
My fess.        Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00053	0.00000	0.500	20.0	67	0.00030 (0.00030)	497 0.150 (990.00)	-2153.91	0.00	
2	S	-0.00042	0.00000	0.500	20.0	67	0.00024 (0.00024)	497 0.120 (990.00)	2153.91	0.00	

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.37	-50.0	0.0	-92.4	21.4	192.3	2485	31.4
2	S	1.11	-50.0	200.0	-74.5	21.4	7.7	2485	31.4

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

PROGETTAZIONE ATI:



**OPERE D'ARTE MAGGIORI – ASSE COLLEGAMENTO PALAZZO DEL PERO– VI.09 - VIADOTTO FIUMICELLO**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00048	0.00000	0.500	20.0	67	0.00028 (0.00028)	497	0.138 (0.40)	-2153.91	0.00
2	S	-0.00039	0.00000	0.500	20.0	67	0.00022 (0.00022)	497	0.111 (0.40)	2153.91	0.00

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.19	-50.0	0.0	-79.9	21.4	192.3	2485	31.4
2	S	0.93	-50.0	200.0	-62.9	21.4	7.7	2485	31.4

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00042	0.00000	0.500	20.0	67	0.00024 (0.00024)	497	0.119 (0.30)	-2153.91	0.00
2	S	-0.00033	0.00000	0.500	20.0	67	0.00019 (0.00019)	497	0.094 (0.30)	2153.91	0.00

**Verifica a taglio (direzione Y)**

**Caratteristiche dei materiali:**

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	$R_{ck}$	=	<b>37</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	$f_{ck}$	=	31	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione del cls	$f_{cd}$	=	17.40	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	$f_{yd}$	=	391.30	N/mm <sup>2</sup>

**Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):**

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	$V_{Ed}$	=	<b>637.00</b>	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a $V_{Ed}$	$N(V_{Ed})$	=	<b>0.00</b>	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a $V_{Ed}$	$M(V_{Ed})$	=	<b>0.00</b>	kNm

**Caratteristiche geometriche della sezione:**

Altezza utile della sezione	$d$	=	<b>1923</b>	mm
Larghezza minima della sezione	$b_w$	=	<b>1000</b>	mm

**Armatura della sezione in zona tesa:**

Diametro ferri longitudinali	$\varnothing$	=	<b>20</b>	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	$n$	=	<b>5</b>	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{sl}$	=	1570	mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ )	$\rho_l$	=	0.0008	--

**VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO**

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione ( $\leq 2$ )	$k$	=	1.32	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	$v_{min}$	=	0.29	N/mm <sup>2</sup>
Tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 \times f_{cd}$ )	$\sigma_{cp}$	=	0.00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	567.26	kN

PROGETTAZIONE ATI:

**GPI INGEGNERIA**  
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



<b>Resistenza ultima a taglio (<math>V_{Rd} \geq V_{Rd,min}</math>)</b>		<b><math>V_{Rd} = 567.26 \text{ kN}</math></b>
---	--	--

**VERIFICA NON SODDISFATTA:**  
*occorre procedere al dimensionamento dell'armatura trasversale resistente a taglio.*

### VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO

**Armatura aggiuntiva resistente a taglio:**

Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento		$\alpha = 90^\circ$
Diametro ferri a taglio		$\varnothing_{sw} = 12 \text{ mm}$
Numero dei bracci in sezione trasversale		$n_{sw} = 2.5 \text{ --}$
Passo in direzione asse elemento		$s = 400 \text{ mm}$
Area totale di armatura a taglio		$A_{sw} = 283 \text{ mm}^2$

**Fattori di resistenza a compressione:**

Controllo duttilità (SI = duttile)		$0.28 < 8.70 \text{ SI}$
Angolo di inclinazione dei puntoni di cls		$\theta = 22.00^\circ$
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima		$f'_{cd} = 8.70 \text{ N/mm}^2$
Tensione media di compressione nella sezione		$\sigma_{cp} = 0.00 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse		$\alpha_c = 1.00 \text{ --}$

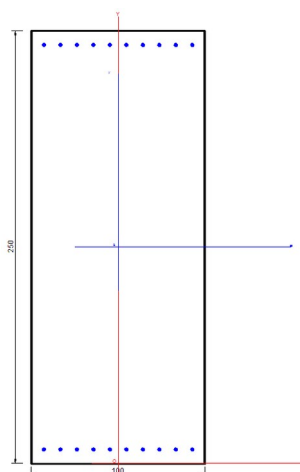
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura		$V_{Rsd} = 1183.82 \text{ kN}$
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls		$V_{Rcd} = 5230.47 \text{ kN}$
<b>Resistenza ultima a taglio</b>		<b><math>V_{Rd} = 1183.82 \text{ kN}</math></b>

**VERIFICA SODDISFATTA.**

#### 16.2.1 MURO FRONTALE (2.5 M)

Il muro frontale dello spessore di 2.5 m, risulta armato:  
 In direzione verticale con un singolo strato di armatura longitudinale  $\Phi 20/10$  su entrambi i lembi;  
 In direzione orizzontale con un singolo strato di armatura di ripartizione  $\Phi 20/20$ ;  
 L'armatura a taglio è composta da spilli  $\Phi 12/40 \times 40$ ".

#### Verifica a flessione (direzione Verticale)



#### DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

**NOME SEZIONE:** Muro frontale\_2.5m\_Vert

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Tipo di sollecitazione:	Retta (asse neutro sempre parallelo all'asse X)
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.1	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.2	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.4	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa	

PROGETTAZIONE ATI:

**GPI INGEGNERIA**  
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



### CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Calcestruzzo: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	250.0
3	50.0	250.0
4	50.0	0.0

### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-42.8	8.2	20
2	-42.8	241.8	20
3	42.8	241.8	20
4	42.8	8.2	20

### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione  
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione  
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione  
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	20
2	2	3	8	20

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	0.00	1450.00	0.00
2	0.00	-986.00	0.00

### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	833.00	0.00
2	0.00	-493.00	0.00

### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

PROGETTAZIONE ATI:

**GPI INGEGNERIA**  
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



**OPERE D'ARTE MAGGIORI – ASSE COLLEGAMENTO PALAZZO DEL PERO– VI.09 - VIADOTTO FIUMICELLO**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	767.00 (3456.47)	0.00 (0.00)
2	0.00	-438.00 (-3456.47)	0.00 (0.00)

**COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	638.00 (3456.47)	0.00 (0.00)
2	0.00	-342.00 (-3456.47)	0.00 (0.00)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.2 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.5 cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.45)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	N	0.00	1450.00	0.00	2927.22	2.02	31.4(42.4)
2	N	0.00	-986.00	0.00	-2927.22	2.97	31.4(42.4)

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
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)  
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
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 compress.)  
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00250	0.036	-50.0	250.0	0.00013	-42.8	241.8	-0.06750	-42.8	8.2
2	0.00250	0.036	-50.0	0.0	0.00013	-42.8	8.2	-0.06750	-42.8	241.8

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.

PROGETTAZIONE ATI:

**GPI INGEGNERIA**  
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



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 per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000289502	-0.069873919	0.036	0.700
2	0.000000000	-0.000289502	0.002501671	0.036	0.700

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]  
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
 Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]  
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)  
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.53	-50.0	250.0	-115.7	33.3	8.2	2050	31.4
2	S	0.91	-50.0	0.0	-68.4	33.3	241.8	2050	31.4

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a  $f_{ctm}$   
 Esito della verifica  
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
 k2 = 0.5 per flessione;  $= (e1 + e2) / (2 * e1)$  per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]  
 k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
 k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]  
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
 Tra parentesi: valore minimo =  $0.6 S_{max} / E_s$  [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]  
 wk Apertura fessure in mm calcolata =  $sr_{max} * (e_{sm} - e_{cm})$  [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00060	0.00000	0.500	20.0	72	0.00035 (0.00035)	467	0.162 (990.00)	3456.47	0.00
2	S	-0.00036	0.00000	0.500	20.0	72	0.00021 (0.00021)	467	0.096 (990.00)	-3456.47	0.00

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.41	-50.0	250.0	-106.5	33.3	8.2	2050	31.4
2	S	0.80	-50.0	0.0	-60.8	33.3	241.8	2050	31.4

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00055	0.00000	0.500	20.0	72	0.00032 (0.00032)	467	0.149 (0.30)	3456.47	0.00
2	S	-0.00032	0.00000	0.500	20.0	72	0.00018 (0.00018)	467	0.085 (0.30)	-3456.47	0.00

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

PROGETTAZIONE ATI:





N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.17	-50.0	250.0	-88.6	33.3	8.2	2050	31.4
2	S	0.63	-50.0	0.0	-47.5	33.3	241.8	2050	31.4

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00046	0.00000	0.500	20.0	72	0.00027 (0.00027)	467	0.124 (0.20)	3456.47	0.00
2	S	-0.00025	0.00000	0.500	20.0	72	0.00014 (0.00014)	467	0.066 (0.20)	-3456.47	0.00

### Verifica a taglio (direzione Verticale)

#### **Caratteristiche dei materiali:**

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	$R_{ck}$	=	<b>40</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	$f_{ck}$	=	33	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione del cls	$f_{cd}$	=	18.81	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	$f_{yd}$	=	391.30	N/mm <sup>2</sup>

#### **Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):**

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	$V_{Ed}$	=	<b>1382.00</b>	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a $V_{Ed}$	$N (V_{Ed})$	=	<b>0.00</b>	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a $V_{Ed}$	$M (V_{Ed})$	=	<b>0.00</b>	kNm

#### **Caratteristiche geometriche della sezione:**

Altezza utile della sezione	$d$	=	<b>2418</b>	mm
Larghezza minima della sezione	$b_w$	=	<b>1000</b>	mm

#### **Armatura della sezione in zona tesa:**

Diametro ferri longitudinali	$\varnothing$	=	<b>20</b>	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	$n$	=	<b>10</b>	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{sl}$	=	3140	mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ )	$\rho_l$	=	0.0013	--

### **VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO**

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione ( $\leq 2$ )	$k$	=	1.29	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	$v_{min}$	=	0.29	N/mm <sup>2</sup>
Tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 \times f_{cd}$ )	$\sigma_{cp}$	=	0.00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	712.47	kN
<b>Resistenza ultima a taglio (<math>V_{Rd} \geq V_{Rd,min}</math>)</b>	$V_{Rd}$	=	<b>712.47</b>	<b>kN</b>

#### **VERIFICA NON SODDISFATTA:**

**occorre procedere al dimensionamento dell'armatura trasversale resistente a taglio.**

### **VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO**

#### **Armatura aggiuntiva resistente a taglio:**

Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	$\alpha$	=	<b>90</b>	°
Diametro ferri a taglio	$\varnothing_{sw}$	=	<b>12</b>	mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	$n_{sw}$	=	<b>2.5</b>	--
Passo in direzione asse elemento	$s$	=	<b>400</b>	mm
Area totale di armatura a taglio	$A_{sw}$	=	283	mm <sup>2</sup>

#### **Fattori di resistenza a compressione:**

PROGETTAZIONE ATI:

**GPI** INGEGNERIA  
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



Controllo duttilità (SI = duttile)	0.28	<	9.41	SI
Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	$\theta$	=	<b>22.00</b>	°
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	$f'_{cd}$	=	9.41	N/mm <sup>2</sup>
Tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp}$	=	0.00	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	$\alpha_c$	=	1.00	--
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	$V_{Rsd}$	=	1488.55	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	$V_{Rcd}$	=	7110.10	kN
<b>Resistenza ultima a taglio</b>	$V_{Rd}$	=	<b>1488.55</b>	<b>kN</b>

**VERIFICA SODDISFATTA.**

### 16.2.2 MURI LATERALI (1.10 M)

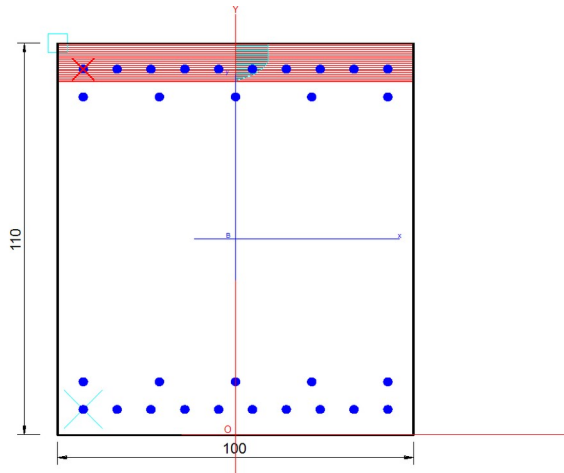
I muri laterali dello spessore di 1.10 m, risultano armati:

In direzione verticale con un primo strato di armatura longitudinale  $\Phi 20/10$  più un secondo strato  $\Phi 20/20$  su entrambi i lembi;

In direzione orizzontale con un singolo strato di armatura di ripartizione  $\Phi 20/20$ ;

L'armatura a taglio è composta da spilli  $\Phi 12/40 \times 40$ ".

#### Verifica a flessione (direzione Verticale)



#### DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

**NOME SEZIONE:** Muri laterali 1.10m\_Vert

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Tipo di sollecitazione:	Retta (asse neutro sempre parallelo all'asse X)
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

PROGETTAZIONE ATI:

**GPI INGEGNERIA**  
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.1	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.2	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.4	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
Resist. caratt. snervam. fyk:		450.0	MPa
Resist. caratt. rottura ftk:		450.0	MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:		391.3	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:		391.3	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068	
Modulo Elastico Ef		2000000	daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :		1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :		0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:		360.00	MPa

**CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO**

Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Calcestruzzo: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	110.0
3	50.0	110.0
4	50.0	0.0

**DATI BARRE ISOLATE**

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-42.8	7.2	20
2	-42.8	102.8	20
3	42.8	102.8	20
4	42.8	7.2	20
5	-42.8	15.0	20
6	42.8	15.0	20
7	-42.8	95.0	20
8	42.8	95.0	20

**DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE**

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione  
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione  
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione  
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	20

PROGETTAZIONE ATI:

**GPI INGEGNERIA**  
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



2	2	3	8	20
3	5	6	3	20
4	7	8	3	20

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

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	0.00	901.00	0.00
2	0.00	-585.00	0.00

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	536.00	0.00
2	0.00	-397.00	0.00

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

**COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	500.00 (768.68)	0.00 (0.00)
2	0.00	-385.00 (-768.68)	0.00 (0.00)

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

**COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	442.00 (768.68)	0.00 (0.00)
2	0.00	-350.00 (-768.68)	0.00 (0.00)

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	6.2	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	5.8	cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata

PROGETTAZIONE ATI:

**GPI INGEGNERIA**  
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
As Tesa Area armature trave [cm<sup>2</sup>] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	901.00	0.00	1792.67	1.99	62.8(17.9)
2	S	0.00	-585.00	0.00	-1792.67	3.06	62.8(17.9)

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
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)  
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
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 compress.)  
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.104	-50.0	110.0	0.00114	-42.8	102.8	-0.03015	-42.8	7.2
2	0.00350	0.104	-50.0	0.0	0.00114	-42.8	7.2	-0.03015	-42.8	102.8

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.  
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 per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000327341	-0.032507467	0.104	0.700
2	0.000000000	-0.000327341	0.003500000	0.104	0.700

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [Mpa]  
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]  
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)  
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.19	-50.0	110.0	-129.2	33.3	7.2	2449	47.1
2	S	2.36	-50.0	0.0	-95.7	33.3	102.8	2449	47.1

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm  
Esito della verifica  
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]

PROGETTAZIONE ATI:

kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr_{max} * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00071	0.00000	0.500	20.0	62	0.00039 (0.00039)	387 0.150 (990.00)		768.68	0.00
2	S	-0.00052	0.00000	0.500	20.0	62	0.00029 (0.00029)	387 0.111 (990.00)		-768.68	0.00

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.97	-50.0	110.0	-120.5	33.3	7.2	2449	47.1
2	S	2.29	-50.0	0.0	-92.8	33.3	102.8	2449	47.1

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00066	0.00000	0.500	20.0	62	0.00036 (0.00036)	387 0.140 (0.30)		768.68	0.00
2	S	-0.00051	0.00000	0.500	20.0	62	0.00028 (0.00028)	387 0.108 (0.30)		-768.68	0.00

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.63	-50.0	110.0	-106.6	33.3	7.2	2449	47.1
2	S	2.08	-50.0	0.0	-84.4	33.3	102.8	2449	47.1

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00058	0.00000	0.500	20.0	62	0.00032 (0.00032)	387 0.124 (0.20)		768.68	0.00
2	S	-0.00046	0.00000	0.500	20.0	62	0.00025 (0.00025)	387 0.098 (0.20)		-768.68	0.00

**Verifica a taglio (direzione Verticale)**

**Caratteristiche dei materiali:**

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	<b>R<sub>ck</sub></b>	=	<b>40</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	<b>f<sub>ck</sub></b>	=	33	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione del cls	<b>f<sub>cd</sub></b>	=	18.81	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	<b>f<sub>yd</sub></b>	=	391.30	N/mm <sup>2</sup>

**Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):**

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	$V_{Ed}$	=	<b>447.00</b>	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a $V_{Ed}$	$N(V_{Ed})$	=	<b>0.00</b>	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a $V_{Ed}$	$M(V_{Ed})$	=	<b>0.00</b>	kNm

**Caratteristiche geometriche della sezione:**

Altezza utile della sezione	$d$	=	<b>1028</b>	mm
Larghezza minima della sezione	$b_w$	=	<b>1000</b>	mm

**Armatura della sezione in zona tesa:**

Diametro ferri longitudinali	$\varnothing$	=	<b>20</b>	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	$n$	=	<b>10</b>	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{st}$	=	3140	mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ )	$\rho_l$	=	0.0031	--

**VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO**

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione ( $\leq 2$ )	$k$	=	1.44	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	$v_{min}$	=	0.35	N/mm <sup>2</sup>
Tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 \times f_{cd}$ )	$\sigma_{cp}$	=	0.00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	358.64	kN
<b>Resistenza ultima a taglio (<math>V_{Rd} \geq V_{Rd,min}</math>)</b>	$V_{Rd}$	=	<b>384.79</b>	<b>kN</b>

**VERIFICA NON SODDISFATTA:**

**occorre procedere al dimensionamento dell'armatura trasversale resistente a taglio.**

**VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO**

**Armatura aggiuntiva resistente a taglio:**

Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	$\alpha$	=	<b>90</b>	°
Diametro ferri a taglio	$\varnothing_{sw}$	=	<b>12</b>	mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	$n_{sw}$	=	<b>2.5</b>	--
Passo in direzione asse elemento	$s$	=	<b>400</b>	mm
Area totale di armatura a taglio	$A_{sw}$	=	283	mm <sup>2</sup>

**Fattori di resistenza a compressione:**

Controllo duttilità (SI = duttile)	0.28	<	9.41	SI
Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	$\theta$	=	<b>22.00</b>	°
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	$f'_{cd}$	=	9.41	N/mm <sup>2</sup>
Tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp}$	=	0.00	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	$\alpha_c$	=	1.00	--



Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura

Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls

**Resistenza ultima a taglio**

$$V_{Rsd} = 632.85 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = 3022.82 \text{ kN}$$

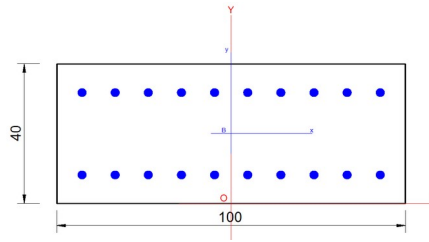
$$V_{Rd} = \mathbf{632.85 \text{ kN}}$$

**VERIFICA SODDISFATTA.**

### 16.2.3 MURI PARAGHIAIA (0.40 M)

I muri paraghiaia dello spessore di 0.40 m, risultano armati:  
In direzione verticale con un singolo strato di armatura longitudinale  $\Phi 20/10$  su entrambi i lembi;  
In direzione orizzontale con un singolo strato di armatura di ripartizione  $\Phi 20/20$ ;  
Non è prevista armatura a taglio.

#### Verifica a flessione (direzione Verticale)



#### **DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.** **NOME SEZIONE: Muro paraghiaia\_0.4m\_Vert**

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Tipo di sollecitazione:	Retta (asse neutro sempre parallelo all'asse X)
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

#### **CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.1	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.2	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.4	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
Resist. caratt. snervam. fyk:		450.0	MPa
Resist. caratt. rottura ftk:		450.0	MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:		391.3	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:		391.3	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068	
Modulo Elastico Ef		2000000	daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :		1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50		

PROGETTAZIONE ATI:

**GPINGEGNERIA**  
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



Sf limite S.L.E. Comb. Rare: 360.00 MPa

**CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO**

Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Calcestruzzo: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	40.0
3	50.0	40.0
4	50.0	0.0

**DATI BARRE ISOLATE**

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-42.8	8.2	20
2	-42.8	31.8	20
3	42.8	31.8	20
4	42.8	8.2	20

**DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE**

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione  
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione  
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione  
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	20
2	2	3	8	20

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	0.00	335.00	0.00
2	0.00	-265.00	0.00

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	167.00	0.00
2	0.00	-167.00	0.00

**COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

PROGETTAZIONE ATI:

**GPI INGEGNERIA**  
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	152.00 (100.35)	0.00 (0.00)
2	0.00	-152.00 (-100.35)	0.00 (0.00)

**COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	125.00 (100.35)	0.00 (0.00)
2	0.00	-125.00 (-100.35)	0.00 (0.00)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.2 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.5 cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.45)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	335.00	0.00	347.89	1.04	31.4(5.7)
2	S	0.00	-265.00	0.00	-347.89	1.31	31.4(5.7)

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
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)  
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
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 compress.)  
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.260	-50.0	40.0	0.00003	-42.8	31.8	-0.00996	-42.8	8.2
2	0.00350	0.260	-50.0	0.0	0.00003	-42.8	8.2	-0.00996	42.8	31.8

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c      Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
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 per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000423408	-0.013436333	0.260	0.765
2	0.000000000	-0.000423408	0.003500000	0.260	0.765

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver                      S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
Sc max                Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]  
Xc max, Yc max      Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Ss min                Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]  
Xs min, Ys min      Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)  
Ac eff.                Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre  
As eff.                Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	8.15	-50.0	40.0	-197.5	33.3	8.2	950	31.4
2	S	8.15	-50.0	0.0	-197.5	33.3	31.8	950	31.4

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Ver.                      La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a  $f_{ctm}$   
Esito della verifica  
e1                      Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
e2                      Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
k1                      = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
kt                      = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
k2                      = 0.5 per flessione;  $= (e1 + e2) / (2 * e1)$  per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]  
k3                      = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
k4                      = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
Ø                      Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]  
Cf                      Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
e sm - e cm          Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
Tra parentesi: valore minimo =  $0.6 S_{max} / E_s$  [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
sr max                Massima distanza tra le fessure [mm]  
wk                      Apertura fessure in mm calcolata =  $sr \max * (e_{sm} - e_{cm})$  [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
Mx fess.                Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
My fess.                Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00140	0.00000	0.500	20.0	72	0.00066 (0.00059)	348	0.229 (990.00)	100.35	0.00
2	S	-0.00140	0.00000	0.500	20.0	72	0.00066 (0.00059)	348	0.229 (990.00)	-100.35	0.00

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	7.42	-50.0	40.0	-179.8	33.3	8.2	950	31.4
2	S	7.42	-50.0	0.0	-179.8	33.3	31.8	950	31.4

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00127	0.00000	0.500	20.0	72	0.00057 (0.00054)	348	0.198 (0.30)	100.35	0.00
2	S	-0.00127	0.00000	0.500	20.0	72	0.00057 (0.00054)	348	0.198 (0.30)	-100.35	0.00

PROGETTAZIONE ATI:



**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	6.10	-50.0	40.0	-147.8	33.3	8.2	950	31.4
2	S	6.10	-50.0	0.0	-147.8	33.3	31.8	950	31.4

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00105	0.00000	0.500	20.0	72	0.00052 (0.00044)	348	0.181 (0.20)	100.35	0.00
2	S	-0.00105	0.00000	0.500	20.0	72	0.00052 (0.00044)	348	0.181 (0.20)	-100.35	0.00

**Verifica a taglio (direzione Verticale)**

**Caratteristiche dei materiali:**

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	<b>R<sub>ck</sub></b>	=	<b>40</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	<b>f<sub>ck</sub></b>	=	33	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione del cls	<b>f<sub>cd</sub></b>	=	18.81	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	<b>f<sub>yd</sub></b>	=	391.30	N/mm <sup>2</sup>

**Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):**

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	<b>V<sub>Ed</sub></b>	=	<b>205.00</b>	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V <sub>Ed</sub>	<b>N (V<sub>Ed</sub>)</b>	=	<b>0.00</b>	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V <sub>Ed</sub>	<b>M (V<sub>Ed</sub>)</b>	=	<b>0.00</b>	kNm

**Caratteristiche geometriche della sezione:**

Altezza utile della sezione	<b>d</b>	=	<b>318</b>	mm
Larghezza minima della sezione	<b>b<sub>w</sub></b>	=	<b>1000</b>	mm

**Armatura della sezione in zona tesa:**

Diametro ferri longitudinali	<b>Ø</b>	=	<b>20</b>	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	<b>n</b>	=	<b>10</b>	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	<b>A<sub>sl</sub></b>	=	3140	mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	<b>ρ<sub>l</sub></b>	=	0.0099	--

**VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO**

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	<b>k</b>	=	1.79	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	<b>v<sub>min</sub></b>	=	0.48	N/mm <sup>2</sup>
Tensione media di compressione nella sezione (≤ 0.2×f <sub>cd</sub> )	<b>σ<sub>cp</sub></b>	=	0.00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza ultima a taglio minima	<b>V<sub>Rd,min</sub></b>	=	153.98	kN
<b>Resistenza ultima a taglio (V<sub>Rd</sub> ≥ V<sub>Rd,min</sub>)</b>	<b>V<sub>Rd</sub></b>	=	<b>218.99</b>	<b>kN</b>

**VERIFICA SODDISFATTA:**

**non occorre armatura trasversale resistente a taglio.**

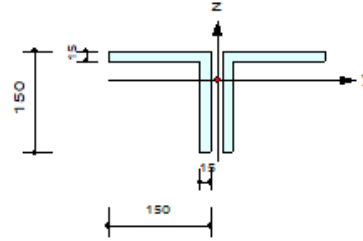


### 16.3 TRAVERSI

Si riporta di seguito report di verifica dell'elemento più sollecitato per i traversi.

#### 1. Design Information

Design Code Eurocode3-2:05  
 Unit System N, mm  
 Member No 39  
 Material S355 (No:2)  
 (Fy = 355.000, Es = 210000)  
 Section Name 2 L 150X15 (No:3)  
 (Built-up Section).  
 Member Length : 5172.28



#### 2. Member Forces

Axial Force Fxx = -732210 (LCB: 19-, POS:J)  
 Bending Moments My = 0.00000, Mz = 0.00000  
 End Moments Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Lb)  
 Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)  
 Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)  
 Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 15+, POS:J)  
 Fzz = 0.00000 (LCB: 15+, POS:J)

Depth	150.000	Web Thick	15.0000
Flg Width	150.000	Flg Thick	15.0000
BTB Spacing	20.0000		
Area	8550.00	Asz	3750.00
Oyb	5721.08	Ozb	11250.0
Iyy	18225444	Izz	42266250
Ybar	100.000	Zbar	100.074
Wely	170373	Welz	204164
ry	46.1696	rz	70.3095

#### 3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 5172.28, Lz = 5172.28, Lb = 5172.28  
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00  
 Moment Factor / Bending Coefficient  
 Cmy = 1.00, Cnz = 1.00, Cb = 1.00

#### 4. Checking Result

##### Axial Resistance

$$N_{Ed}/\text{MIN}[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 732210/898863 = 0.815 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

##### Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 0/54984064 = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0/75445568 = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

##### Combined Resistance

$$R_{byN} = N_{Ed}/(A_{eff} \cdot f_y / \Gamma_{M0}), R_{byM} = (M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}) / M_{y,Rd} + (M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}) / M_{z,Rd}$$

$$R_{c.LT1} = N_{Ed} / (X_{iy} \cdot A_{eff} \cdot f_y / \Gamma_{M1})$$

$$R_{b.LT1} = k_{yy} \cdot (M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}) / (X_{i.LT} \cdot W_{effy} \cdot f_y / \Gamma_{M1}) + k_{yz} \cdot (M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}) / (W_{effz} \cdot f_y / \Gamma_{M1})$$

$$R_{c.LT2} = N_{Ed} / (X_{iz} \cdot A_{eff} \cdot f_y / \Gamma_{M1})$$

$$R_{b.LT2} = k_{zy} \cdot (M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}) / (X_{i.LT} \cdot W_{effy} \cdot f_y / \Gamma_{M1}) + k_{zz} \cdot (M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}) / (W_{effz} \cdot f_y / \Gamma_{M1})$$

$$R_{max} = \text{MAX}[R_{byN} + R_{byM}, \text{MAX}(R_{c.LT1} + R_{b.LT1}, R_{c.LT2} + R_{b.LT2})] = 0.815 < 1.000 \dots \text{O.K}$$

##### Shear Resistance

$$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

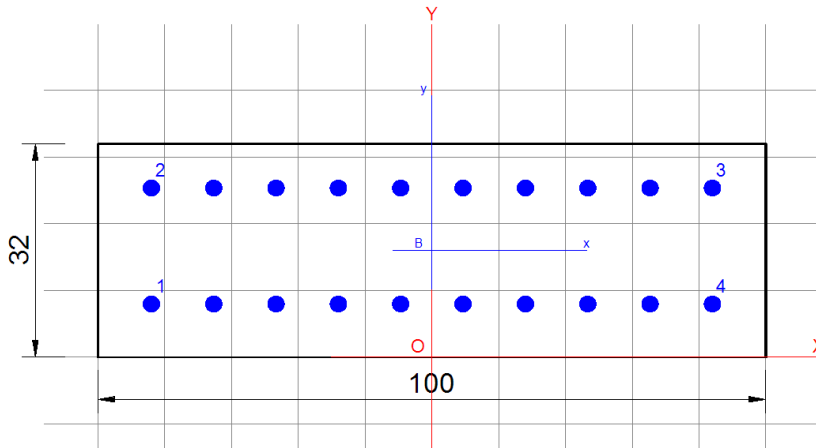
$$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$



## 16.4 SOLETTA

La soletta è armata con  $\phi 20/10$  superiori e  $\phi 20/10$  inferiori correnti. L'armatura a taglio è costituita da spilli  $\phi 12/20 \times 20$ .

### 16.4.1 SEZIONE CORRENTE



#### DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

**NOME SEZIONE:** soletta

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Tipo di sollecitazione:	Retta (asse neutro sempre parallelo all'asse X)
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
	Resis. compr. di progetto $f_{cd}$ :	21.2 MPa
	Def.unit. max resistenza $ec_2$ :	0.0020
	Def.unit. ultima $ecu$ :	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale $E_c$ :	34625.0 MPa
	Resis. media a trazione $f_{ctm}$ :	3.35 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:	0.300 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. snervam. $f_{yk}$ :	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura $f_{tk}$ :	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto $f_{yd}$ :	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto $f_{td}$ :	391.3 MPa

PROGETTAZIONE ATI:

**GP INGENGERIA**  
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

**CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO**

Forma del Dominio: Poligonale  
 Classe Calcestruzzo: C35/45

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	32.0
3	50.0	32.0
4	50.0	0.0

**DATI BARRE ISOLATE**

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-42.0	8.0	20
2	-42.0	25.4	20
3	42.0	25.4	20
4	42.0	8.0	20

**DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE**

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione  
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione  
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione  
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	20
2	2	3	8	20

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	0.00	235.00	0.00
2	0.00	-245.00	0.00

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
---------	---	----	----

PROGETTAZIONE ATI:

**GPI INGEGNERIA**  
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



1	0.00	108.00	0.00
2	0.00	-138.00	0.00

**COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	82.00 (71.47)	0.00 (0.00)
2	0.00	-108.00 (-72.91)	0.00 (0.00)

**COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	5.00 (71.47)	0.00 (0.00)
2	0.00	-38.00 (-72.91)	0.00 (0.00)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.6 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.3 cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.45)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	235.00	0.00	257.86	1.10	31.4(4.8)
2	S	0.00	-245.00	0.00	-277.15	1.13	31.4(4.8)

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
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)  
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
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 compress.)  
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
--------	--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

PROGETTAZIONE ATI:

**GPI INGEGNERIA**  
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



1	0.00350	0.283	-50.0	32.0	0.00010	-42.0	25.4	-0.00885	-42.0	8.0
2	0.00350	0.303	-50.0	0.0	-0.00014	-42.0	8.0	-0.00806	42.0	25.4

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c      Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
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 per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000514618	-0.012967768	0.283	0.794
2	0.000000000	-0.000455031	0.003500000	0.303	0.819

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver            S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
Sc max        Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]  
Xc max, Yc max    Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Ss min        Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]  
Xs min, Ys min    Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)  
Ac eff.        Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
As eff.        Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	8.23	-50.0	32.0	-173.0	32.7	8.0	800	31.4
2	S	10.07	-50.0	0.0	-208.8	32.7	25.4	700	31.4

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Ver.            La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a  $f_{ctm}$   
Esito della verifica  
e1            Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
e2            Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
k1            = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
kt            = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
k2            = 0.5 per flessione;  $=(e1 + e2)/(2*e1)$  per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]  
k3            = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
k4            = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
Ø            Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]  
Cf            Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
e sm - e cm    Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
sr max        Massima distanza tra le fessure [mm]  
wk            Apertura fessure in mm calcolata =  $sr\ max*(e\_sm - e\_cm)$  [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
Mx fess.        Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
My fess.        Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00136	0.00000	0.500	20.0	70	0.00055 (0.00052)	325 0.179 (990.00)	71.47	0.00	
2	S	-0.00151	0.00000	0.500	20.0	56	0.00076 (0.00063)	266 0.203 (990.00)	-72.91	0.00	

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	6.25	-50.0	32.0	-131.3	32.7	8.0	800	31.4
2	S	7.88	-50.0	0.0	-163.4	32.7	25.4	700	31.4

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

PROGETTAZIONE ATI:

**OPERE D'ARTE MAGGIORI – ASSE COLLEGAMENTO PALAZZO DEL PERO– VI.09 - VIADOTTO FIUMICELLO**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00103	0.00000	0.500	20.0	70	0.00039 (0.00039)	325	0.128 (0.30)	71.47	0.00
2	S	-0.00118	0.00000	0.500	20.0	56	0.00053 (0.00049)	266	0.142 (0.30)	-72.91	0.00

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.38	-50.0	32.0	-8.0	32.7	8.0	800	31.4
2	S	2.77	-50.0	0.0	-57.5	32.7	25.4	700	31.4

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00006	0.00000	0.500	20.0	70	0.00002 (0.00002)	325	0.008 (0.20)	71.47	0.00
2	S	-0.00042	0.00000	0.500	20.0	56	0.00017 (0.00017)	266	0.046 (0.20)	-72.91	0.00

### 16.4.2 VERIFICA A TAGLIO

**Caratteristiche dei materiali:**

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	<b>R<sub>ck</sub></b>	=	<b>45</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	<b>f<sub>ck</sub></b>	=	37.4	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione del cls	<b>f<sub>cd</sub></b>	=	21.17	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	<b>f<sub>yd</sub></b>	=	391.30	N/mm <sup>2</sup>

**Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):**

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	<b>V<sub>Ed</sub></b>	=	<b>600.00</b>	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V <sub>Ed</sub>	<b>N (V<sub>Ed</sub>)</b>	=	<b>0.00</b>	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V <sub>Ed</sub>	<b>M (V<sub>Ed</sub>)</b>	=	<b>0.00</b>	kNm

**Caratteristiche geometriche della sezione:**

Altezza utile della sezione	<b>d</b>	=	<b>270</b>	mm
Larghezza minima della sezione	<b>b<sub>w</sub></b>	=	<b>1000</b>	mm

**Armatura della sezione in zona tesa:**

Diametro ferri longitudinali	<b>Ø</b>	=	<b>20</b>	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	<b>n</b>	=	<b>10</b>	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	<b>A<sub>sl</sub></b>	=	3140	mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	<b>ρ<sub>l</sub></b>	=	0.0116	--

### VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	<b>k</b>	=	1.86	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	<b>v<sub>min</sub></b>	=	0.54	N/mm <sup>2</sup>
Tensione media di compressione nella sezione (≤ 0.2×f <sub>cd</sub> )	<b>σ<sub>cp</sub></b>	=	0.00	N/mm <sup>2</sup>

PROGETTAZIONE ATI:

**GPI INGEGNERIA**  
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min} = 146.58 \text{ kN}$
<b>Resistenza ultima a taglio (<math>V_{Rd} \geq V_{Rd,min}</math>)</b>	<b><math>V_{Rd} = 211.92 \text{ kN}</math></b>

**VERIFICA NON SODDISFATTA:**  
*occorre procedere al dimensionamento dell'armatura trasversale resistente a taglio.*

### VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO

**Armatura aggiuntiva resistente a taglio:**

Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	$\alpha = 90^\circ$
Diametro ferri a taglio	$\varnothing_{sw} = 12 \text{ mm}$
Numero dei bracci in sezione trasversale	$n_{sw} = 5.0 \text{ --}$
Passo in direzione asse elemento	$s = 200 \text{ mm}$
Area totale di armatura a taglio	$A_{sw} = 565 \text{ mm}^2$

**Fattori di resistenza a compressione:**

Controllo duttilità (SI = duttile)	1.11 < 10.58 SI
Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	$\theta = 22.00^\circ$
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	$f'_{cd} = 10.58 \text{ N/mm}^2$
Tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp} = 0.00 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	$\alpha_c = 1.00 \text{ --}$

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	$V_{Rsd} = 664.86 \text{ kN}$
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	$V_{Rcd} = 893.17 \text{ kN}$
<b>Resistenza ultima a taglio</b>	<b><math>V_{Rd} = 664.86 \text{ kN}</math></b>

**VERIFICA SODDISFATTA.**

## 17 ACCETTABILITA' DEI RISULTATI (CAP.10.2 NTC2018)

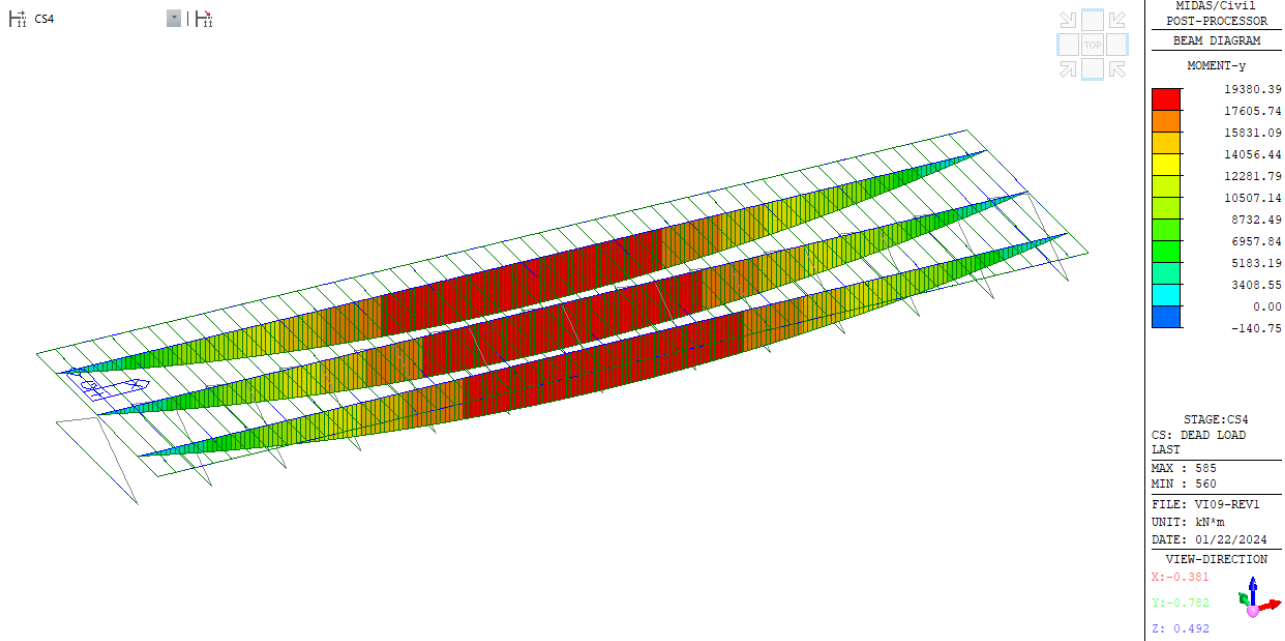
### Verifica dei risultati

Nel corso della progettazione sono state effettuate continue validazioni dei valori delle sollecitazioni, nei diversi elementi strutturali, emersi dal calcolo e delle verifiche condotte dal post processore del programma MIDAS CIVIL 2020 ver.3.2: tali calcolazioni di controllo sono state condotte con metodi consolidati della scienza delle costruzioni o con l'ausilio di altri software o fogli di calcolo.

### Giudizio motivato di accettabilità

Dalle verifiche effettuate e sopra descritte appare evidente l'accettabilità dei risultati ottenuti, in quanto i valori qui determinati risultano sovrapponibili a quelli emersi dal calcolo effettuato con l'ausilio del software.

Ai fini della validazione si riporta di seguito il confronto dei momenti dovuti ai permanenti strutturali e non strutturali calcolati con schema di calcolo appoggio-appoggio e quelli ricavati dal software di calcolo, per le travi di bordo.



	q(kN/m)	L(m)	M (kNm)
G1-travi	9.15		=qL <sup>2</sup> /8
G1-soletta	36		
G2	16.55		
q G1+G2	61.70	50	<b>19282</b>

Posizione	M <sub>Ed,trave</sub> [kNm]	M <sub>Ed,Midas</sub> [kNm]	Differenza
Campata	19282	19380	0.51%

La variazione percentuale tra i calcoli manuali e i risultati ottenuti dal software si ritiene accettabile e i risultati ottenuti attendibili.