

## AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO

### POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA

"PASSANTE DI BOLOGNA"

## PROGETTO DEFINITIVO

### IN - VIABILITA' INTERFERITA

150 - VIA BENAZZA km 11+603

### CV75T - PARTE STRUTTURALE

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO  
E DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO SISMICO

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Umberto Mele  
Ord. Ingg. Milano n.18641  
RESPONSABILE STRUTTURE

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE  
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

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


IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Andrea Tanzi  
Ord. Ingg. Parma N. 1154

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

#### CODICE IDENTIFICATIVO

RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				ORDINATORE		
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.			
111465	0000	PD	IN	I50	CV75T	00000	R	S	T	R	1423	- 2	SCALA -

 <b>gruppo Atlantia</b>	PROJECT MANAGER:		SUPPORTO SPECIALISTICO:				REVISIONE	
	Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068						n.	data
	REDATTO:		VERIFICATO:				0	NOVEMBRE 2017
							1	SETTEMBRE 2019
							2	SETTEMBRE 2020
						3	-	
						4	-	

	<p>VISTO DEL COMMITTENTE</p>  <p>IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Fabio Visintin</p>	<p>VISTO DEL CONCEDENTE</p>  <p><b>Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti</b> DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI</p>
--	--	---



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

**POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA  
AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**VIABILITA' INTERFERITA  
CAVALCAVIA BENAZZA km 11+603**

**RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO E DEL SISTEMA DI  
ISOLAMENTO SISMICO**

## Sommario

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b>	<b>4</b>
1.1	DESCRIZIONE SINTETICA DELL'OPERA	4
<b>2</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b>	<b>6</b>
<b>3</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</b>	<b>7</b>
3.1	CALCESTRUZZO	7
3.2	ACCIAIO	8
3.2.1	<i>Carpenteria metallica</i>	8
3.2.2	<i>Armature per c.a.</i>	8
3.2.3	<i>Pioli</i>	8
<b>4</b>	<b>SOFTWARE DI CALCOLO</b>	<b>9</b>
4.1	STRAUS 7	9
4.2	PONTI EC4	9
<b>5</b>	<b>CRITERI DI PROGETTAZIONE</b>	<b>10</b>
5.1	METODO DI CALCOLO	10
5.2	MODELLI DI CALCOLO PER LE TRAVI LONGITUDINALI	10
5.2.1	<i>Modello tridimensionale "tipo shell"</i>	10
5.2.2	<i>Modello tridimensionale "tipo beam"</i>	13
5.3	MODELLI DI CALCOLO PER I TRAVERSI	14
5.3.1	<i>Modello tridimensionale "tipo beam"</i>	14
5.3.2	<i>Modello monofilare</i>	14
5.3.3	<i>Valutazione della ripartizione dei carichi da traffico sui traversi</i>	14
5.4	MODELLO DI CALCOLO PER LA SOLETTA D'IMPALCATO	19
5.5	FASI DI CALCOLO	19
5.5.1	<i>Travi principali</i>	19
5.5.2	<i>Traversi</i>	19
5.5.3	<i>Soletta d'impalcato</i>	20
<b>6</b>	<b>CRITERI DI CALCOLO</b>	<b>22</b>
6.1	CRITERI DI DEFINIZIONE DELLE AZIONI DI CALCOLO	22
6.2	DEFINIZIONE DELLE RESISTENZE DI CALCOLO	24
6.3	SOLETTA COLLABORANTE PER ANALISI STRUTTURALE DEI TRAVERSI	25
<b>7</b>	<b>CRITERI DI VERIFICA</b>	<b>26</b>
7.1	TRAVI PRINCIPALI	26
7.2	TRAVERSI	28
7.3	S.L.F. - VERIFICHE A FATICA	34
<b>8</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI</b>	<b>40</b>
8.1	CARICHI PERMANENTI (G1 E G2)	40
8.2	RITIRO DIFFERENZIALE FRA TRAVE E SOLETTA ( $\epsilon_2$ )	40
8.3	VARIAZIONE TERMICA DIFFERENZIALE ( $\epsilon_3$ )	41
8.4	CEDIMENTI DIFFERENZIALI DEGLI APPOGGI ( $\epsilon_4$ )	42
8.5	CARICHI ACCIDENTALI (Q1)	42
8.6	INCREMENTO DINAMICO IN PRESENZA DI DISCONTINUITÀ (Q2)	44
8.7	AZIONE DI FRENAMENTO DEL VEICOLO (Q3)	44
8.8	AZIONE CENTRIFUGA (Q4)	44
8.9	AZIONE DEL VENTO E DELLA NEVE (Q5)	44
8.10	AZIONE SISMICA (Q6)	45

8.11	RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI (Q <sub>7</sub> ) .....	48
<b>9</b>	<b>TRAVI PRINCIPALI .....</b>	<b>49</b>
9.1	SEZIONI SIGNIFICATIVE DI VERIFICA .....	49
9.2	DIAGRAMMI DELLE TENSIONI.....	49
9.2.1	<i>Pesi propri acciaio + soletta + cordoli .....</i>	50
9.2.2	<i>Pesi permanenti portati (pavimentazione, barriere e reti) .....</i>	51
9.2.3	<i>Azione del vento.....</i>	52
9.2.4	<i>Carichi accidentali (traffico schema di carico 1) .....</i>	53
9.2.5	<i>Carichi accidentali (Fatica FLM3).....</i>	60
9.2.6	<i>Ritiro.....</i>	66
9.2.7	<i>Variazione termica differenziale .....</i>	66
9.3	VERIFICHE STRUTTURALI .....	66
9.3.1	<i>Caratteristiche geometrico-inerziali e classificazione e delle sezioni.....</i>	66
9.3.2	<i>Verifiche Tensionali SLU.....</i>	69
9.3.3	<i>Verifica di stabilità SLU .....</i>	71
9.3.4	<i>Verifiche allo stato limite di fatica SLF.....</i>	73
9.3.5	<i>Verifica dei pioli.....</i>	77
9.3.6	<i>Sintesi delle verifiche.....</i>	78
<b>10</b>	<b>TRAVERSI .....</b>	<b>80</b>
10.1	SEZIONI SIGNIFICATIVE DI VERIFICA .....	80
10.2	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI .....	80
10.2.1	<i>Traverso tipico.....</i>	81
10.2.2	<i>Traverso di spalla .....</i>	87
10.3	TABELLE DELLE SOLLECITAZIONI COMBinate E FATTORIZZATE .....	92
10.3.1	<i>Sollecitazioni SLU .....</i>	93
10.3.2	<i>Sollecitazioni SLE Rara.....</i>	94
10.3.3	<i>Sollecitazioni SLE Frequente.....</i>	95
10.3.4	<i>Sollecitazioni SLF fatica .....</i>	96
10.4	VERIFICHE STRUTTURALI .....	98
10.4.1	<i>Traversi tipici.....</i>	98
10.4.2	<i>Traversi di spalla .....</i>	106
10.4.3	<i>Sintesi delle verifiche.....</i>	113
<b>11</b>	<b>SOLETTA.....</b>	<b>117</b>
11.1	SEZIONI SIGNIFICATIVE DI VERIFICA .....	117
11.2	CARICHI AGENTI.....	118
11.3	CALCOLO DI FASE I .....	119
11.3.1	<i>Calcolo di Fase II.....</i>	123
11.3.2	<i>Verifica SLU.....</i>	124
11.3.3	<i>Verifiche a pressoflessione SLU.....</i>	126
11.3.4	<i>Verifica a taglio SLU .....</i>	129
11.3.5	<i>Verifiche SLE.....</i>	131
11.3.6	<i>Verifiche tensionali in esercizio.....</i>	134
11.3.7	<i>Verifiche a fessurazione .....</i>	139
<b>12</b>	<b>APPARECCHIATURE DI APPOGGIO E GIUNTO BENAZZA.....</b>	<b>143</b>
12.1	AZIONI APPOGGI .....	143
12.2	SPOSTAMENTI MASSIMI ATTESI PER GLI APPOGGI .....	144
12.3	VARCO E GIUNTI .....	144

## 1 PREMESSA

Nell'ambito dei lavori di "Potenziamento del sistema autostradale e tangenziale di Bologna" è prevista la realizzazione del nuovo Cavalcavia di via Benazza alla progressiva km 11+603.

Il sistema tangenziale di Bologna è costituito dai due sensi di marcia autostradali (A14) al lato dei quali è localizzata la tangenziale di Bologna. Si formano così 4 carreggiate:

1. tangenziale – direzione Nord
2. A14 – direzione Nord
3. A14 – direzione Sud
4. tangenziale – direzione Sud

I lavori in oggetto prevedono l'allargamento della sede autostradale da 2 corsie più una corsia dinamica a 3 corsie più emergenza e della sede della tangenziale da 2 corsie più emergenza a 3 corsie più emergenza.

La presente relazione di calcolo riguarda l'impalcato del cavalcavia che verrà realizzato in sostituzione di quello esistente per adeguare la luce dell'opera alla nuova larghezza della viabilità sottostante.

Nel paragrafo che segue si riporta una descrizione sintetica dell'opera.

### 1.1 DESCRIZIONE SINTETICA DELL'OPERA

Il cavalcavia in oggetto sostituisce il cavalcavia a via inferiore esistente alla progressiva km 11+603 per il quale è prevista la demolizione e rifacimento in sede con interruzione del traffico veicolare. Il cavalcavia scavalca la sede autostradale, che alloggia i due sensi di marcia, al lato della quale è localizzata la tangenziale di Bologna.

L'attraversamento è realizzato in retto: l'asse viario del cavalcavia e l'asse viario autostradale formano tra loro un angolo pari a circa 90°.

Il ponte ha una struttura mista acciaio-clc con luce di calcolo 70m e larghezza utile (cordoli più carreggiata) di 14.70m.

La struttura portante è costituita da due travi reticolari a sezione costante ( $h=5m$ ) che presentano una larghezza di 2.20m per il corrente inferiore e 1.45m per quello superiore, portando la larghezza totale del viadotto "fuori tutto" a 19.10m. La geometria del prospetto delle reticolari prevede dei bracci inclinati con passo pari a 2.50m per un totale di 28 campi sulla luce da 70m.

Sono previsti anche due tratti retrotrave con funzione architettonica che prolungano di 10.20m sui risvolti delle spalle la struttura metallica.

Gli elementi diagonali della reticolare sono costituiti da tubolari metallici di diametro esterno pari a 244.5mm e spessori variabili a seconda della posizione in funzione dell'impegno statico. I bracci diagonali (in prospetto) sono disposti in parte sul piano verticale della reticolare, in parte su due piani inclinati come illustrato nelle due figure che seguono.

Ciascuna trave è scomposta in 7 conci, due di lunghezza 9,4m, due di lunghezza 9,8m, due di lunghezza 10m e l'ultimo di lunghezza complessiva 32m, collegati in cantiere mediante giunti saldati a piena penetrazione.

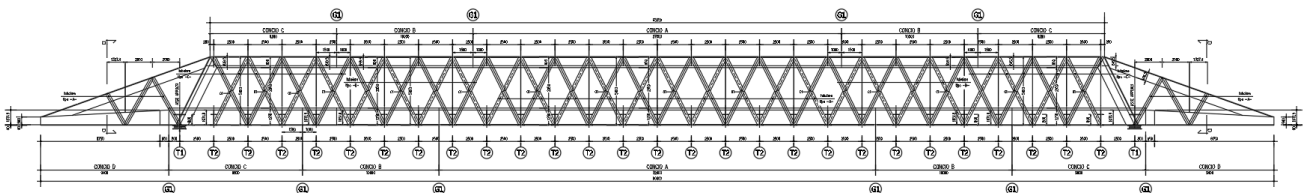


Figura 1-1 Vista laterale della trave principale

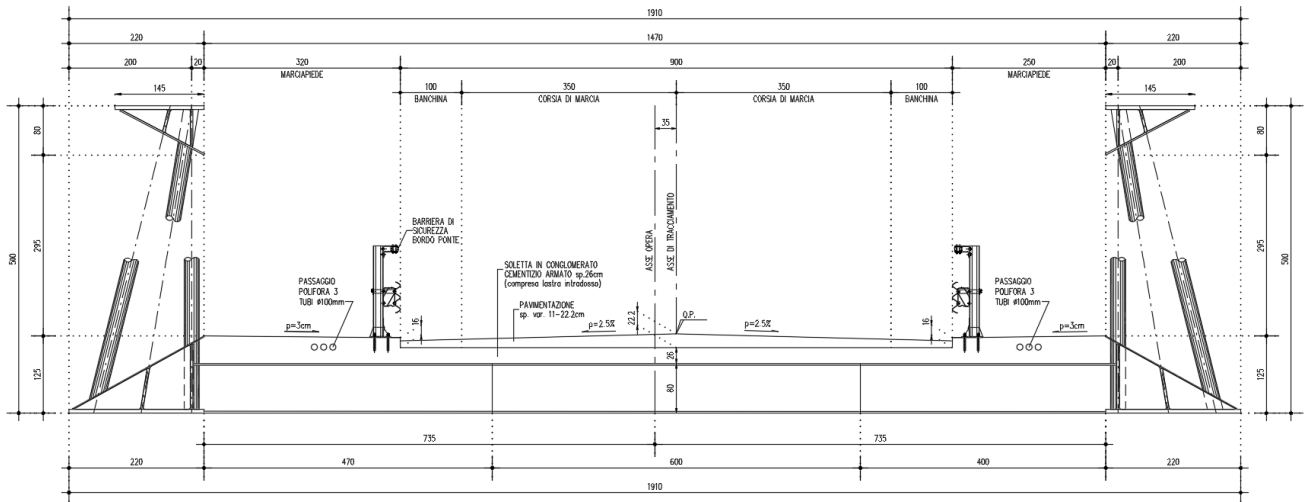


Figura 1-2 Sezione trasversale dell'impalcato

La piattaforma larga complessivamente 14.7m, è formata da un marciapiede largo 2.5m, dalla sede stradale larga 9.00m e dalla pista ciclabile larga 3.2m.

La sede stradale accoglie le due corsie a senso di marcia opposto e le rispettive banchine.

Le travi principali sono collegate da traversi posti ad interasse costante di 2.50m. Con lo stesso passo si posizionano diaframmi di irrigidimento sui correnti delle travi reticolari che sono conformati a cassone triangolare. I traversi sono realizzati con sezione a doppio T ad altezza costante 800mm, spessore d'anima 25mm, piattabanda superiore e inferiore 800x40, per i due di estremità e spessore d'anima 15mm, piattabanda superiore 400x25 e piattabanda inferiore 500x25, per quelli tipici di campata. Sulle piattabande superiori sono saldati dei pioli tipo Nelson ( $\Phi=22$  H=200mm al passo di 20cm) necessari per solidarizzare la soprastante soletta in calcestruzzo armato.

Sull'anima del corrente inferiore delle travi principali sono saldati pioli tipo Nelson ( $\Phi=22$  H=250mm a passo variabile) necessari per la collaborazione della soletta in calcestruzzo armato con le stesse travi metalliche principali.

La soletta in calcestruzzo armato che costituisce la piattaforma dell'impalcato, ha uno spessore costante di 26cm. Superiormente la pavimentazione stradale presenta altezza variabile tra 11 e 21cm. Ai margini della piattaforma da entrambi i lati vi è il cordolo al di sopra del quale è posizionata la barriera di sicurezza.

L'impalcato è poggiante su 4 dispositivi elastomerici (isolatori) disposti all'intradosso dei correnti inferiori delle reticolari in corrispondenza dell'asse del traverso di spalla.

## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore.

- D. M. Min. Il. TT. del 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»;
- CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n.7 – Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018»;
- EUROCODICE serie EN 1991: Azioni sulle strutture
- EUROCODICE serie EN 1992: Progettazione delle strutture di calcestruzzo
- EUROCODICE serie EN 1993: Progettazione delle strutture di acciaio
- EUROCODICE serie EN 1994: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo
- UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”
- UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale



### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

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

#### 3.1 CALCESTRUZZO

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

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

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

Si utilizzano i seguenti tipi di calcestruzzi

Campi di impiego	Classe di esposizione ambientale	Classe di resistenza minima [C(fck/Rck) <sub>min</sub> ]	Classe di resistenza adottata [C(fck/Rck) <sub>min</sub> ]	Copriferro adottato
Soletta d'impalcato e cordoli	XC4	C28/35	C35/45	40
	XD3			
	XF4			

Tabella 3-1 Classi di cls e copriferri.

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

Grandezza		u.m.	C35/45
resistenza caratteristica a compressione	f <sub>ck</sub>	N/mm <sup>2</sup>	35,00
resistenza di progetto a compressione	f <sub>cd</sub>	N/mm <sup>2</sup>	19,83
resistenza caratteristica a trazione	f <sub>ctk</sub>	N/mm <sup>2</sup>	2,25
tensione di aderenza cls-armatura	f <sub>bd</sub>	N/mm <sup>2</sup>	3,37
tensione massima di compressione (comb. rara)	σ <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	21,00
tensione massima di compressione (comb. quasi perm.)	σ <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	15,75
modulo elastico medio istantaneo	E <sub>m</sub>	N/mm <sup>2</sup>	34077

Tabella 3-2 Grandezze meccaniche relative al cls.

## 3.2 ACCIAIO

### 3.2.1 Carpenteria metallica

Si utilizzano per le strutture metalliche del viadotto:

Elementi saldati con spessore fino a 40mm	S355J2
Elementi saldati con spessore superiore a 40mm	S355K2
Elementi non saldati	S355J0

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

Grandezza		u.m.	S355
Tensione di snervamento caratteristica ( $t \leq 40\text{mm}$ )	$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	355
Tensione di progetto ( $t \leq 40\text{mm}$ )	$f_{yd}$	N/mm <sup>2</sup>	338
Tensione di snervamento caratteristica ( $t > 40\text{mm}$ )	$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	335
Tensione di progetto ( $t > 40\text{mm}$ )	$f_{yd}$	N/mm <sup>2</sup>	319
modulo elastico	E	N/mm <sup>2</sup>	210000

### 3.2.2 Armature per c.a.

Si utilizzano per le armature degli elementi in c.a.:

Acciaio tipo: B450 C Saldabile controllato in stabilimento

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

Grandezza		u.m.	B450C
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	450
Tensione di progetto	$f_{yd}$	N/mm <sup>2</sup>	391
Tensione limite in esercizio	$f_{sLE}$	N/mm <sup>2</sup>	360
modulo elastico	E	N/mm <sup>2</sup>	210000

### 3.2.3 Pioli

Si utilizzano per le connessioni a taglio tra la struttura metallica ed il cls i seguenti:

Pioli (Secondo UNI EN ISO 13918): Pioli tipo "NELSON"  
Acciaio S235J2G3+C450

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche dei pioli usate per le verifiche sono le seguenti:

Grandezza		u.m.	Nelson
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	350
Tensione di rottura caratteristica	$f_{uk}$	N/mm <sup>2</sup>	450
Allungamento		%	>50
modulo elastico	E	N/mm <sup>2</sup>	210000

## 4 SOFTWARE DI CALCOLO

### 4.1 STRAUS 7

Il codice di calcolo utilizzato è Straus7, programma di modellazione strutturale agli elementi finiti di comprovata validità. Il codice è stato utilizzato per il calcolo delle sollecitazioni derivanti dalle analisi statiche dell'opera. I risultati delle sollecitazioni sono stati controllati manualmente a campione mediante metodi semplificati per verificare l'ordine di grandezza dei risultati.

### 4.2 PONTI EC4

Le verifiche sezionali delle sezioni composte acciaio-calcestruzzo dell'impalcato sono seguite utilizzando il programma Ponti EC4, sviluppato da Alhambra s.r.l.

Il programma consente di eseguire tutte le verifiche connesse alla progettazione di una trave in sezione composta acciaio-calcestruzzo con riferimento alle metodologie indicate dagli Eurocodici, nei riguardi di verifiche di resistenza, verifiche di stabilità, verifiche tensionali e verifiche di fatica.

## 5 CRITERI DI PROGETTAZIONE

### 5.1 METODO DI CALCOLO

Il calcolo delle sollecitazioni gravanti sulle travi longitudinali e sui traversi dell'impalcato viene svolto mediante la realizzazione di tre modelli agli elementi finiti realizzati con il software di calcolo Straus7.

- un modello tridimensionale dove i correnti delle travi principali sono presenti con elementi tipo shell. Viene utilizzato per valutare le sollecitazioni e le tensioni presenti sugli elementi delle travi principali.
- un modello tridimensionale dove tutti gli elementi metallici sono presenti con elementi tipo beam. Viene utilizzato per effettuare le verifiche di stabilità globale della struttura mediante analisi di buckling (stabilità fuori dal piano del corrente compreso delle reticolari) e per stimare la quota parte di carico di traffico direttamente assorbita dal traverso caricato e la quota parte ripartita ai traversi adiacenti a quello direttamente caricato (come descritto più in dettaglio nel seguito).
- modello monodimensionale del traverso con elementi tipo beam per determinare le massime sollecitazioni flettenti e taglianti agenti sul traverso.

Le sollecitazioni in corrispondenza dei traversi di spalla, sono state calcolate con la stessa metodologia usata per i traversi tipici tenendo però in considerazione l'incremento dinamico dovuto alla presenza della discontinuità del giunto.

La soletta d'impalcato è stata studiata in due fasi:

Una fase provvisoria in cui il getto di calcestruzzo è stato considerato solamente come peso, e la sezione resistente è stata attribuita alla sola lastra tralicciata in acciaio con funzione di cassero autoportante.

Una fase definitiva in cui si è considerato come reagente l'intero getto di calcestruzzo collaborante con la lastra tralicciata d'acciaio.

La prima fase è stata studiata manualmente con schema di trave in semplice appoggio (lastre non continue sui traversi).

La seconda fase è stata analizzata mediante un modello monofilare ad hoc di trave continua su più appoggi (soletta e traversi) per cogliere gli effetti locali d'inflessione della soletta e mediante il modello tridimensionale dell'impalcato per cogliere gli effetti assiali globali che nascono per congruenza di deformazione con le travi principali.

### 5.2 MODELLI DI CALCOLO PER LE TRAVI LONGITUDINALI

#### 5.2.1 Modello tridimensionale "tipo shell"

Per determinare le sollecitazioni dovute al comportamento globale, è stata eseguita un'analisi tramite il software di calcolo Straus7, realizzando il modello tridimensionale agli elementi finiti costituito da elementi beam e shell.

Il modello tridimensionale rappresentante l'intero viadotto, è costituito dai seguenti elementi:

- |                                   |                     |
|-----------------------------------|---------------------|
| ○ piattabande travi longitudinali | elementi tipo shell |
| ○ piattabande traversi            | elementi tipo beam  |
| ○ anime traversi                  | elementi tipo shell |
| ○ irrigidimenti trasversali       | elementi tipo shell |
| ○ diagonali travi longitudinali   | elementi tipo beam  |
| ○ soletta                         | elementi tipo shell |
| ○ marciapiede                     | elementi tipo shell |

E' stata studiata la trave longitudinale reticolare metallica più caricata (cioè dalla stessa parte dell'eccentricità dei carichi da traffico) e sono state determinate le tensioni prodotte dai carichi permanenti (suddivisi in pesi strutturali e permanenti portati), e distorsioni (ritiro del conglomerato, stati coattivi).

Per valutare gli effetti dei carichi variabili da traffico, gli stessi sono stati applicati in modo da massimizzare le tensioni nelle sezioni più significative.

Per valutare le sollecitazioni derivanti dal ritiro, agli elementi shell rappresentanti la soletta è stata imposta una deformazione pari a  $\epsilon_{cs} = 0.0001$ .

Analogamente per la valutazione delle sollecitazioni dovute alla variazione termica differenziale (escursione giornaliera) è stata imposta una deformazione dovuta alla variazione uniforme sulla soletta pari a  $\pm 10^\circ\text{C}$ .

I risultati ottenuti mediante il modello di calcolo tridimensionale, sono stati comprovati e validati mediante calcoli manuali. Tali confronti hanno riportato risultati positivi e confortanti riguardo l'accuratezza del modello tridimensionale.

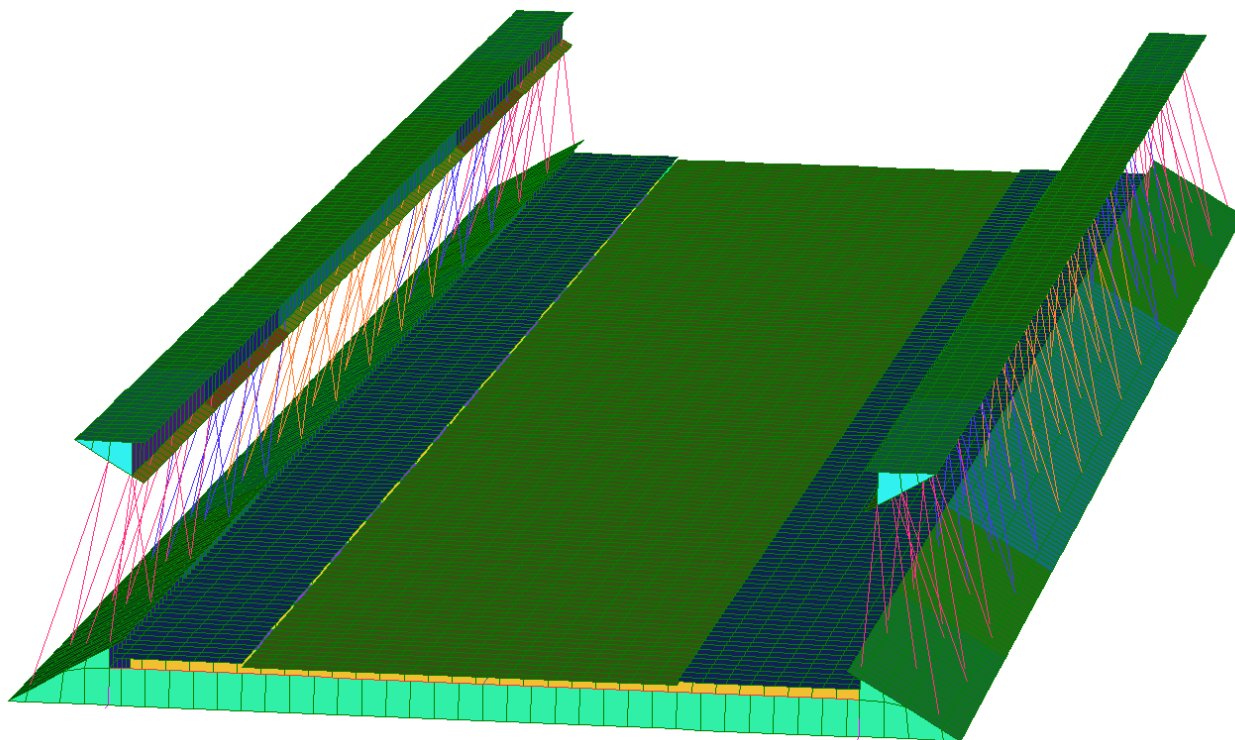


Figura 5-1 Modello tridimensionale monofilare.

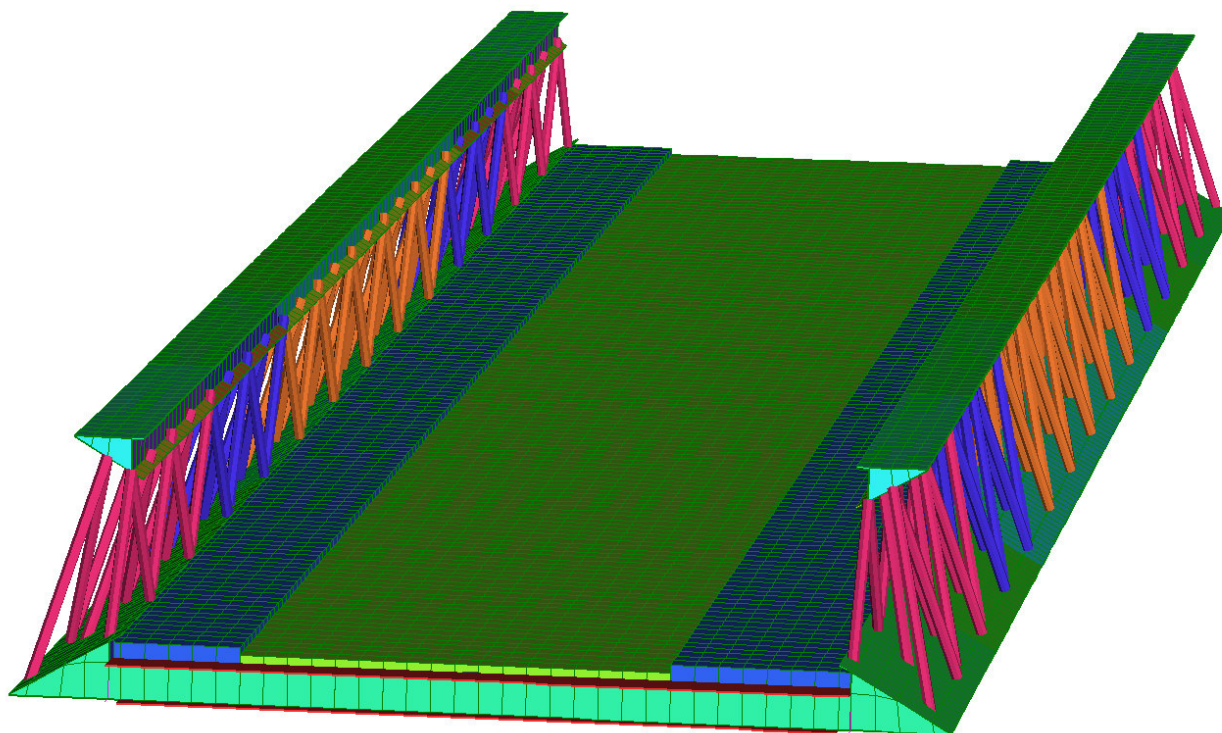


Figura 5-2 Modello tridimensionale con sezione estrusa.

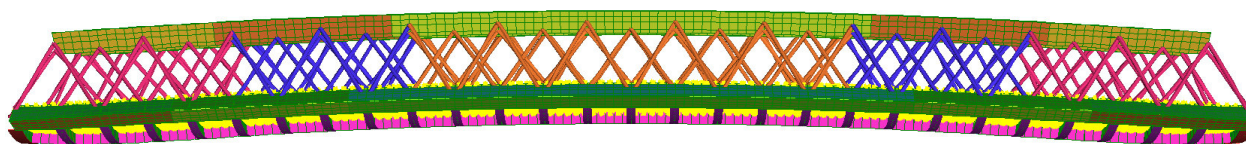


Figura 5-3 Deformata dell'impalcato più soletta sottoposta a ritiro e variazione termica  $dT$ -

### 5.2.2 Modello tridimensionale “tipo beam”

Per valutare la stabilità globale della struttura metallica dell’impalcato, è stata eseguita un’analisi di buckling mediante il software di calcolo Straus7, realizzando un modello tridimensionale agli elementi finiti costituito da elementi beam e shell.

Il modello tridimensionale rappresentante l’intero viadotto, è costituito dai seguenti elementi:

- |                                   |                     |
|-----------------------------------|---------------------|
| ○ piattabande travi longitudinali | elementi tipo beam  |
| ○ trasversi                       | elementi tipo beam  |
| ○ irrigidimenti trasversali       | elementi tipo beam  |
| ○ diagonali                       | elementi tipo beam  |
| ○ soletta                         | elementi tipo shell |
| ○ marciapiede                     | elementi tipo shell |

E’ stato studiato l’intero impalcato ed è stato determinato, tramite l’analisi di buckling, il più piccolo moltiplicatore dei carichi che determina instabilità elastica.

Il calcolo del moltiplicatore dei carichi che determina instabilità è stato condotto con riferimento alla combinazione SLU che massimizza lo sforzo di compressione sul corrente superiore delle travi principali.

I carichi sono stati trattati in maniera del tutto analoga a quanto fatto con il modello shell per la determinazione delle sollecitazioni sugli elementi strutturali.

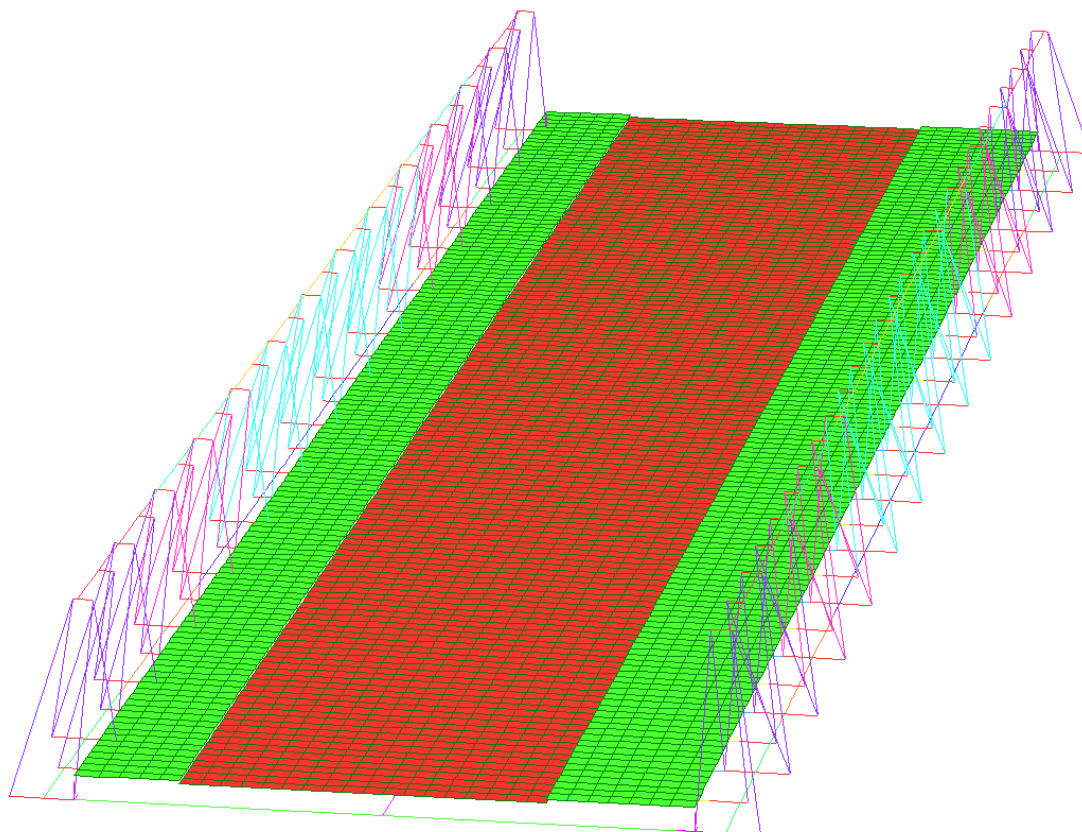


Figura 5-4 Modello tridimensionale monofilare.

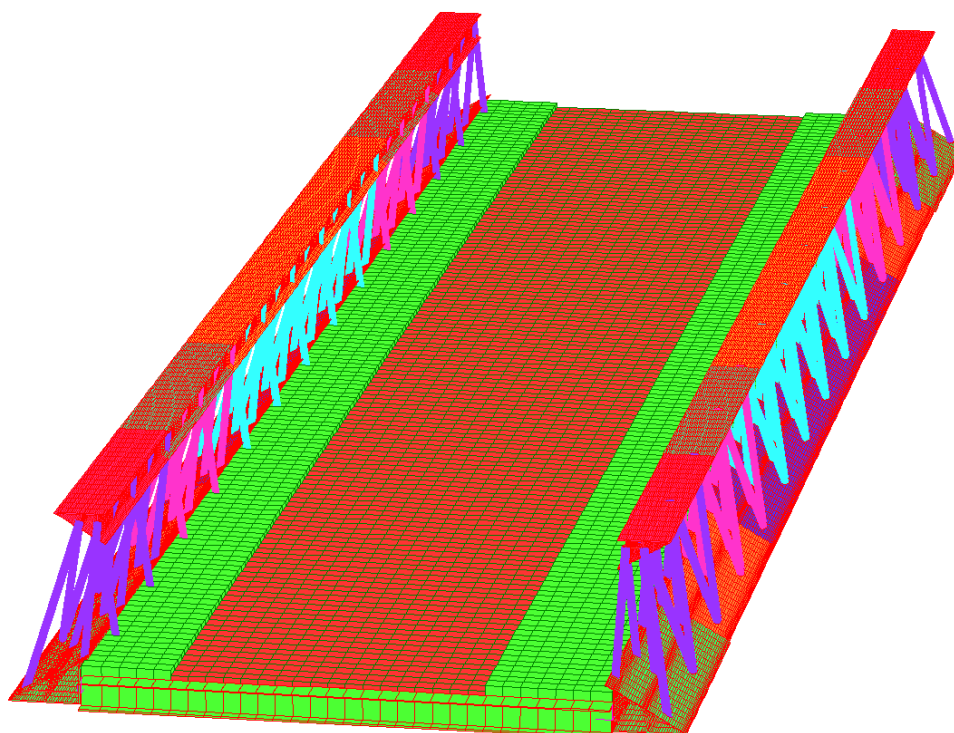


Figura 5-5 Modello tridimensionale con sezione estrusa.

## 5.3 MODELLI DI CALCOLO PER I TRAVERSI

### 5.3.1 Modello tridimensionale “tipo beam”

E' stato utilizzato lo stesso modello tridimensionale descritto precedentemente, utilizzato per l'analisi di buckling globale.

Mediante il modello è stato possibile valutare in che modo i carichi concentrati da traffico si ripartiscono tra i traversi. In particolare è stato valutata la percentuale di carico che viene assorbita dal traverso direttamente caricato dall'asse di normativa, e la percentuale di carico che invece migra sui traversi adiacenti grazie alla capacità di ripartizione dovuta alla rigidità flessionale della soletta.

### 5.3.2 Modello monofilare

Una volta valutato il massimo carico da traffico che grava sul singolo traverso per mezzo del modello 3D, il modello monofilare ha consentito di analizzare il singolo traverso in semplice appoggio e di determinare i diagrammi delle sollecitazioni in differenti configurazioni di eccentricità dei carichi accidentali in modo da massimizzare gli effetti nelle sezioni significative della struttura.

### 5.3.3 Valutazione della ripartizione dei carichi da traffico sui traversi

Per la valutazione dell'effettiva quota parte di carico che grava sui traversi si è utilizzato il modello 3D e si sono confrontati gli effetti del carico tandem da normativa applicato ad un traverso nel modello completo con gli effetti del medesimo carico applicato al traverso singolo estratto dal modello completo.

La ripartizione dei carichi tra i traversi interessa solo i carichi concentrati, pertanto le due condizioni di carico che andranno analizzate sono i concentrati dello schema di carico 1 e il modello da fatica FLM3. I valori e le geometrie dei suddetti modelli di carico sono riportati nel capitolo di analisi dei carichi.



### 5.3.3.1 Valutazioni svolte sul traverso tipico

I valori dei carichi concentrati da traffico dello schema di carico 1 sono stati attribuiti come pressioni normali sull'elemento shell di area pari a 0.25m<sup>2</sup>.

$$Q1=150 \text{ kN}$$

$$Q2=100 \text{ kN}$$

$$A=0.25 \text{ m}^2$$

$$\text{Face Pressure} = 150/(0.25 \cdot 10^3) =$$

$$0.6 \text{ MPa}$$

$$\text{Face Pressure} = 100/(0.25 \cdot 10^3) =$$

$$0.4 \text{ MPa}$$

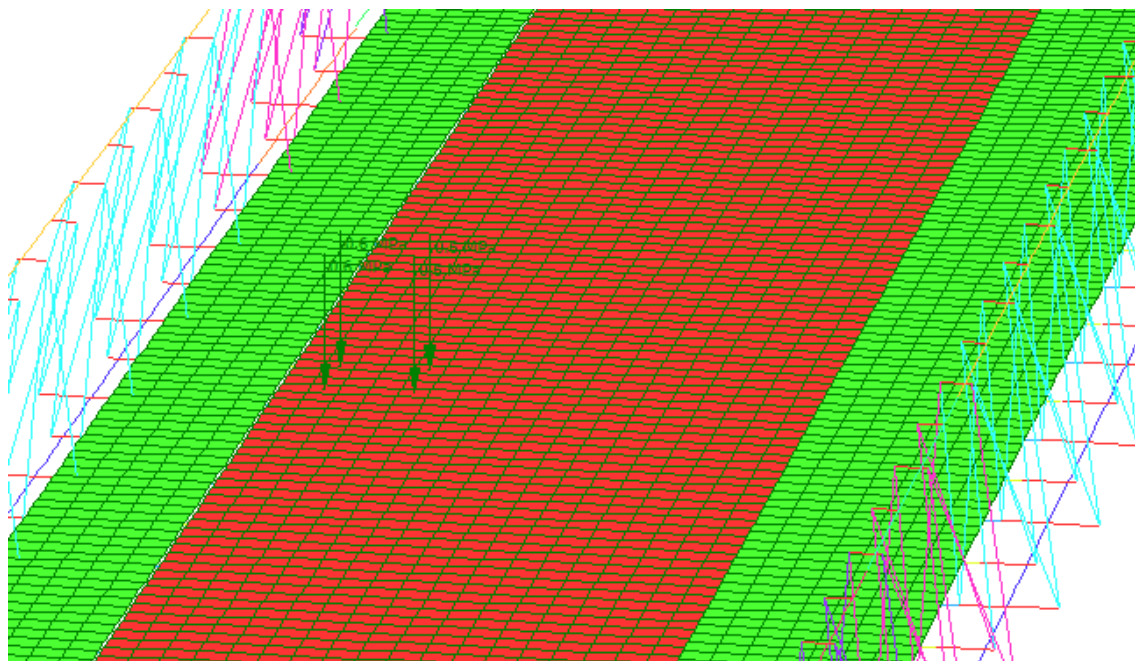


Figura 5-6 Schema di carico 1 – Q1

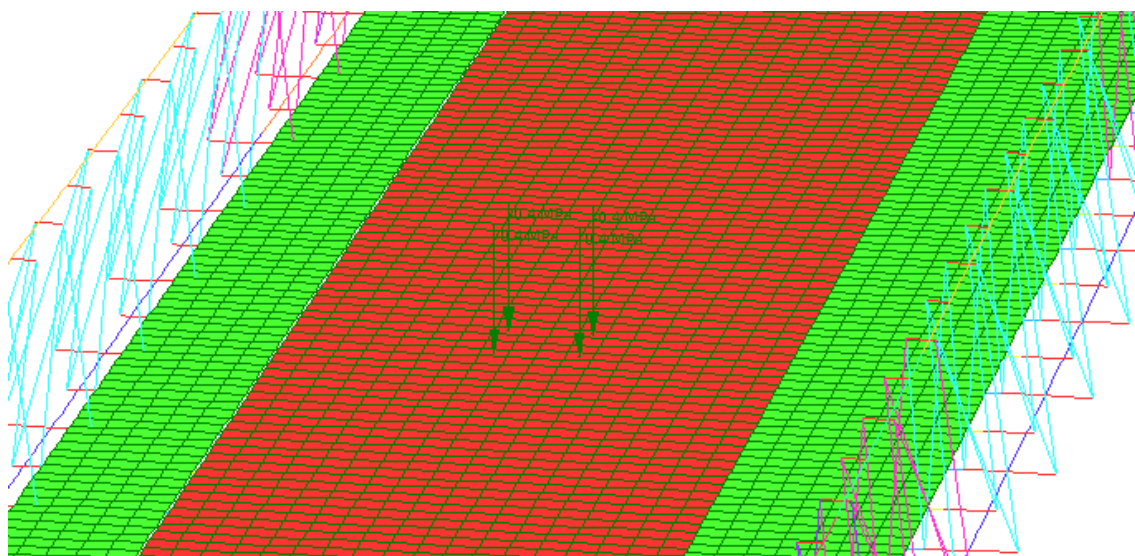


Figura 5-7 Schema di carico 1 – Q2

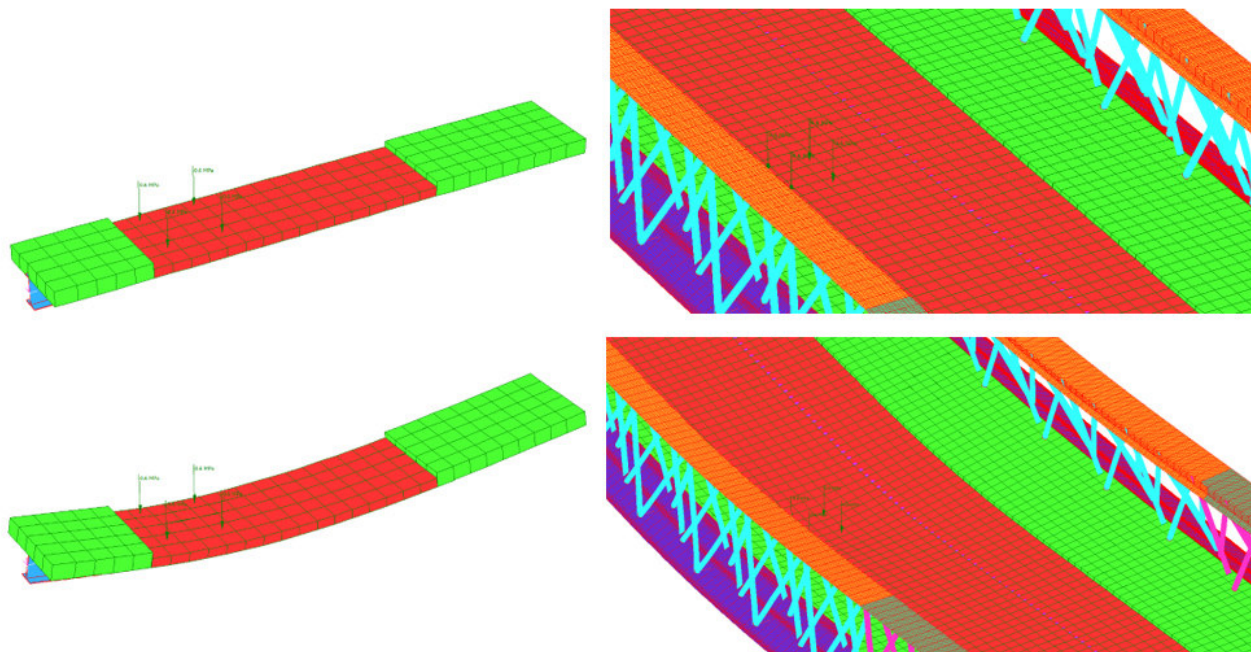
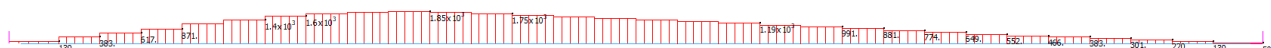


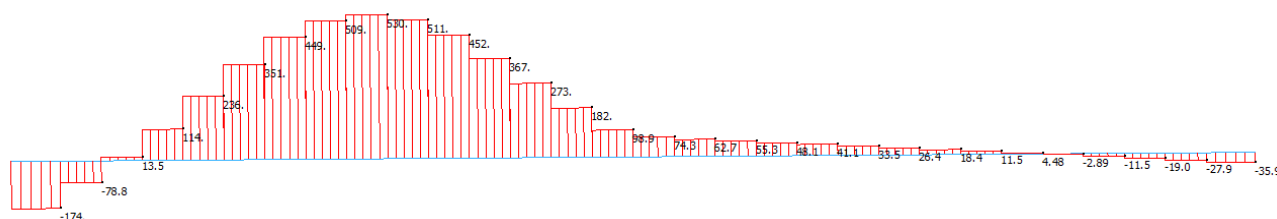
Figura 5-8 Comparazione delle deformate dovute al carico da traffico Q1

Il modello di traverso singolo ed il modello completo sono stati caricati esattamente allo stesso modo in quanto il traverso singolo è "estratto" dal modello 3D e vincolato in semplice appoggio. Si riportano in seguito i diagrammi degli sforzi normali dovuti al carico da traffico Q1 sulla trave metallica collaborante con la soletta.

#### Traverso singolo



#### Traverso nel modello completo

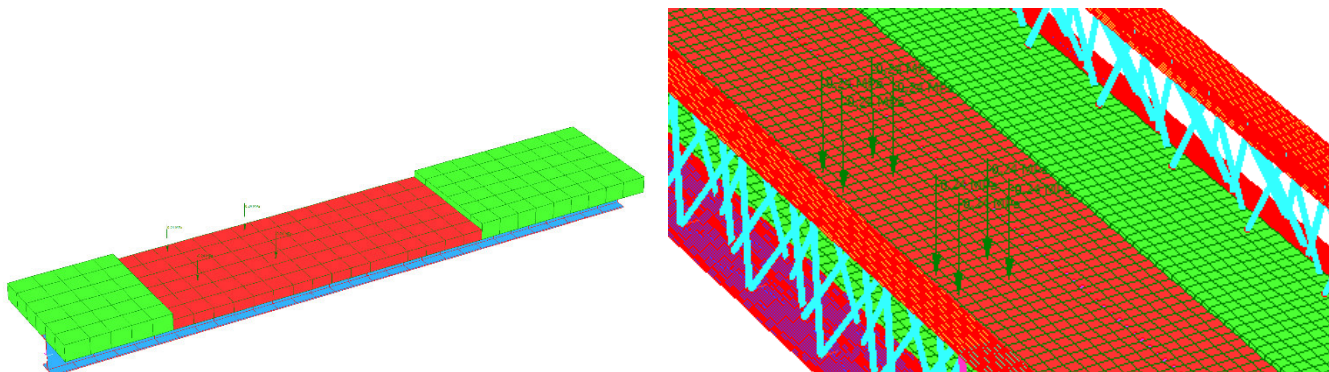


Dal confronto delle sollecitazioni sui due modelli si evince quanto segue:

- lo sforzo assiale sul traverso isolato vale 1750 kN
- lo sforzo assiale nel medesimo punto sul traverso inserito nel modello 3D vale 530kN

Pertanto sul singolo traverso tipico afferrisce il 30.3% del carico tandem.

La medesima analisi è stata svolta anche per lo schema di carico da fatica FLM3 e di seguito riportata

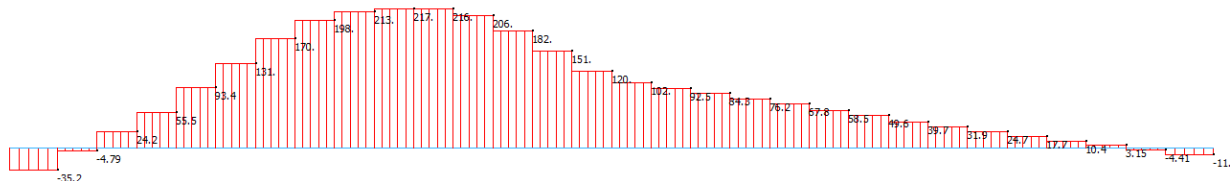


Si riportano in seguito i diagrammi degli sforzi normali dovuti al carico da fatica FLM3.

Traverso singolo



Modello nel modello completo



Comparazione delle sollecitazioni sui traversi trasversi.

Dal confronto delle sollecitazioni sui due modelli si evince quanto segue:

- lo sforzo assiale sul traverso isolato vale 769 kN
- lo sforzo assiale nel medesimo punto sul traverso inserito nel modello 3D vale 206kN

Pertanto sul singolo traverso tipico afferrisce il 26.8% del modello FLM3 (120kN per asse).

### 5.3.3.2 Valutazioni svolte sul traverso di spalla

Lo stesso metodo è stato utilizzato per stabilire la quota parte di sollecitazione agente sul traverso di spalla. Nel seguito si riportano i risultati.

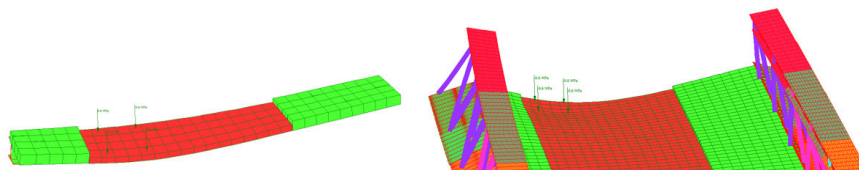
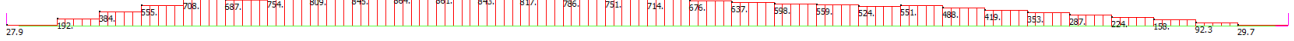


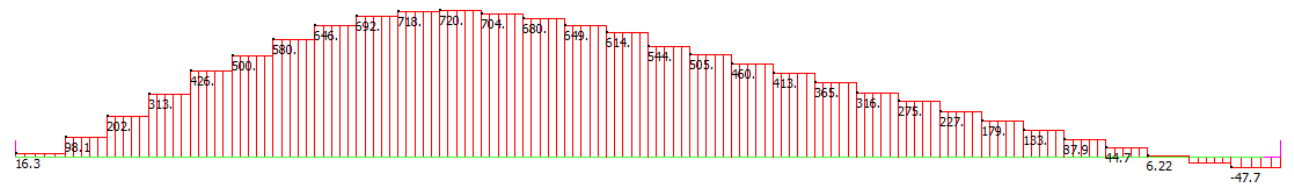
Figura 5-9 Comparazione delle deformate dovute al carico da traffico Q1

Si riportano in seguito i diagrammi degli sforzi normali dovuti al carico da traffico Q1.

Traverso singolo



Traverso nel modello completo

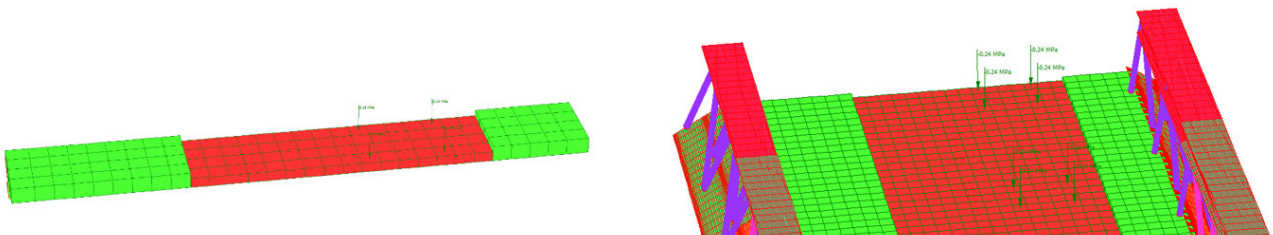


Dal confronto delle sollecitazioni sui due modelli si evince quanto segue:

- o lo sforzo assiale sul traverso isolato vale 864 kN
- o lo sforzo assiale nel medesimo punto sul traverso inserito nel modello 3D vale 718kN

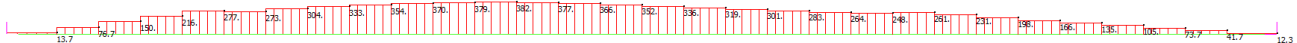
Pertanto sul singolo traverso tipico afferrisce il 83.1% del carico tandem.

Analogamente per il modello da fatica FLM3:

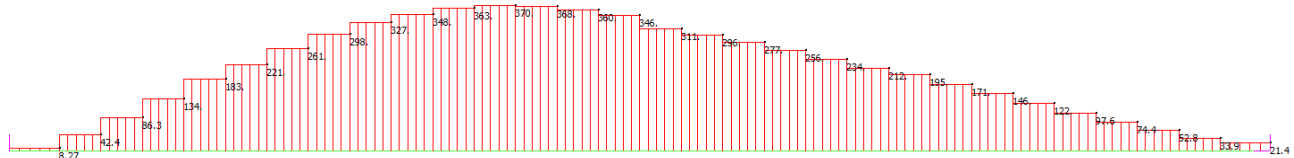


Si riportano in seguito i diagrammi degli sforzi normali dovuti al carico da fatica FLM3.

Traverso singolo



Traverso nel modello completo



Dal confronto delle sollecitazioni sui due modelli si evince quanto segue:

- o lo sforzo assiale sul traverso isolato vale 382 kN
- o lo sforzo assiale nel medesimo punto sul traverso inserito nel modello 3D vale 370kN

Pertanto sul singolo traverso tipico afferrisce il 96.9% del carico FLM3 (120kN per asse).



$$\Phi_{\infty,t0} = 1.89$$

coefficiente di viscosità

$$E_{Ct\infty} = E_{Ct0} / (1 + \Phi_{10,t\infty}) = 11791 \text{ MPa}$$

modulo elastico del calcestruzzo 35/45 a tempo  $\infty$

$$n_0 = E_s / E_{Ct0} = 6.16$$

**assunto 6**

$$n_{\infty} = E_s / E_{Ct\infty} = 17.81$$

**assunto 18**

Il coefficiente di viscosità è stato ottenuto interpolando le tabelle 11.2.VI e 11.2.VII della norma.

I dati assunti per ottenerlo sono i seguenti

Spessore soletta = 0.26 m

Spessore lastra = 0.006 m

Larghezza soletta = 15.20 m

AC = 3.95 m<sup>2</sup>

U = 15.20 m

h0 = 520 mm

RH umidità relativa = 65%

Per tenere in considerazione le fasi costruttive dell'impalcato, che influenzano lo stato tensionale sui traversi, sono state implementate le seguenti fasi di calcolo.

FASE 1: Considera il peso proprio della struttura metallica, delle lastre di acciaio e del getto della soletta che, in questa fase, è ancora inerte. La sezione resistente corrisponde alla sola parte metallica.

FASE 2: Ai successivi carichi permanenti applicati alla struttura (pavimentazione, barriere, ecc.) corrisponde invece una sezione resistente mista acciaio-calcestruzzo. Per tenere in considerazione i fenomeni lenti legati alla viscosità del calcestruzzo che accompagnano questa fase, si adotta nella modellazione un valore del modulo elastico del calcestruzzo effettivo pari a  $E_{Ct\infty} = 11791 \text{ MPa}$ . Questa scelta si traduce, in fase di verifica, nel considerare un valore del coefficiente di omogeneizzazione pari a  $n = 18$ .

Anche gli effetti del ritiro sono da considerarsi lenti in quanto concomitanti con quelli viscosi, e vengono pertanto anch'essi valutati con le caratteristiche di resistenza e rigidezza della sezione nella fase 2.

FASE 3: Corrisponde al transito dei carichi accidentali. Le sollecitazioni nella sezione resistente acciaio-calcestruzzo vengono calcolate considerando il rapporto tra i moduli elastici istantanei dei due materiali  $n = 6$ . Per la classe di resistenza del calcestruzzo adottata, nella modellazione sarà inserito in questa fase un modulo elastico pari a  $E_{Ct0} = 34077 \text{ MPa}$ .

In tale fase si tiene inoltre conto degli effetti dovuti alla variazione termica differenziale giornaliera.

### 5.5.3 Soletta d'impalcato

Le verifiche vengono condotte con riferimento a due fasi distinte.

#### FASE I: PROVVISORIALE

Nella prima fase il getto non è ancora giunto a maturazione, non può quindi essere considerato efficace ai fini della resistenza, in questa fase risultano quindi efficaci le sole armature del traliccio e la lastra in acciaio. Le azioni presenti sono costituite dal peso proprio delle lastre, dal getto e da un sovraccarico accidentale dovuto al personale, ai mezzi d'opera e ad accumuli di conglomerato cementizio.

#### FASE II: DEFINITIVA

Nella seconda fase si fa riferimento alla sezione completa, composta cioè sia dal calcestruzzo e sia dalle armature della lastra tralicciata che quelle inserite in opera. Le sollecitazioni indotte dai carichi, sono ricavate dal modello unifilare per gli effetti locali e dal modello tridimensionale per gli effetti globali.

Per quanto riguarda invece le verifiche allo stato limite ultimo e di esercizio, la verifica è svolta confrontando le resistenze di calcolo della sezione definitiva (completa) e le azioni sollecitanti (permanententi e traffico)

---

determinate dallo schema definitivo (modello unifilare e tridimensionale), opportunamente fattorizzate in base allo stato limite considerato.

Le coazioni legate a ritiro e variazione termica, in accordo con la UNI EN 1992-1-1 paragrafi 2.3.1.2 e 2.3.2.2, sono state tenute in conto allo stato limite di esercizio SLE come incremento di apertura delle fessure. Allo stato limite ultimo SLU, l'azione del ritiro si considera rilassata.

## 6 CRITERI DI CALCOLO

### 6.1 CRITERI DI DEFINIZIONE DELLE AZIONI DI CALCOLO

In ottemperanza al D.M. del 17.01.2018 (Norme tecniche per le costruzioni), i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

I carichi considerati nelle verifiche sono nominati, come suggerito dalla norma, con la nomenclatura di seguito riportata

- g1 Peso proprio degli elementi strutturali
- g2 Peso proprio dei carichi permanenti portati (pavimentazioni, parapetti ecc....)
- g3 Altre azioni permanenti
- ε1 Distorsioni e presollecitazioni di progetto
- ε2 Ritiro e Viscosità
- ε3 Variazioni termiche
- ε4 Cedimenti vincolari
- q1 Carichi variabili da traffico
- q2 Incremento dinamico addizionale in presenza di discontinuità
- q3 Azione longitudinale di frenamento o accelerazione
- q4 Azione centrifuga
- q5 Azioni di Neve e Vento
- q6 Azioni Sismiche
- q7 Resistenze passive dei vincoli
- q8 Urto di veicolo in svio

Le combinazioni di carico sono state determinate in riferimento al par. 5.1.3.14 e 2.5.3 del D.M. 17/01/2018 e di seguito riportate:

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

$$\sum_{i=1}^3 \gamma_{gi} \cdot g_i + \sum_{i=1}^4 \gamma_{\epsilon i} \cdot \epsilon_i + \gamma_Q \cdot q_1 + \sum_{i=2}^7 \gamma_{qi} \cdot \psi_{0i} \cdot q_i$$

- **Combinazione caratteristica** (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili

$$\sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \epsilon_i + q_1 + \sum_{i=2}^7 \psi_{0i} \cdot q_i$$

- **Combinazione frequente** (SLE), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$\sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \epsilon_i + \psi_{11} \cdot q_1 + \sum_{i=2}^7 \psi_{2i} \cdot q_i$$

- **Combinazione quasi permanente** (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$\sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \epsilon_i + \sum_{i=2}^7 \psi_{2i} \cdot q_i$$



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

$$E + \sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i + \sum_{i=2}^7 \psi_{2i} \cdot q_i$$

– **Combinazione eccezionale**, impiegata per gli stati limite ultimi connessi agli urti ed altre azioni eccezionali

$$\sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i + q_{8/9} + \sum_{i=2}^7 \psi_{2i} \cdot q_i$$

Nelle quali:

Le azioni eccezionali connesse agli urti sono prese singolarmente per ogni combinazione. L'azione sismica verticale non è significativa nel dimensionamento dell'impalcato in quanto non contemporanea al traffico.

I coefficienti di combinazione considerati nel calcolo sono di seguito riportati.

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti g <sub>1</sub> e g <sub>3</sub>	favorevoli sfavorevoli	γ <sub>G1</sub> e γ <sub>G3</sub>	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup> g <sub>2</sub>	favorevoli sfavorevoli	γ <sub>G2</sub>	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ <sub>Q</sub>	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	γ <sub>Qi</sub>	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	γ <sub>r1</sub>	0,90 1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 1,00 <sup>(4)</sup>	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	γ <sub>r2</sub> , γ <sub>r3</sub> , γ <sub>r4</sub>	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

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

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

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

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

Tabella 6-1 Tabella dei coefficienti parziali per i ponti.

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\Psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\Psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\Psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Tabella 6-2 Tabella dei coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali.

## 6.2 DEFINIZIONE DELLE RESISTENZE DI CALCOLO

Le resistenze di calcolo adottate per le verifiche strutturali sono definite come segue:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$$

In cui:

$f_d$  : Resistenza di calcolo

$f_k$  : Resistenza caratteristica

$\gamma_m$ : coefficiente parziale del materiale

I coefficienti parziali dei materiali adottati, conformi con le NTC 18 sono riportati nella seguente tabella:

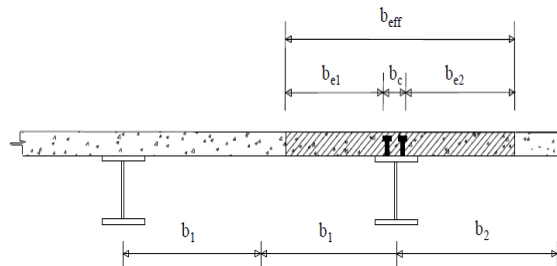
Carpenteria metallica	Resistenza delle sezioni	$\gamma_{M0}$	1.05
	Resistenza all'instabilità	$\gamma_{M1}$	1.1
	Resistenza alla rottura	$\gamma_{M2}$	1.25
	Resistenza dei pioli	$\gamma_v$	1.25
	Resistenza alla fatica	$\gamma_f$	1.35
	Resistenza a scorrimento SLE delle bullonature	$\gamma_{M3}$	1.1
Calcestruzzo e Cemento armato	Resistenza del conglomerato	$\gamma_c$	1.5
	Resistenza dell'armatura	$\gamma_s$	1.15

La resistenza del conglomerato è valutata prendendo in conto il coefficiente riduttivo della resistenza per fenomeni di lunga durata  $\alpha_{cc}=0.85$

### 6.3 SOLETTA COLLABORANTE PER ANALISI STRUTTURALE DEI TRAVERSI

La larghezza collaborante di soletta da considerare per l'analisi del traverso è definita, secondo il punto 4.3.2.3 del D.M. 2018, in funzione dell'interasse delle travi e delle condizioni di vincolamento; La larghezza collaborante afferente al traverso tipico in esame è calcolata come segue:

	Appoggio 1	Campata1	Appoggio 2
<b>b<sub>0</sub> [mm]</b>	200	200	200
<b>b<sub>1</sub> [mm]</b>	1150	1150	1150
<b>b<sub>2</sub> [mm]</b>	1150	1150	1150
<b>Luce [mm]</b>	15200	15200	15200
<b>Ascissa [mm]</b>	0	3800	11400
<b>be1</b>	1150	1150	1150
<b>be2</b>	1150	1150	1150
<b>β1</b>	0,88		0,88
<b>β2</b>	0,88		0,88
<b>b<sub>eff</sub></b>	2224	2500	2224



Per quanto riguarda il traverso di spalla invece la larghezza collaborante è:

	Appoggio 1	Campata1	Appoggio 2
<b>b<sub>0</sub> [mm]</b>	200	200	200
<b>b<sub>1</sub> [mm]</b>	300	300	300
<b>b<sub>2</sub> [mm]</b>	1150	1150	1150
<b>Luce [mm]</b>	15200	15200	15200
<b>Ascissa [mm]</b>	0	3800	11400
<b>be1</b>	300	300	300
<b>be2</b>	1150	1150	1150
<b>β1</b>	1.00		1.00
<b>β2</b>	0.88		0.88
<b>b<sub>eff</sub></b>	1512	1650	1512

## 7 CRITERI DI VERIFICA

### 7.1 TRAVI PRINCIPALI

#### 7.1.1.1 *Classificazione delle sezioni e calcolo delle sezioni efficaci*

Nelle tabelle di verifica esposte nel seguito, sono riportate la classificazione delle sezioni trasversali in accordo con quanto espresso nel D.M.2018, in EN1993 e in EN1994.

Ove le sezioni ricadano in classe 1 o 2 è applicabile la verifica plastica, mentre per le sezioni in classe 3 si effettua la verifica di resistenza della sezione facendo riferimento allo stato limite elastico della sezione completa. Qualora la sezione venga classificata in classe 4 la verifica di resistenza della sezione fa riferimento allo stato limite elastico della sezione efficace.

Si osserva tuttavia che per studiare adeguatamente le sezioni di geometria atipica presenti sulle travi principali dell'impalcato, si farà riferimento allo stato limite elastico a prescindere dalla classificazione delle sezioni.

#### 7.1.1.2 *S.L.U. – Resistenza delle membrature*

La verifica viene condotta sulle sezioni metalliche più significative ignorando il contributo della soletta considerata fessurata (quindi non reagente), ad evidente favore di sicurezza per il dimensionamento dell'elemento in acciaio, con riferimento alle tensioni di Von Mises valutate sotto la combinazione fondamentale SLU.

Dovrà aversi quindi:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \sigma_{x,Ed} + 3 \tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2$$

dove:

$\sigma_{x,Ed}$  è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;

$\sigma_{z,Ed}$  è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;

$\tau_{Ed}$  è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura.

$\gamma_{M0} = 1.05$  è il coefficiente da applicare al materiale in condizioni SLU secondo il DM del 17 gennaio 2018.

#### 7.1.1.3 *S.L.E. - Limitazione delle tensioni*

La verifica, con riferimento alle tensioni di Von Mises valutate sotto la combinazione fondamentale S.L.E. rara, richiede che sia rispettata la limitazione:

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

dove:

$\sigma_{x,Ed}$  è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;

$\sigma_{z,Ed}$  è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;

$\tau_{Ed}$  è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura.

$\gamma_{m,ser} = 1.0$  è il coefficiente da applicare al materiale in condizioni di esercizio.

Tuttavia, in accordo con quanto espresso al paragrafo 7.1.1, essendo tutte le verifiche SLU effettuate nei riguardi dello stato limite elastico delle sezioni, il controllo sulla limitazione delle tensioni allo SLE risulta implicitamente soddisfatto e quindi sulle travi principali verrà omesso.

#### 7.1.1.4 **S.L.U. - Verifiche di stabilità**

La valutazione nei confronti del buckling locale e globale viene affrontato mediante le metodologie contenute in EN 1993.

Le verifiche degli elementi strutturali vengono condotte a due livelli:

A livello locale, si effettua la verifica di stabilità a carico di punta degli elementi compressi e, quando significativa, la verifica a instabilità flesso-torsionale degli elementi inflessi.

A livello globale, si effettua la verifica di stabilità fuori dal piano del corrente compresso delle travi principali mediante analisi di buckling con riferimento alle combinazioni di carico SLU.

Per lo studio del comportamento globale della struttura può essere sufficiente condurre un'analisi che adotti la teoria del primo ordine (ossia imponga l'equilibrio sulla configurazione iniziale in deformata).

Per verificare, quindi, la stabilità a livello globale, è stata condotta un'analisi di buckling sulla base degli scenari di carico che, opportunamente incrementati, portano a causare i più significativi fenomeni di instabilità elastica globale, e si è verificato se, nei vari casi, il più piccolo moltiplicatore dei carichi  $\lambda_{cr}$  che conduce all'instabilità soddisfacesse o meno il criterio:

$$\lambda_{cr} \geq 10$$

L'analisi di buckling globale dell'intero impalcato è stata effettuata impiegando il modello descritto al capitolo 5.2.2.

Lo scenario di carico che risulta maggiormente significativo ai fini dell'instabilità globale è quello in grado di fornire le massime azioni di compressione sui correnti superiori.

#### 7.1.1.5 **S.L.U. – Verifica connessioni trave soletta**

Le verifiche dei pioli sono state condotte in accordo con le NTC-18, § 4.3.4.3.1, nelle quali si verifica che, per lo stato limite ultimo, la resistenza di calcolo a taglio di un piolo dotato di testa, saldato in modo automatico, con collare di saldatura normale, posto in una soletta di calcestruzzo piena può essere assunta pari al minore dei seguenti valori:

Dove:

$\gamma_V$  è il fattore parziale definito al § 4.3.3.

$f_t$  è la resistenza a rottura dell'acciaio del piolo (comunque  $f_t \leq MPa$ ),

$f_{ck}$  è la resistenza cilindrica del calcestruzzo della soletta,

$d$  è il diametro del piolo, compreso tra 16 e 25 mm;

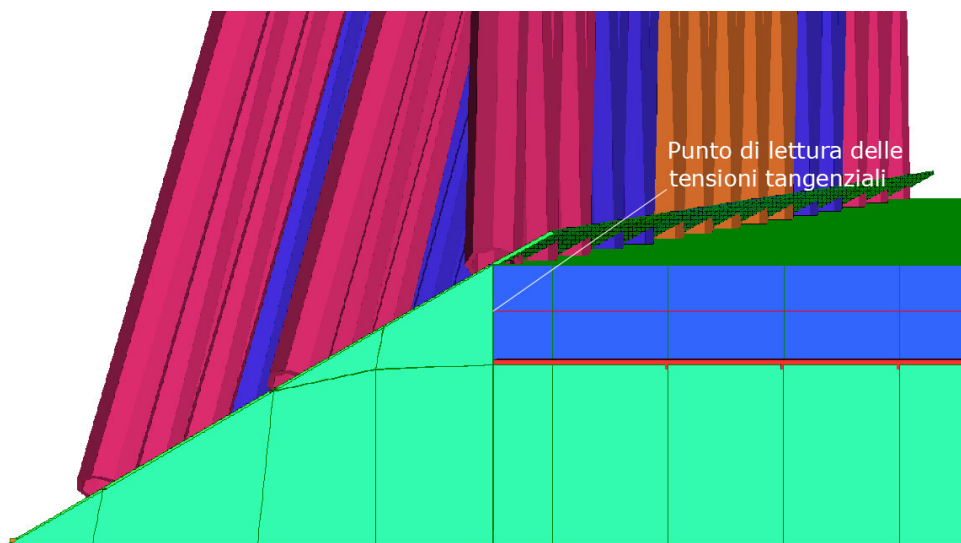
$h_{sc}$  è l'altezza del piolo dopo la saldatura, non minore di 3 volte il diametro del gambo del piolo;

Tale resistenza di calcolo  $PR_d$  deve risultare maggiore della forza di taglio sollecitante il singolo piolo.

Tramite il modello di calcolo tridimensionale dell'impalcato descritto al capitolo 5.2.1, si sono letti gli sforzi tangenziali tra soletta e corrente inferiore della trave reticolare.

Tali sforzi sono stati utilizzati per per il dimensionamento dei pioli.

Nella figura che segue è rappresentato un dettaglio del punto di lettura delle azioni scorrimento tra struttura metallica e soletta.



## 7.2 TRAVERSI

### 7.2.1.1 *Classificazione delle sezioni e calcolo delle sezioni efficaci*

Nelle tabelle di verifica esposte nel seguito, sono riportate la classificazione delle sezioni trasversali in accordo con quanto espresso nel D.M.2018, in EN1993 e in EN1994.

Ove le sezioni ricadano in classe 1 o 2 è applicabile la verifica plastica, mentre per le sezioni in classe 3 si effettua la verifica di resistenza della sezione facendo riferimento allo stato limite elastico della sezione completa. Qualora la sezione venga classificata in classe 4 la verifica di resistenza della sezione fa riferimento allo stato limite elastico della sezione efficace.

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono state svolte in accordo con le NTC-18 cap 4.2, 4.3 e relative istruzioni nonché con quanto contenuto nei seguenti eurocodici:

EN 1993-1-1, EN1993-1-5, EN 1993-2, EN1994-1-1, EN 1994-2.

Nell'ambito dei vari stati limite considerati si effettuano, a livello sezionale, le seguenti verifiche:

- Verifiche di resistenza flessionale SLU della trave composta
  - Verifica Plastica (quando applicabile)
  - Verifica tensionale (quando non applicabile la verifica plastica)
- Verifica di resistenza al taglio SLU
  - Verifica Plastica
  - Shear Buckling
  - Controllo interazione Taglio-Flessione
- Verifiche di controllo tensionale SLE
- Verifica delle connessioni trave-soletta (piolature) SLU e SLE
- Stabilità dei pannelli d'anima in esercizio (web breathing)

Il complesso delle precedenti verifiche viene effettuato in automatico dal programma "Ponti EC4" per tutte le sezioni significative del ponte. Nel seguito vengono esposte in dettaglio i criteri di verifica adottati.

### 7.2.1.2 S.L.U. - Resistenza delle sezioni

Le verifiche di resistenza delle sezioni allo S.L.U. viene effettuata attraverso i seguenti passaggi:

#### - Preclassificazione della sezione

Effettuata sulla base delle caratteristiche geometriche dei singoli sotto componenti

#### - Analisi plastica

Tracciamento dei domini di resistenza della sezione  $N/M_{rd}$  ed  $N/M_{f,rd}$  (quest'ultimo è il dominio della sezione privata dell'anima)

#### - Classificazione effettiva della sezione

Effettuata sulla base dell'effettivo valore di  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$  per la combinazione in esame

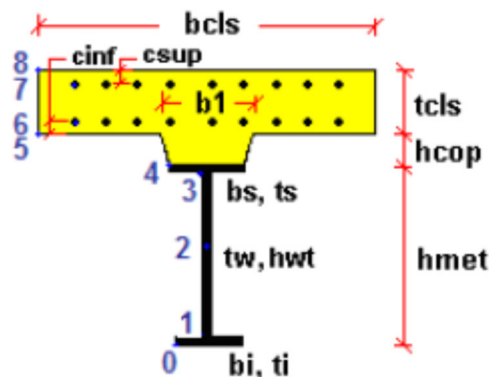
#### - Verifica plastica a pressoflessione (sezioni cl. 1 e 2):

Valutazione del massimo rapporto di sfruttamento plastico  $\eta_1$ ; effettuata con riferimento a  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$  agenti isolatamente, e per effetto combinato.

#### - Verifica elastica a pressoflessione (sezioni cl. 3-4)

valutazione del massimo rapporto di sfruttamento elastico  $\eta_1$ , effettuata rispettivamente per le sezioni in classe 3 e 4 con riferimento alle caratteristiche geometriche lorde/efficaci. Le caratteristiche geometriche efficaci vengono dedotte in maniera iterativa, tenendo conto delle flessioni parassite che nascono per effetto dell'eccentricità assunta dall'azione assiale di progetto causata dallo "shift" progressivo dell'asse neutro.

Le tensioni vengono valutate in corrispondenza delle 8 fibre indicate nello schema seguente.



Nell'ambito del calcolo tensionale, la soletta viene considerata fessurata (non reagente) all'atto dell'annullamento della tensione di compressione valutata in corrispondenza della fibra media. Contestualmente all'annullamento della soletta, si annullano anche le sollecitazioni da ritiro primario.

#### - Verifica a taglio - sezioni non soggette a "shear buckling"

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

#### - Verifica a taglio - sezioni suscettibili a "shear buckling"

per sezioni soggette a "shear buckling" viene valutato il coefficiente di riduzione  $\chi_w$ , e successivamente valutato il taglio resistente  $V_{b,Rd}$  come somma dei contributo resistenti dell'anima  $V_{bw,Rd}$  e, se applicabile, delle flange  $V_{bf,Rd}$ , secondo la procedura indicata nell' EN1993-1-5.

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

Si adotta univocamente, per tutte le classi di sezione, l'approccio proposto da EN 1993-1-5, cap. 7.1, che consiste nella valutazione di un rapporto di sfruttamento modificato in funzione dei singoli rapporti di

sfruttamento valutati per pressoflessione e taglio agenti separatamente. L'adozione di questa formulazione risulta a rigore solo leggermente più cautelativa di quella riservata alle sezioni di classe 1 e 2, per le quali l'interazione N-M-V si risolverebbe con la deduzione di un rapporto di sfruttamento elastico per tensioni normali valutato con riferimento ad una anima opportunamente ridotta per tenere conto dell'influenza del taglio (cfr. EN 1994-2 cap. 6.2.2.4.(2)).

Un'ulteriore ipotesi cautelativa, riservata alla verifica di sezioni in classe 3 e 4, è l'utilizzo sistematico del rapporto di sfruttamento elastico  $\eta_1$  in luogo di quello plastico  $\bar{\eta}_1$ , indipendentemente dall'andamento delle tensioni lungo l'anima (a rigore la EN 1993-1-5, cap. 7.1.(4) e (5) prevede tale accortezza solo qualora l'anima risulta interamente in compressione). Inoltre in EN 1993-1-5 7.1 (2) è indicato che la verifica deve essere effettuata a distanza maggiore di  $h_w/2$  dalla sezione di appoggio.

Come già evidenziato relativamente al calcolo del contributo resistente a taglio delle flange, le resistenze plastiche della sezione completa e della sezione privata dell'anima sono rilevate direttamente dai rispettivi domini di interazione, per cui:

$$M_{pl,Rd} = M_{pl(N),Rd} \quad (\text{sezione intera})$$

$$M_{f,Rd} = M_{f(N),Rd} \quad (\text{sezione costituita dalle sole flange})$$

Si rileva che la disequaglianza associata alla formula di interazione presentata poco sopra, evidenzia implicitamente che la formula non è applicabile (non vi è interazione) qualora il momento di progetto sia minore di quello sopportabile dalle sole flange.

Per sezioni in classe 3 e 4, il momento di progetto  $M_{Ed}$  viene valutato sulla base degli stress cumulati nella fibra più sollecitata ( $M_{Ed,eq} = \max | W_{xi} * \sum \sigma_{x,i} |$ ).

### 7.2.1.3 S.L.E. - Limitazione delle tensioni

La verifica viene condotta puntualmente, sulla sezione omogenizzata, con riferimento alle tensioni di Von Mises valutate sotto la combinazione fondamentale S.L.E. rara.

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

dove:

$\sigma_{x,Ed}$  è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;

$\sigma_{z,Ed}$  è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;

$\tau_{Ed}$  è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura.

$\gamma_{m,ser} = 1.0$  è il coefficiente da applicare al materiale in condizioni di esercizio secondo le EN 1993-2 e EN 1994-2.

I punti di verifica in cui sono valutate le tensioni sono sempre gli stessi della figura precedente.

### 7.2.1.4 S.L.E. - Web breathing

La verifica è volta alla limitazione della snellezza dei singoli pannelli e sotto pannelli d'anima.

I criteri di verifica sono contenuti nelle istruzioni a NTC-18, cap. 4.2.4.1.3.4, che rimandano a EN 1993.2, cap. 7.4.

Tra i metodi proposti, si sceglie quello più rigoroso, comprendente la verifica diretta della stabilità dei sottopannelli. Tale metodo consiste nel confronto del quadro tensionale indotto dalla combinazione S.L.E. frequente e rappresentato da  $\sigma_{x,Ed,ser}$  e  $\tau_{xy,Ed,ser}$ , con le tensioni normali e tangenziali critiche del pannello. Si applica pertanto la relazione (cfr.1993-2 cap. 7.4.(3)):



$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma}\sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1.1 \cdot \tau_{x,Ed,ser}}{k_{\tau}\sigma_E}\right)^2} \leq 1.1$$

In cui:

$\sigma_E$  è la tensione normale critica viene valutata a partire da quella Euleriana, tenendo conto della eventuale sovrapposizione dei fenomeni di instabilità di piastra e di colonna tramite il coefficiente  $\xi$ , seguendo i criteri contenuti in EN 1993-1-5 - 4.5.4.(1).

$k_{\sigma}, k_{\tau}$  sono i coefficienti di imbozzamento per tensioni normali e per taglio, funzione della geometria e dello stato di sforzo del pannello.

La verifica viene effettuata in automatico dal programma Ponti EC4, sulla base delle combinazioni S.L.E. frequenti elaborate per tutte le sezioni di verifica.

### 7.2.1.5 S.L.U. e S.L.E. - Verifica connessioni trave soletta

Le piolature adottate sono tutte a completo ripristino di resistenza. I dettagli adottati per la connessione trave-soletta sono conformi alle NTC-18 paragrafo 4.3.4.1.2 e C.4.3.4 delle relative istruzioni.

Il ciclo di verifica delle piolature comprende i seguenti passi:

#### - Verifica tensionale elastica SLU e SLE

La verifica tensionale elastica viene condotta mediante la deduzione del massimo scorrimento "elastico" a taglio sul singolo piolo secondo la condizione di carico analizzata (SLU o SLE). Lo scorrimento unitario è calcolato come segue:

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

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

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

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

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

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

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

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

La verifica sarà quindi condotta come segue:

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

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

$K_s$  è un coefficiente riduttivo per lo S.L.E. assunto pari a 0.6

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

Tale approccio risulta ovviamente sempre valido per lo SLE mentre allo SLU solamente per le sezioni che non attingono alle proprie risorse plastiche.

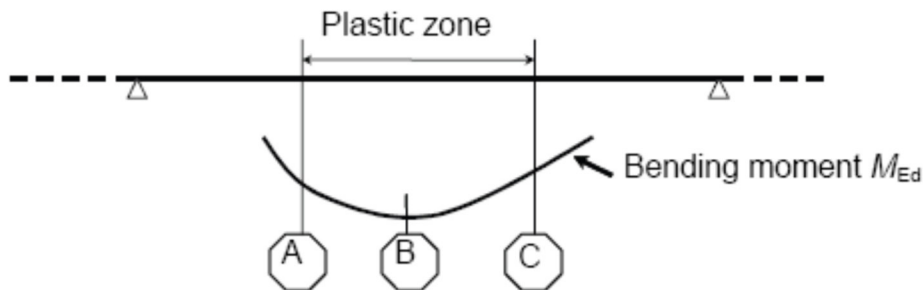
Per sezioni di classe 1 e 2, qualora il rapporto di sfruttamento elastico ( $\eta_1$ ) risulti maggiore di 1, non risulta più valido l'approccio di calcolo dello scorrimento ( $v = VS/J$ ), ed è quindi necessario tenere conto in maniera non lineare della relazione tra azione tagliante scorrimento mediante l'approccio non lineare indicato al punto seguente.

**- Verifica plastica S.L.U. (obbligatorio per sezioni con  $\eta_1 > 1$ )**

Se è presente una zona plasticizzata in campata non è sufficiente calcolare i pioli con il flusso elastico. In tale condizione si ha infatti che il legame fra il taglio per unità di lunghezza, le forze interne della soletta ed il momento flettente non è più lineare (EN 1994-2 cap. 6.6.2.2).

Il calcolo delle piolature sarà quindi effettuato secondo la procedura di seguito illustrata:

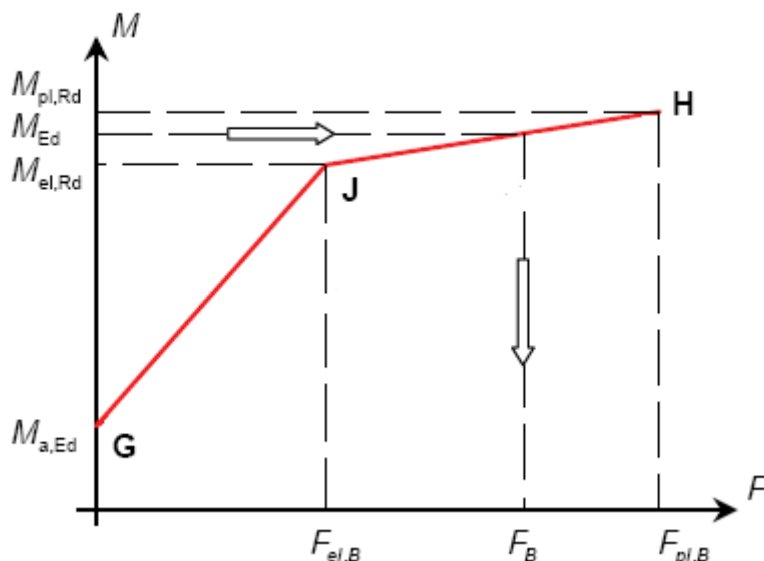
1) Si individua la zona plastica, schematicamente rappresentata nella figura seguente, in cui B è la sezione più sollecitata ed A è la prima sezione in cui la tensione nelle fibre tese e/o compresse è pari alla tensione di snervamento:



La verifica è di tipo "globale", e comprende la valutazione dello scorrimento in maniera diretta, mediante considerazioni di equilibrio dei conci di soletta compresi tra gli estremi ed il punto di minimo momento (conci di soletta compresi tra A e B e conci di soletta compresi tra B e C).

L'azione assiale insistente ai confini della zona plastica (punti A / B) è pari all'integrale delle tensioni rilevate lungo la soletta in calcestruzzo e valutata secondo i criteri contenuti in EN 1994-2 cap. 6.2.1.4.(6).

2) Si schematizza il diagramma di interazione M-N nella sezione B con la bilatera G-J-H riportata nella figura seguente.



Si indica con:

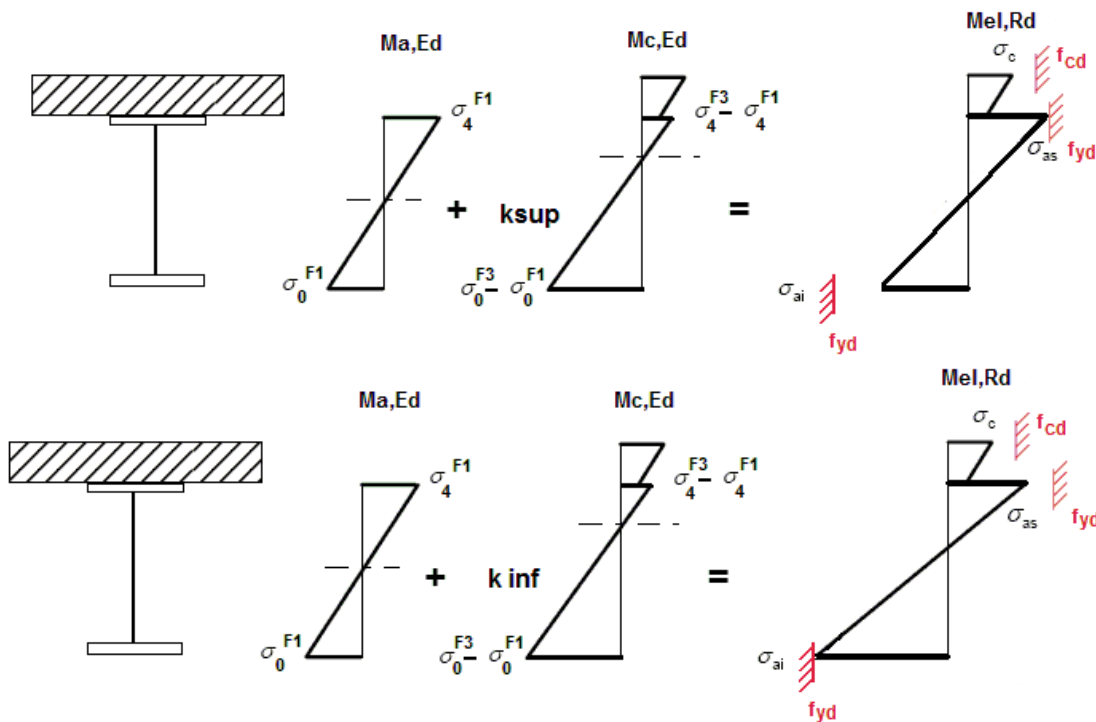
- $M_{a,Ed}$  momento flettente agente sulla sola trave metallica
- $M_{el,Rd}$  momento flettente elastico
- $M_{Ed}$  momento flettente di progetto
- $M_{pl,Rd}$  momento plastico della sezione
- $F_{el,B}$  azione assiale agente nella soletta, al raggiungimento del momento elastico ( $N_B$ )

Il diagramma è caratterizzato dai seguenti punti notevoli:

- G punto corrispondente al momento flettente della trave in fase 1
- H punto che individua il raggiungimento dello stato plastico della sezione, caratterizzato da  $M_{pl,Rd}$  ed  $F_{pl,B}$  (azione assiale plastica in soletta).
- J punto corrispondente allo snervamento del prima fibra della sezione, caratterizzato da  $M_{el,Rd}$  ed  $F_{El,B}$  (risultante tensioni in soletta sotto l'azione di  $M_{el,Rd}$ ).

L'effettiva azione assiale  $F_B$  insistente in soletta nel reale stato della sezione è rappresentato dalla linea verticale che interseca la retta JH all'ordinata corrispondente al momento di progetto  $M_{Ed}$ .

3) Per il calcolo di  $M_{el,Rd}$  ed  $F_{el,B}$  si utilizza uno dei due schemi di calcolo riportati nelle figure sottostanti, a seconda che la tensione di snervamento sia stata superata nella fibra inferiore oppure in quella superiore.



Quando la sezione è plasticizzata il coefficiente  $k$  risulta compreso fra 0 ed 1, e rappresenta il coefficiente moltiplicativo che riporta il diagramma di tensioni in fase 3 ad un diagramma al limite elastico secondo la seguente procedura:

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + k M_{c,Ed}$$

- $M_{c,Ed}$  momento flettente agente sulla sezione composta
- $M_{a,Ed}$  momento flettente agente sulla sola trave metallica
- $M_{el,Rd}$  momento flettente elastico

$$k = \frac{f_{yd} - \sigma_{if1}}{\Delta\sigma_i}$$

$\sigma_{if1}$  = tensione alla fibra "i" della sezione in fase 1

$\Delta\sigma_i$  = variazione di tensione alla fibra "i" tra la fase 3 e la fase 1

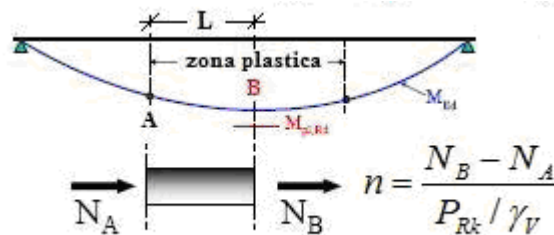
dove  $i = 1$  o  $4$  (lembo inferiore/superiore trave metallica)

Noto  $k$  è immediato valutare  $M_{el,Ed}$  e la corrispondente azione assiale di soletta, tramite integrazione delle tensioni:

$$N_{el,Ed} = k \times (\sigma_5 + \sigma_8) / 2 \times A_{soletta}$$

Essendo  $\sigma_5$  e  $\sigma_8$  le tensioni normali nella soletta in fase 3, calcolate a partire da  $M_{el,Ed}$ .

Il numero di pioli necessario nella zona plastica è infine calcolabile, con riferimento allo schema ed alla formula seguente.



**- Verifica concentrazione scorrimenti per effetto del ritiro e della variazione termica nelle zone di estremità trave**

L'ammontare delle azioni di scorrimento per ritiro e variazione termica nelle zone di coda viene calcolato a partire dall'azione assiale indotta dalle relative deformazioni impresse nella soletta (ritiro e  $\Delta T$ ), assumendo una distribuzione costante del flusso per una lunghezza di trave assunta pari alla larghezza di soletta efficace ( $b_{eff}$ ).

$$V_{L,ED,max} = \frac{V_{L,ED}}{b_{eff}}$$

$$n_{pioli} = \frac{V_{L,ED,max}}{P_{RD}}$$

$n$  pioli è il numero di pioli da inserire per una lunghezza  $b_{eff}$  a partire dalla testata della trave.

**7.3 S.L.F. - VERIFICHE A FATICA**

Le verifiche a fatica sono state condotte con gli stessi criteri sia per le travi principali che per i traversi.

Le verifiche a fatica vengono effettuate con l'impiego del metodo dei coefficienti  $\lambda$ , associato all'impiego del veicolo a fatica FLM3 (istruzioni NTC-18, cap. 4.2.4.1.4, ovvero EN 1993-2 cap9).

In sintesi, il metodo consente di valutare l'oscillazione di sforzo in un dato dettaglio strutturale sulla base del transito di uno specifico modello di carico (FLM3). L'azione oscillante del singolo automezzo, opportunamente calibrata mediante l'applicazione dei fattori equivalenti di danno, fornisce l'impatto del traffico reale sul dettaglio considerato.

Si ha pertanto:

$\Delta\sigma_p = | \sigma_{p,max} - \sigma_{p,min} |$  escursione tensionale, valutata in combinazione di progetto a fatica.

$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda \Phi_2 \Delta\sigma_p$  ampiezza equivalente allo spettro di danneggiamento per 0.5e6 cicli

con:

$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4$  fattore equivalente di danno

$\Phi_2$  fattore di amplificazione dinamica (impatto)

Verifica a fatica:

$$\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2} \leq \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$$

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

$$\gamma_{Ff} = 1$$

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

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

### 7.3.1.1 Coefficienti $\lambda$

Il valore dei coefficienti  $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3, \lambda_4$  viene determinato secondo quanto previsto in EN 1993-2 cap. 9 e EN 1994-2 § 6.8.6.2. Per l'individuazione delle caratteristiche distintive la tipologia di traffico ed il modello di carico, si fa riferimento alla tabella seguente, tratta da NTC-18 § 5.1.4.3. La strada ospitata dalla struttura in esame viene assunta di categoria 2.

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

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

#### - Coefficiente $\lambda_1$

Il coefficiente  $\lambda_1$  dipende dalla lunghezza e tipologia della linea di influenza.

Per la verifica dei dettagli di carpenteria (connettori esclusi), è dedotto dai grafici di seguito riportati, rispettivamente per la zona di centro campata e per la zona in prossimità degli appoggi interni, con riferimento alla luce L calcolata secondo lo schema di cui alla EN 1993-2 cap. 9.5.2.(2).

$\lambda_1$ , 9.5.2 (2) EN 1993-2, 2006(E)

			Bending moment	Shear force
at midspan		2.55 – 0.7 (L-10) / 70	L = length of span under consideration	L = 0.4 * span under consideration
at support	L < 30 m	2.00 – 0.3 (L-10) / 20	L = the mean of two adjacent spans	L = length of span under consideration
	L ≥ 30 m	1.70 + 0.5 (L-30) / 50		

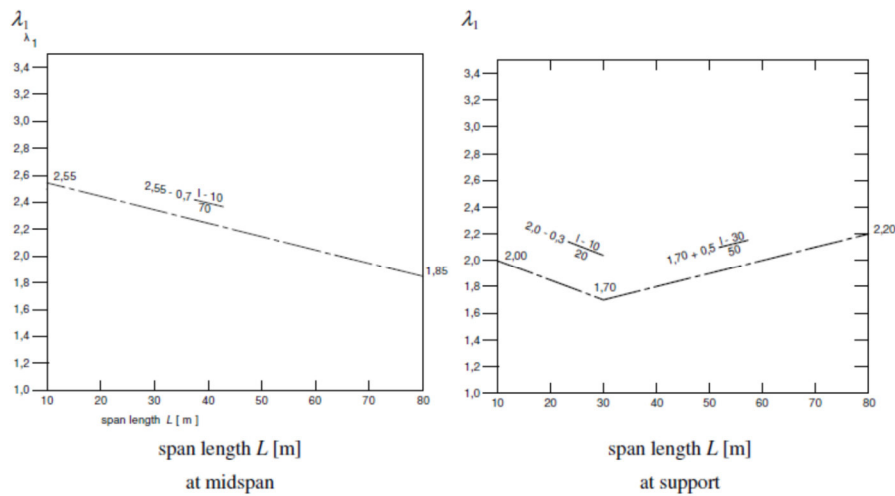


Figure 9.5:  $\lambda_1$  for moments for road bridges

Per la verifica del sistema di connessione (pioli), con riferimento a EN 1994-2, cap. 6.8.6.2(4), si ha invece (valore valido per tutte le sezioni):

$$\lambda_1 = \lambda_{v1} = 1.55$$

- **Coefficiente  $\lambda_2$**

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

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

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

Con:

$N_{Obs} = 0.5e6$                       flusso medio veicoli pesanti/anno (strada cat 2 - cfr. tab. prec.)

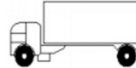
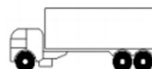


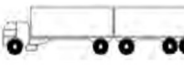
$N_0 = 0.5e6$                          flusso di riferimento

$Q_{m1}$     peso medio dei veicoli, dedotto secondo la composizione di traffico dei veicoli frequenti per la tipologia di strada considerata, e valutato secondo la seguente relazione:

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

Per i valori di  $Q_i$  e  $n_i$  si adotta la tabella 4.7 di EN 1991-2 cap. 4.6.5.(1), equivalente alla tabella contenuta in NTC-18 cap. 5, e di seguito riportata.

Tab. 5.1.VIII - Modello di carico di fatica 4 - veicoli equivalenti

Sagoma del veicolo	Tipo di pneumatico (Tab.5.1-IX)	Interassi [m]	Valori equivalenti dei carichi asse [kN]	COMPOSIZIONE DEL TRAFFICO		
				Lunga percorrenza	Media percorrenza	Traffico locale
	A B	4,50	70 130	20,0	40,0	80,0
	A B B	4,20 1,30	70 120 120	5,0	10,0	5,0
	A B C C C	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90 90	50,0	30,0	5,0
	A B B B	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	15,0	15,0	5,0
	A B C C C	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	10,0	5,0	5,0

Calcolo

$$\lambda_2 = \frac{Q_{ml}}{Q_0} \left( \frac{N_{Obs}}{N_0} \right)^{1/5} \quad Q_{ml} = \left( \frac{\sum n_i Q_i^5}{\sum n_i} \right)^{1/5}$$

$$\lambda_{v2} = \frac{Q_{ml}}{Q_0} \left( \frac{N_{Obs}}{N_0} \right)^{1/8} \quad Q_{ml} = \left( \frac{\sum n_i Q_i^8}{\sum n_i} \right)^{1/8}$$

$\lambda_2 = 0.848$        $\lambda_{v2} = 0.896$

Q<sub>0</sub> = 480 kN (peso dell'FML3)

N<sub>0</sub> = 0.5E6

N<sub>obs</sub> = 5E+5 (Cfr. Tab. 4.5)

Q<sub>ml</sub> = 407 kN (Cfr. Tab. 4.7)

Q<sub>mlv</sub> = 430.1 kN (Cfr. Tab. 4.7)

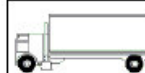
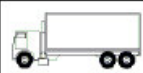



Numero di osservazioni

Table 4.5(n) - Indicative number of heavy vehicles expected per year and per slow lane. EN 1991-2:2003 (E)

Traffic categories		N <sub>obs</sub> per year and per slow lane
<input type="radio"/>	1 Roads and motorways with 2 or more lanes per direction with high flow rates of lorries	2,0 × 10 <sup>6</sup>
<input checked="" type="radio"/>	2 Roads and motorways with medium flow rates of lorries	0,5 × 10 <sup>6</sup>
<input type="radio"/>	3 Main roads with low flow rates of lorries	0,125 × 10 <sup>6</sup>
<input type="radio"/>	4 Local roads with low flow rates of lorries	0,05 × 10 <sup>6</sup>
<input type="radio"/>	User	<input type="text"/>

Distribuzioni del carico pesante

Table 4.7 - Set of equivalent lorries. EN 1991-2:2003 (E)

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

- **coefficiente  $\lambda_3$**

Il coefficiente  $\lambda_3$  dipende dalla vita di progetto della struttura.

Per i dettagli di carpenteria, con riferimento a EN 1993-2 §9.5.2.(5), mediante la relazione:

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

dove  $t_{Ld}$  è vita di progetto prevista.

Si ottengono pertanto i valori tabellari indicati di seguito.

Table 9.2:  $\lambda_3$

Design life in years	50	60	70	80	90	100	120
Factor $\lambda_3$	0,871	0,903	0,931	0,956	0,979	1,00	1,037

- **coefficiente  $\lambda_4$**

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

La formulazione, tratta da EN 1993-2 § 9.5.2.(6), prevede:

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

Nel caso in esame si ha:

e = eccentricità FLM3 rispetto all'asse dell'impalcato

b = interasse fra le travi principali

$$\eta_1 = \frac{1}{2} + e/b$$

$$\eta_2 = \frac{1}{2} - e/b$$

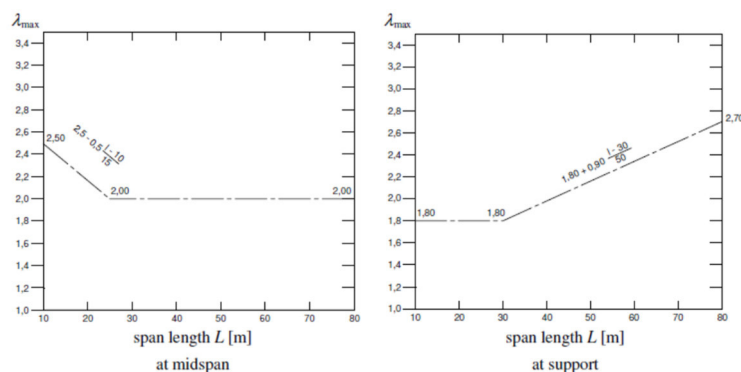
$$N_1 = N_2 \text{ e } Q_{m1} = Q_{m2}$$

$$\lambda_4 = 1.05 \text{ per i dettagli di carpenteria}$$

$$\lambda_4 = 1.12 \text{ per i connettori}$$

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

Il fattore equivalente di danno (per il momento flettente) è limitato superiormente dal fattore  $\lambda_{max}$ , da valutarsi secondo quanto previsto in EN 1993-2 §9.5.2.(7) in funzione della posizione della sezione verificata e della luce del ponte, con riferimento ai grafici estratti dalla norma, riportati di seguito.





### 7.3.1.2 **Dettagli e Coefficienti di sicurezza**

Per la verifica a fatica dei **dettagli di carpenteria**, si prendono in esame i dettagli di seguito elencati unitamente alla categoria/num. dettaglio dedotti dalle rispettive tabelle di EN 1993-1-9:

Per le travi longitudinali:

Saldatura comp. anima-piatt.	categoria/dettaglio:	125/1	tab.8.2 EN 1993-1-9
Saldatura comp. piatt-piatt.	categoria/dettaglio:	112/1(*)	tab.8.3 EN 1993-1-9
Saldatura comp. anima-piatt.	categoria/dettaglio:	80/1(**)	tab.8.4 EN 1993-1-9
Saldatura comp. diag-piatt.	categoria/dettaglio:	56/1(***)	tab.8.4 EN 1993-1-9
Collegamento elementi diag.	categoria/dettaglio:	56/3	tab.8.7 EN 1993-1-9

Per i trasversi:

Piattebande - tensioni normali	categoria/dettaglio:	140/4	tab.8.1 EN 1993-1-9
Anima - tensioni tangenziali	categoria/dettaglio:	140/4	tab.8.1 EN 1993-1-9
Saldatura comp. anima-piatt.	categoria/dettaglio:	125/1	tab.8.2 EN 1993-1-9

(\*) si conteggia il size effect funzione dello spessore  $k_s = (25/t)^{0.2}$

(\*\*) L < 50 mm

(\*\*\*) L > 100 mm

Per la verifica a fatica delle **piolature** si seguono i criteri generali contenuti in EN 1994-2. Vengono presi in esame i seguenti dettagli (EN 1993-1-9- cap. 8.):

Saldatura piolo - rottura piatt.	categoria/dettaglio:	80/9 (*)	tab.8.4 EN 1993-1-9
Saldatura piolo - rottura piolo	categoria/dettaglio:	90/10	

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

Per le piattebande in tensione si tiene conto dell'interazione dei due fenomeni, sfruttando la relazione:

$$\frac{\gamma_{FF} \Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{FF} \Delta \tau_{E,2}}{\Delta \tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1.3$$

$$\frac{\gamma_{FF} \Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf}} \leq 1 \quad \frac{\gamma_{FF} \Delta \tau_{E,2}}{\Delta \tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1$$

Per tutti i dettagli, nell'ambito dell'approccio "verifiche a danneggiamento", si adotteranno i seguenti coefficienti di sicurezza:

$\gamma_{Mf} = 1.15$  per tutti i dettagli di carpenteria

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

## 8 ANALISI DEI CARICHI

Si riportano i carichi utilizzati nel dimensionamento dell'impalcato

### 8.1 CARICHI PERMANENTI (G1 E G2)

I carichi permanenti sull'impalcato, sono riportati nella seguente tabella.

GEOMETRIA E CARICHI IMPALCATO		
Lunghezza impalcato	70	m
Larghezza pavimentazione	9	m
Larghezza cordolo1	2,75	m
Larghezza cordolo2	3,45	m
Spessore soletta	0,26	m
Spessore pavimentazione	0,165	m
Spessore cordolo	0,16	m
Altezza traverso	0,8	m
Incidenza in peso della struttura in acciaio	7,3	kN/m <sup>2</sup>
Peso proprio traverso	3,1	kN/m
Peso specifico pavimentazione	3,63	kN/m <sup>2</sup>
Peso linearizzato barriere di sicurezza	1,5	kN/m
Peso linearizzato rete parasassi	2	kN/m
Retrotrave	0,8	m

ANALISI DEI CARICHI			
CARICHI PERMANENTI	A TRAVE		A TRAVERSO
<b>Pesi propri strutturali</b>			int. Traversi 2,5 m
Struttura in acciaio	42,04	kN/ml	3,05 kN/ml
Soletta	49,4	kN/ml	16,25 kN/ml
<b>Pesi permanenti portati</b>			
Cordoli	10	kN/ml	10 kN/ml
Pavimentazione	17,61	kN/ml	9,08 kN/ml
Barriere	1,50	kN/ml	3,75 kN
Rete parasassi	2,00	kN/ml	
TOT carichi permanenti	122,55	kN/ml	

### 8.2 RITIRO DIFFERENZIALE FRA TRAVE E SOLETTA ( $\epsilon_2$ )

Per la soletta si prescrive una miscela di calcestruzzo a ritiro controllato. La scelta di utilizzare un calcestruzzo a ritiro controllato comporta una dilatazione lineare specifica finale legata al ritiro della soletta stessa pari a:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} = 1 \cdot 10^{-4}$$

Le azioni legate al ritiro del calcestruzzo sono state compute assumendo come modulo elastico del conglomerato il valore affetto dai fenomeni viscosi che accompagnano le azioni permanenti.

Il coefficiente di viscosità ed il modulo a lungo termine sono di seguito riportati

$$\Phi_{\infty, t_0} = 1.89 \quad \text{coefficiente di viscosità}$$

$$E_{Ct_{\infty}} = E_{Ct_0} / (1 + \Phi_{10, t_{\infty}}) = 11791 \text{ MPa} \quad \text{modulo elastico del calcestruzzo 35/45 a tempo } \infty$$

Al fine di determinare la sollecitazione legata alla distorsione che mette in carico le travi, l'effetto del ritiro è stato considerato in una condizione di carico dedicata nel modello tridimensionale descritto in precedenza al paragrafo 5.2.1. e 5.2.2.

La forza conseguente al ritiro, immaginando la soletta bloccata con vincoli ausiliari alle estremità risulta:

$$N_{rit} = \epsilon_{cs} \cdot E_{cls, \infty} \cdot A_{c \text{ rit}} = 0.0001 \cdot 11791 \cdot 3952000 = 4660 \text{ kN} \rightarrow 2330 \text{ kN per trave}$$

$A_{c \text{ rit}}$  è l'area di soletta soggetta al ritiro, ovvero la porzione di getto in opera.

Quindi per uno spessore soletta di 26cm, si ha un'area  $A_{c \text{ rit}} = 26 \cdot 1520 = 39520 \text{ cm}^2$

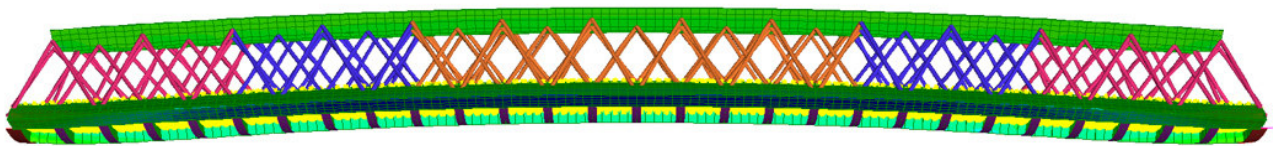


Figura 8-1 Deformata dell'impalcato conseguente al ritiro

Per i traversi, essendo elementi composti acciaio-calcestruzzo, si sono valutati separatamente gli effetti primari del ritiro e gli effetti secondari (dovuti all'iperstaticità della struttura). Gli effetti primari vengono valutati con la formula:

$$N_r = \epsilon_{sh} \cdot E_s / n_{r2b} \cdot b_{eff} \cdot t_{cls}$$

$$M_r = N_r \cdot e$$

In particolare con "e" si è indicata l'eccentricità fra il baricentro della soletta e il baricentro della sezione composta omogeneizzata. In sede di verifica tensionale, nella soletta, alle tensioni indotte da  $N_r$  e  $M_r$  si aggiunge lo stato di coazione locale di trazione  $\sigma_{sh} = \epsilon_{sh} \cdot E_s / n_{r2b}$ . Gli effetti del ritiro primario nelle verifiche sono calcolati automaticamente dal software Ponti EC4 sezione per sezione, e sono ignorati nelle zone fessurate in accordo a EN1994-2, 5.4.2.2 (8). gli effetti secondari non sono presenti in quanto il traverso è una struttura isostatica.

### 8.3 VARIAZIONE TERMICA DIFFERENZIALE ( $\epsilon_3$ )

Nelle strutture miste, vista la differente inerzia termica dei materiali che costituiscono l'impalcato, si considera una variazione termica uniforme sulla soletta di  $\pm 10^\circ\text{C}$ . Questa coazione è stata trattata in termini analoghi al ritiro, per la trave si è utilizzato il modello tridimensionale descritto in precedenza. La dilatazione termica differenziale considerata nei calcoli è la seguente:

$$\epsilon_{\Delta T} = \alpha \cdot \Delta T = 1,2 \text{ E-}5 \times 10 = 1.2 \text{ E-}4$$

La forza conseguente alla variazione termica, immaginando la soletta bloccata con vincoli ausiliari alle estremità è

$$N_{\Delta T} = \epsilon_{cs} \cdot E_{cls, t_0} \cdot A_{soletta} = 0.00012 \cdot 34077 \cdot 15200 \cdot 260 = 16161 \text{ kN} \rightarrow 8081 \text{ kN per trave}$$

Anche in questo caso la variazione termica è applicata a tutta soletta di spessore 26cm.

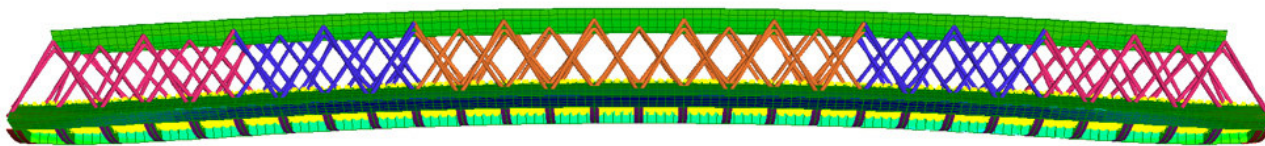


Figura 8-2 Deformata dell'impalcato conseguente al  $\Delta T$  di contrazione

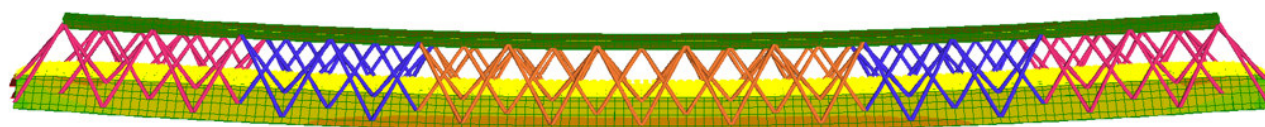


Figura 8-3 Deformata dell'impalcato conseguente al  $\Delta T$  di dilatazione

## 8.4 CEDIMENTI DIFFERENZIALI DEGLI APPOGGI ( $\epsilon_4$ )

La struttura è isostatica, pertanto i cedimenti differenziali non inducono stati di sollecitazione.

## 8.5 CARICHI ACCIDENTALI ( $q_1$ )

### 8.5.1.1 Verifiche di resistenza

Si seguono le disposizioni contenute nel D.M. 2018, cap. 5.1.3.3.5, equivalenti a quelle contenute in EN 1991-2. Si fa riferimento a ponti di I categoria.

Nel caso in esame, la carreggiata, di larghezza utile pari a 9.0 m, è in grado di ospitare 3 corsie di carico di larghezza convenzionale pari a 3.0 m. Mentre non si ha parte rimanente.

Corsia di carico n.1 costituita da:

- ✓ Schema di carico n.1: n. 4 carichi concentrati da 150 kN disposti a interasse 2.00m in direzione longitudinale al viadotto e 1.2 m in direzione trasversale
- ✓ Carico uniformemente ripartito d'intensità 9.0 kN/m<sup>2</sup> su una larghezza di 3.00m

Corsia di carico n. 2 costituita da:

- ✓ Schema di carico n.1 ridotto: n. 4 carichi concentrati da 100 kN disposti a interasse 2.00m in direzione longitudinale al viadotto e 1.2 m in direzione trasversale
- ✓ Carico uniformemente ripartito d'intensità 2.5 kN/m<sup>2</sup> su una larghezza di 3.00m.

Corsia di carico n. 3 costituita da:

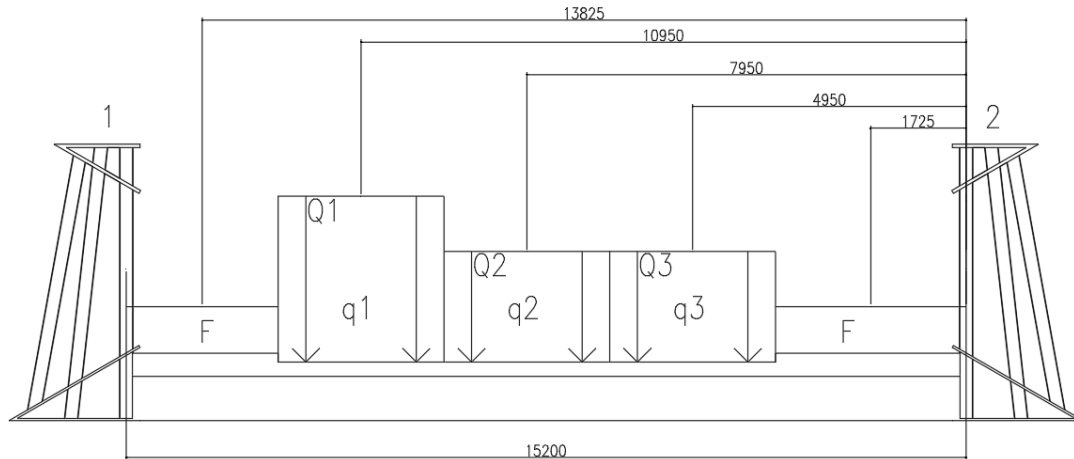
- ✓ Schema di carico n.1 ridotto: n. 4 carichi concentrati da 50 kN disposti a interasse 2.00m in direzione longitudinale al viadotto e 1.2 m in direzione trasversale .
- ✓ Carico uniformemente ripartito d'intensità 2.5 kN/m<sup>2</sup> su una larghezza residua d'impalcato.

Folla costituita da:

- ✓ Carico uniformemente ripartito d'intensità 2.5 kN/m<sup>2</sup> su marciapiedi.

Dai carichi descritti si è individuata la seguente disposizione, mirata a massimizzare gli effetti sulla travata 1, mostrata nella figura sottostante.

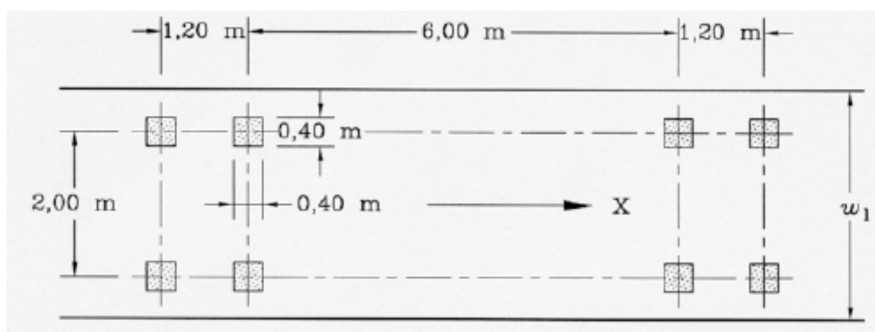
Nel seguito si riporta lo schema di carico 1 utilizzato:



Per le verifiche locali della soletta d'impalcato si ricorre allo schema di carico globale oltre al "Modello di carico 2" (LM2), composto da un veicolo ad un solo asse, avente un peso complessivo pari a 400 kN. Dettagli riguardo alle posizioni più significative di tale carico vengono forniti nel paragrafo relativo alle verifiche locali della soletta.

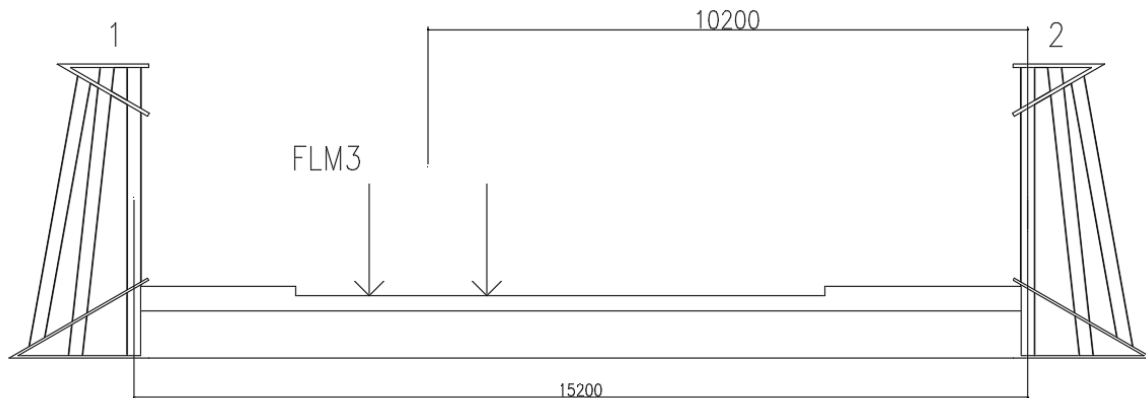
### 8.5.1.2 Verifiche a fatica

Le verifiche a fatica sono effettuate con riferimento al metodo dei coefficienti  $\lambda$ . Pertanto si considera il transito sulla corsia lenta del veicolo FLM3, formato da 4 assi da 120.0 kN ciascuno, ed avente la configurazione planimetrica indicata in figura.



La struttura in esame è a carreggiata unica con doppio senso di marcia e pertanto si considera la presenza di due corsie lente, posizionate nella loro collocazione reale di progetto. La presenza della doppia corsia lenta e delle rispettive posizioni, è tenuta in conto attraverso il coefficiente  $\lambda_4$ .

Nel seguito si riporta lo schema di carico utilizzato, mirato a massimizzare gli effetti sulla travata 1:



## 8.6 INCREMENTO DINAMICO IN PRESENZA DI DISCONTINUITÀ (Q2)

Si fa riferimento a quanto prescritto dal NTC 2018 al punto 5.1.3.4. Nel calcolo dei traversi di spalla si è tenuto in conto di un coefficiente dinamico addizionale  $q_2=1.3$  [§4.2.1(3) e §4.6.1(6) della UNI EN 1991-2], per le verifiche allo stato limite ultimo e di esercizio.

Per le verifiche allo stato limite di fatica si è fatto riferimento al fattore di amplificazione dinamica addizionale  $\Delta\phi_{fat}$  come indicato al paragrafo C5.1.4.3 della circolare n. 7 del 21/01/2019:

$$\Delta\phi_{fat} = 1.3(1-d/26)$$

Dove d è la distanza in metri della sezione considerata dalla sezione di giunto.

## 8.7 AZIONE DI FRENAMENTO DEL VEICOLO (Q3)

Anche in merito all'azione di frenamento si rimanda a quanto prescritto dal DM 17.01.18

L'azione è stata prevista al livello della superficie stradale, come prescritto dalla stessa normativa.

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

L'azione di frenamento complessiva è pari a 549 kN. Tale sollecitazione non è presa in considerazione in questo documento poiché produce sollecitazioni trascurabili sugli elementi d'impalcato.

## 8.8 AZIONE CENTRIFUGA (Q4)

Essendo l'opera in rettilineo, l'azione centrifuga non è presente.

## 8.9 AZIONE DEL VENTO E DELLA NEVE (Q5)

L'azione del vento perpendicolare all'impalcato viene calcolata come indicato al p.to 3.3 del DM 2018 considerando un veicolo di altezza pari a 3,00 m. Nel nostro caso verrà considerata cautelativamente un'altezza di 5,00 m, pari all'altezza totale del ponte. Nel caso di ponte scarico si considera la spinta del vento agente sulla superficie delle sole travi principali.

Di seguito si riportano i calcoli svolti per la stima delle spinte eoliche. Secondo quanto riportato nelle NTC del 2018 al capitolo 3.3, riguardante le azioni del vento, si deduce una pressione sull'impalcato pari a:

$V_b=25$  m/s                                  Velocità di riferimento del vento

$\rho=1,25$  kg/m<sup>3</sup>                                  Densità dell'aria

$q_b = 0.5 \rho V_b^2 = 390,63 \text{ N/m}^2$	Pressione cinetica di riferimento
$C_d = 1$	Coefficiente dinamico
$C_e = 1,80$	Coefficiente di esposizione
$p_w = 1.80 \text{ kN/m}^2$	Pressione del vento
$H_{tot} = 5.0 \text{ m}$	Altezza totale della superficie esposta al vento
$F_v = 1.80 \times 5 = 9 \text{ kN/m}$	Azione risultante del vento

l'azione del vento induce sull'impalcato un'azione torcente pari a:

$$M = 9 \times 2.5 = 22.5 \text{ kNm/m}$$

Dove 2.5 è la distanza massima dalla risultante dell'azione del vento agli appoggi della trave. Il momento torcente si traduce in un carico lineare distribuito sulla trave paria a:

$$q_v = 22.5 / 15.20 = 1.48 \text{ kN/m} \quad \text{dove } 15.20 \text{ è l'interasse delle travi.}$$

Si assume cautelativamente  $q_v = 1.50 \text{ kN/m}$  per la singola trave.

Il carico da neve, non essendo contemporaneo al traffico, non è significativo nel dimensionamento del ponte.

## 8.10 AZIONE SISMICA ( $Q_6$ )

Ai fini del calcolo dell'impalcato l'azione sismica non è significativa per il dimensionamento in quanto non contemporanea ai carichi verticali e di entità inferiore.

Si riporta la definizione dell'azione sismica che verrà utilizzata per il dimensionamento degli apparecchi di appoggio (isolatori elatomerici in neoprene armato), dei giunti e delle azioni trasmesse alle sottostrutture.

Per la definizione dell'azione sismica di progetto si considerano i seguenti parametri:

- Classe d'uso: L'opera è classificata come Classe d'uso IV e quindi un coefficiente d'uso pari a:  
 $C_u = 2$
- Vita nominale:  $V_n = 50$ anni

Da cui si ricava il periodo di riferimento per l'azione sismica:

$$V_R = 50 \times 2 = 100 \text{anni}$$

A tale valore del periodo di riferimento, considerando l'ubicazione geografica dell'opera, si ricavano, a partire dalla micro-zonazione sismica del territorio nazionale, i parametri riportati nella tabella seguente per la determinazione dell'azione sismica di progetto:

Ricerca per coordinate      LONGITUDINE: 11.38307      LATITUDINE: 44.50271

Ricerca per comune      REGIONE: Piemonte      PROVINCIA: Torino      COMUNE: Agliè

**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

**Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_C^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  di riferimento**

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	60	0.072	2.476	0.275
SLD	101	0.089	2.469	0.285
SLV	949	0.212	2.434	0.315
SLC	1950	0.265	2.449	0.322

Tabella 8-1 Parametri sismici

Gli altri parametri considerati ai fini del calcolo dell'azione sismica sono:

- Classificazione sismica del suolo di fondazione: C
- Categoria Topografica T1:  $S_T = 1.00$
- Coefficiente amplificazione stratigrafica:  $S_s = 1.391$  (SLV)

Sulla base dei parametri riportati in precedenza è possibile ricavare (mediante le funzioni riportate al 3.2.3.2.1 delle NTC'18) gli spettri di progetto in termini di accelerazione elastica per gli stati limite SLV ed SLC.



Gli spettri sono riportati nel grafico seguente considerando uno smorzamento del 15%, essendo tale valore il valore di smorzamento degli isolatori.

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

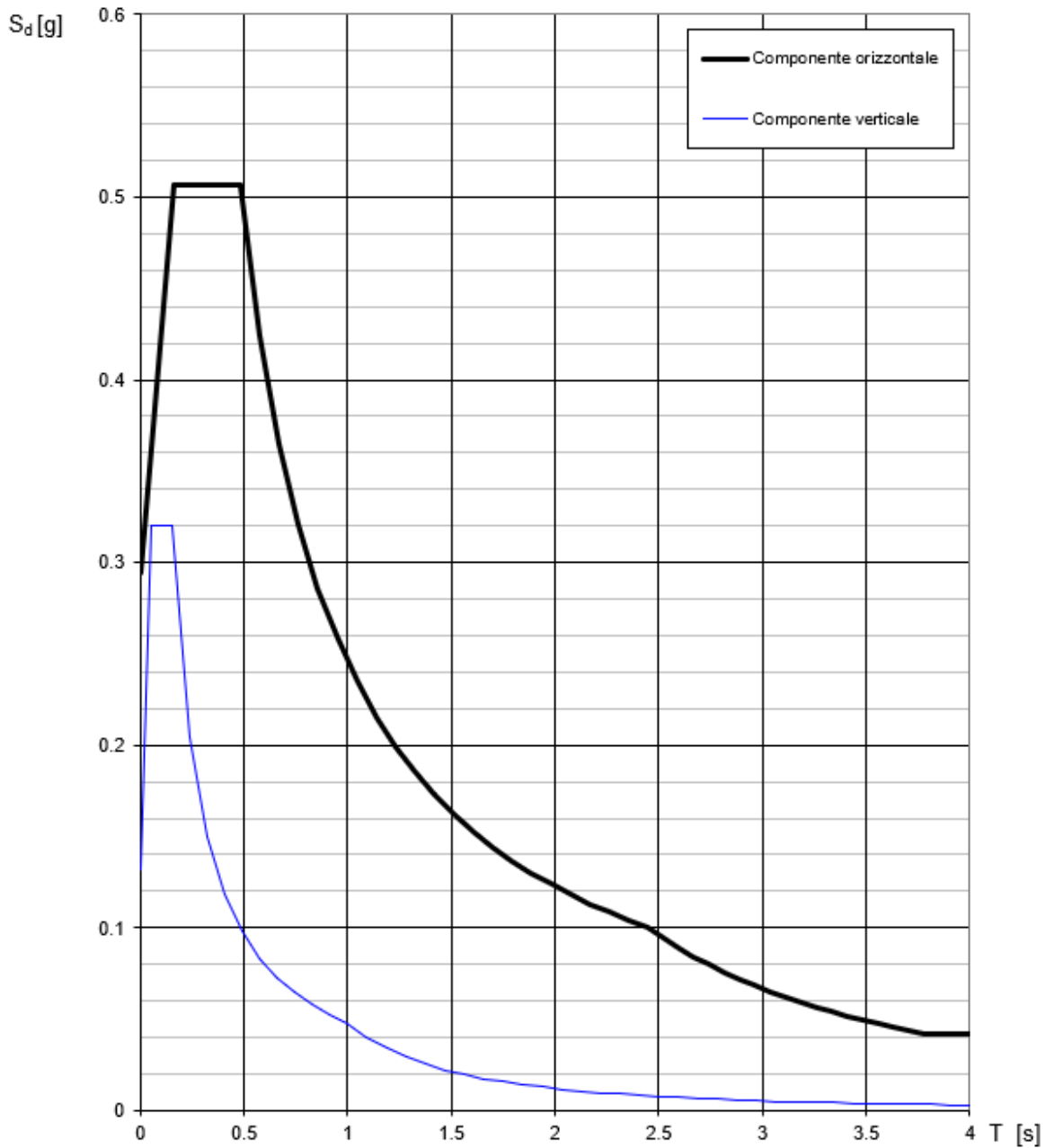


Figura 8-4 Spettri di risposta (elastici) in termini di accelerazione

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

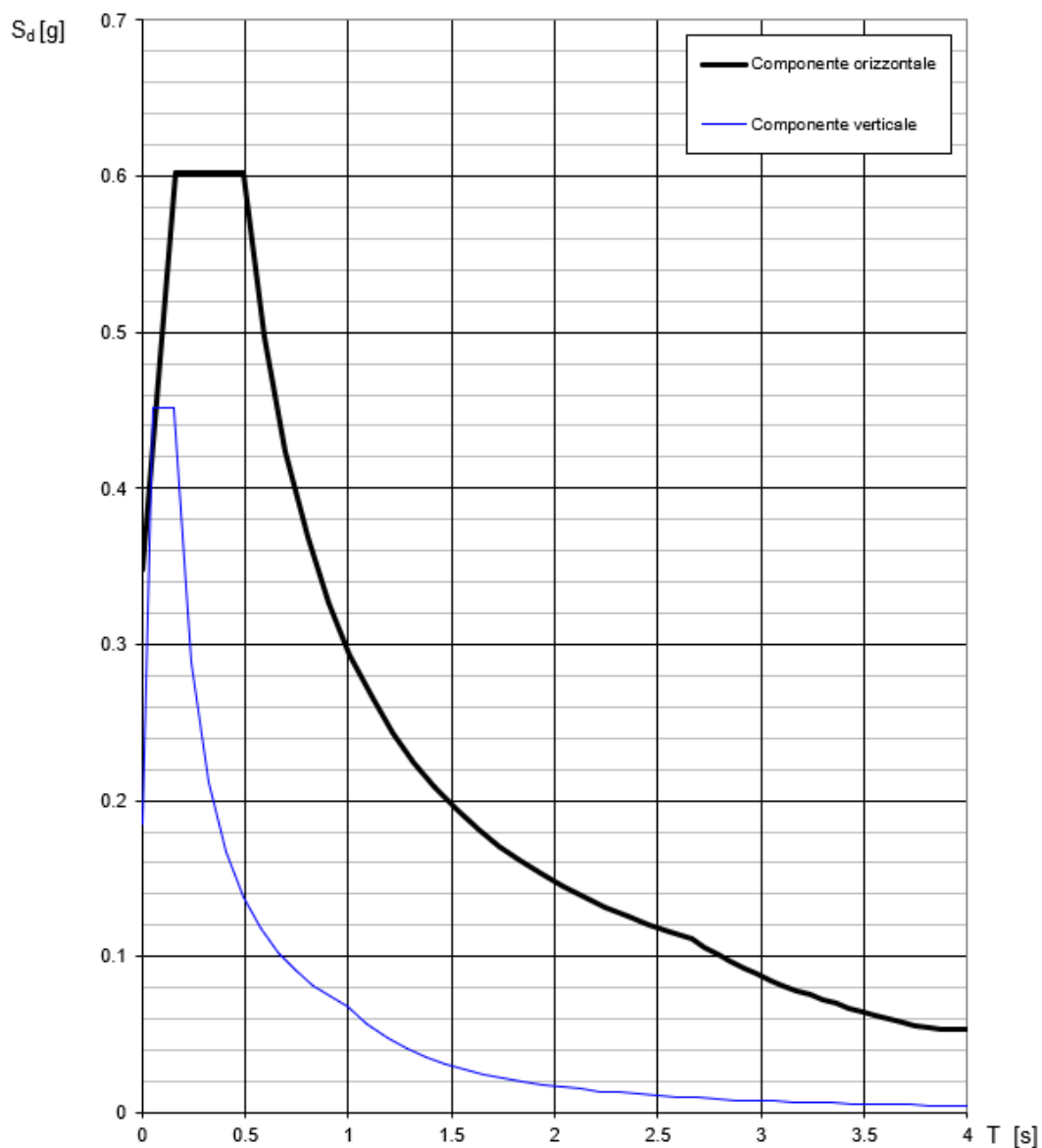


Figura 8-5 Spettri di risposta (elastici) in termini di accelerazione

**8.11 RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI (Q<sub>7</sub>)**

Tali valori non sono significativi nel dimensionamento delle travi d'impalcato.

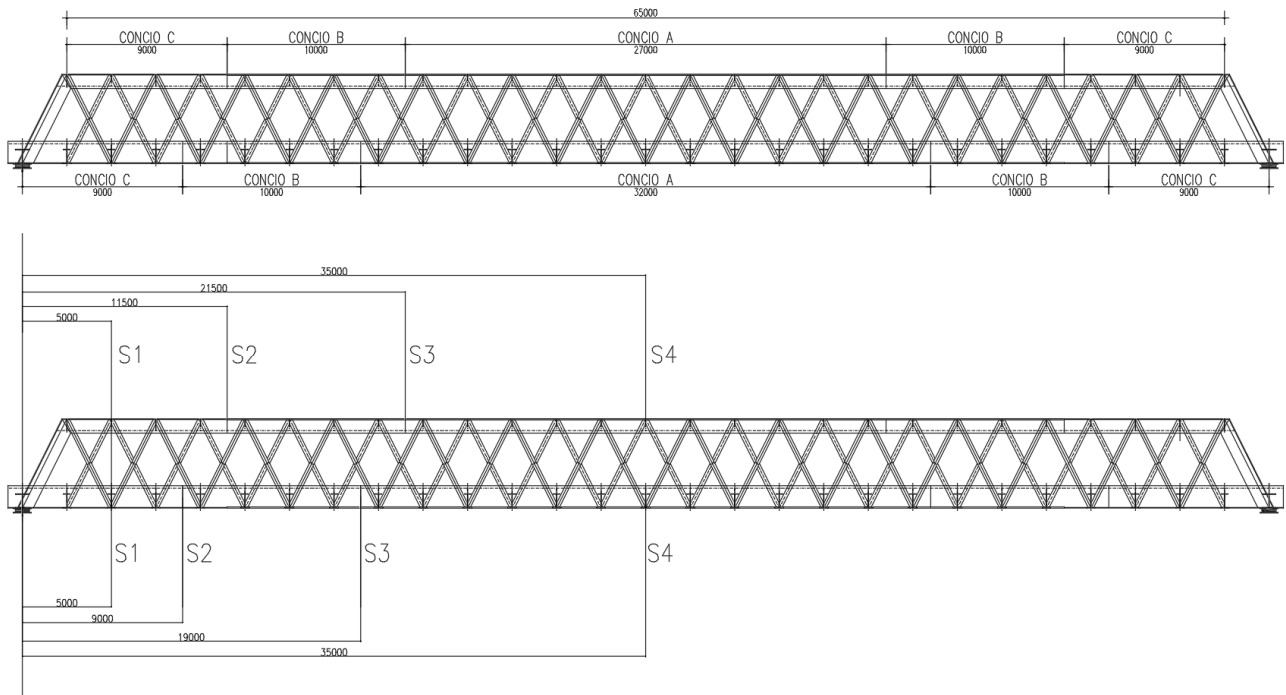
## 9 TRAVI PRINCIPALI

Gli effetti delle azioni sono stati valutati mediante un'analisi globale elastica.

L'analisi è stata eseguita mediante l'utilizzo di un modello di calcolo agli elementi finiti come precedentemente descritto.

### 9.1 SEZIONI SIGNIFICATIVE DI VERIFICA

Le sezioni significative per le verifiche strutturali delle travi principali sono evidenziate nel seguito:



- S1 Sezione di Spalla (Taglio massimo)
- S2 Sezione a di giunto Concio C-Concio B
- S3 Sezione di giunto Concio B-Concio A
- S4 Sezione di mezzeria del ponte (Momento massimo)

### 9.2 DIAGRAMMI DELLE TENSIONI

Si riportano le mappe delle tensioni secondo Von Mises, lette sul modello descritto al capitolo 5.2.1, per le azioni principali delle piattabande dei correnti e degli elementi diagonali della trave più sollecitata, nei casi di carico elementari.

Le unità di misura sono MPa, i valori delle mappe sono relativi ai carichi nominali, quindi non fattorizzati.

### 9.2.1 Pesi propri acciaio + soletta + cordoli

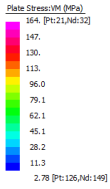


Figura 9-1 Corrente superiore - piattabanda orizzontale – VM  $\sigma_{max}164$  MPa,  $\sigma_{min}3$  MPa

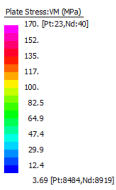


Figura 9-2 Corrente superiore - piattabanda inclinata – VM  $\sigma_{max}170$  MPa,  $\sigma_{min}4$  MPa

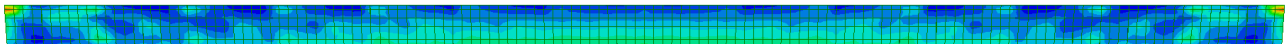
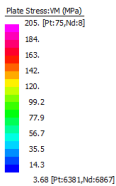


Figura 9-3 Corrente inferiore - piattabanda inclinata – VM  $\sigma_{max}205$  MPa,  $\sigma_{min}4$  MPa

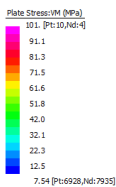


Figura 9-4 Corrente inferiore - piattabanda orizzontale – VM  $\sigma_{max}101$  MPa,  $\sigma_{min}8$  MPa

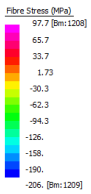


Figura 9-5 Elementi diagonali -  $\sigma_{max}98$  MPa,  $\sigma_{min}-206$  MPa

### 9.2.2 Pes permanenti portati (pavimentazione, barriere e reti)

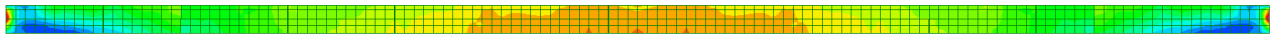
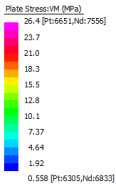


Figura 9-6 Corrente superiore - piattabanda orizzontale - VM  $\sigma_{max}26$  MPa,  $\sigma_{min}1$  MPa

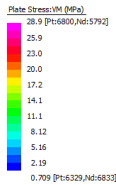


Figura 9-7 Corrente superiore - piattabanda inclinata - VM  $\sigma_{max}29$  MPa,  $\sigma_{min}1$  MPa

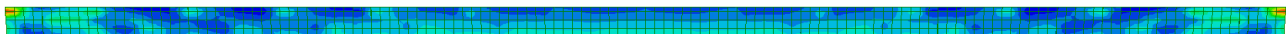
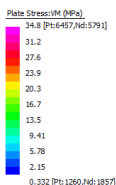


Figura 9-8 Corrente inferiore - piattabanda inclinata - VM  $\sigma_{max}35$  MPa,  $\sigma_{min}0$  MPa

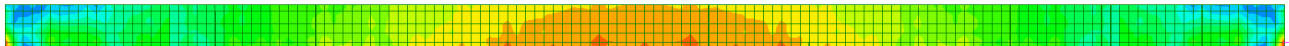
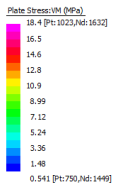


Figura 9-9 Corrente inferiore - piattabanda orizzontale – VM  $\sigma_{max} 18 \text{ MPa}$ ,  $\sigma_{min} 1 \text{ MPa}$

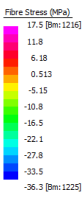


Figura 9-10 Elementi diagonali –  $\sigma_{max} 18 \text{ MPa}$ ,  $\sigma_{min} -36 \text{ MPa}$

### 9.2.3 Azione del vento

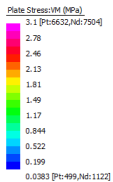


Figura 9-11 Corrente superiore - piattabanda orizzontale – VM  $\sigma_{max} 26 \text{ MPa}$ ,  $\sigma_{min} 1 \text{ MPa}$

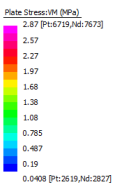


Figura 9-12 Corrente superiore - piattabanda inclinata – VM  $\sigma_{max} 3 \text{ MPa}$ ,  $\sigma_{min} 0 \text{ MPa}$

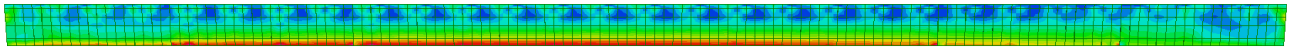
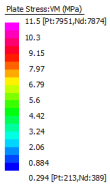


Figura 9-13 Corrente inferiore - piattabanda inclinata – VM  $\sigma_{max}12$  MPa,  $\sigma_{min}0$  MPa

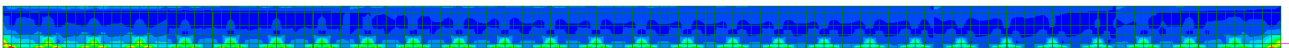
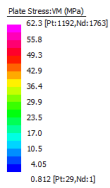


Figura 9-14 Corrente inferiore - piattabanda orizzontale – VM  $\sigma_{max}62$  MPa,  $\sigma_{min}1$  MPa

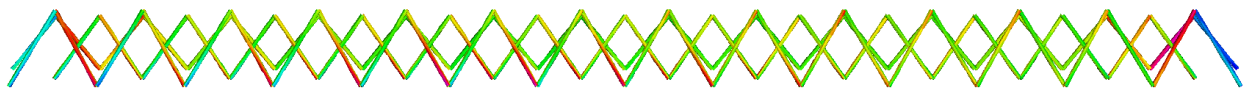
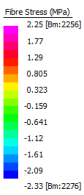


Figura 9-15 Elementi diagonali –  $\sigma_{max}2$  MPa,  $\sigma_{min}-2$  MPa

## 9.2.4 Carichi accidentali (traffico schema di carico 1)

### 9.2.4.1 Massimizzazione per Sezione S1

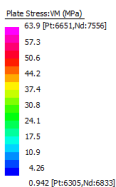


Figura 9-16 Corrente superiore - piattabanda orizzontale – VM  $\sigma_{max}64$  MPa,  $\sigma_{min}1$  MPa

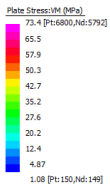


Figura 9-17 Corrente superiore - piattabanda inclinata – VM  $\sigma_{max}73$  MPa,  $\sigma_{min}1$  MPa

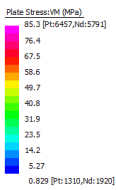


Figura 9-18 Corrente inferiore - piattabanda inclinata – VM  $\sigma_{max}85$  MPa,  $\sigma_{min}1$  MPa

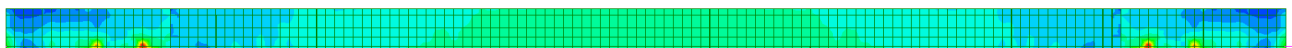
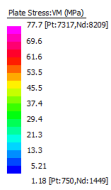


Figura 9-19 Corrente inferiore - piattabanda orizzontale – VM  $\sigma_{max}78$  MPa,  $\sigma_{min}1$  MPa

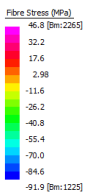


Figura 9-20 Elementi diagonali –  $\sigma_{max}47$  MPa,  $\sigma_{min}-92$  MPa



### 9.2.4.2 Massimizzazione per Sezione S2

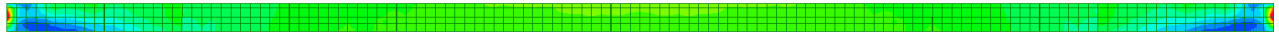
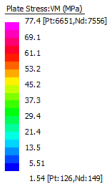


Figura 9-21 Corrente superiore - piattabanda orizzontale – VM  $\sigma_{max}77$  MPa,  $\sigma_{min}2$  MPa

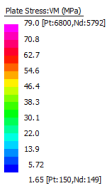


Figura 9-22 Corrente superiore - piattabanda inclinata – VM  $\sigma_{max}79$  MPa,  $\sigma_{min}2$  MPa

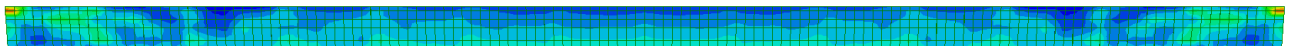
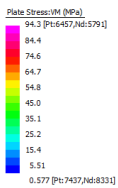


Figura 9-23 Corrente inferiore - piattabanda inclinata – VM  $\sigma_{max}94$  MPa,  $\sigma_{min}1$  MPa

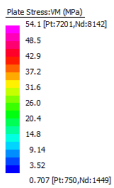


Figura 9-24 Corrente inferiore - piattabanda orizzontale – VM  $\sigma_{max}54$  MPa,  $\sigma_{min}1$  MPa

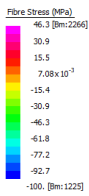


Figura 9-25 Elementi diagonali –  $\sigma_{max}46$  MPa,  $\sigma_{min}-100$  MPa

### 9.2.4.3 Massimizzazione per Sezione S3

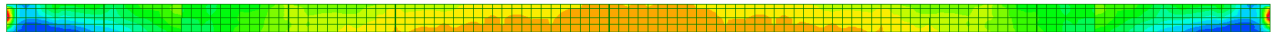
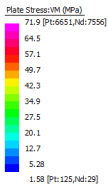


Figura 9-26 Corrente superiore - piattabanda orizzontale – VM  $\sigma_{max}72$  MPa,  $\sigma_{min}2$  MPa

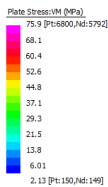


Figura 9-27 Corrente superiore - piattabanda inclinata – VM  $\sigma_{max}76$  MPa,  $\sigma_{min}2$  MPa

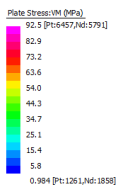


Figura 9-28 Corrente inferiore - piattabanda inclinata – VM  $\sigma_{max}93$  MPa,  $\sigma_{min}1$  MPa

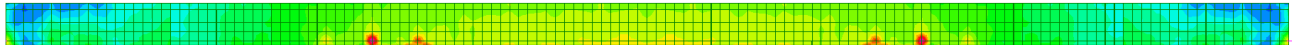
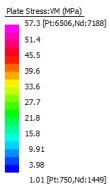


Figura 9-29 Corrente inferiore - piattabanda orizzontale – VM  $\sigma_{max}57$  MPa,  $\sigma_{min}1$  MPa

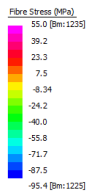


Figura 9-30 Elementi diagonali – VM  $\sigma_{max}55$  MPa,  $\sigma_{min}-95$  MPa

#### 9.2.4.4 Massimizzazione per Sezione S4

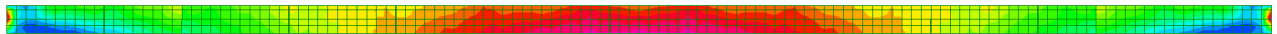
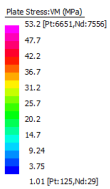


Figura 9-31 Corrente superiore - piattabanda orizzontale – VM  $\sigma_{max}53$  MPa,  $\sigma_{min}1$  MPa

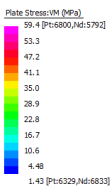


Figura 9-32 Corrente superiore - piattabanda inclinata – VM  $\sigma_{max}60$  MPa,  $\sigma_{min}1$  MPa

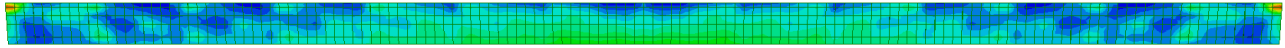
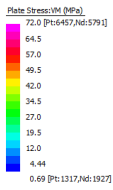


Figura 9-33 Corrente inferiore - piattabanda inclinata – VM  $\sigma_{max}72$  MPa,  $\sigma_{min}1$  MPa

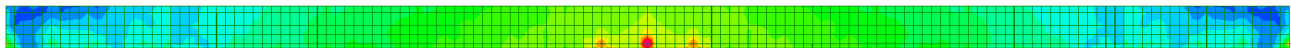
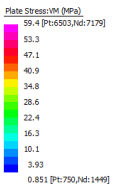


Figura 9-34 Corrente inferiore - piattabanda orizzontale – VM  $\sigma_{max}59$  MPa,  $\sigma_{min}1$  MPa

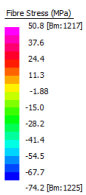
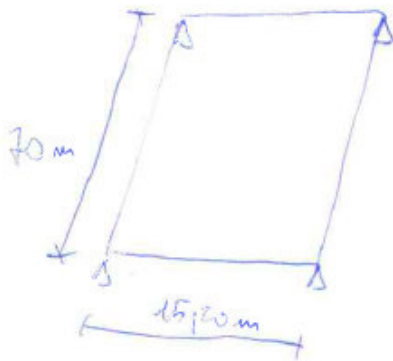
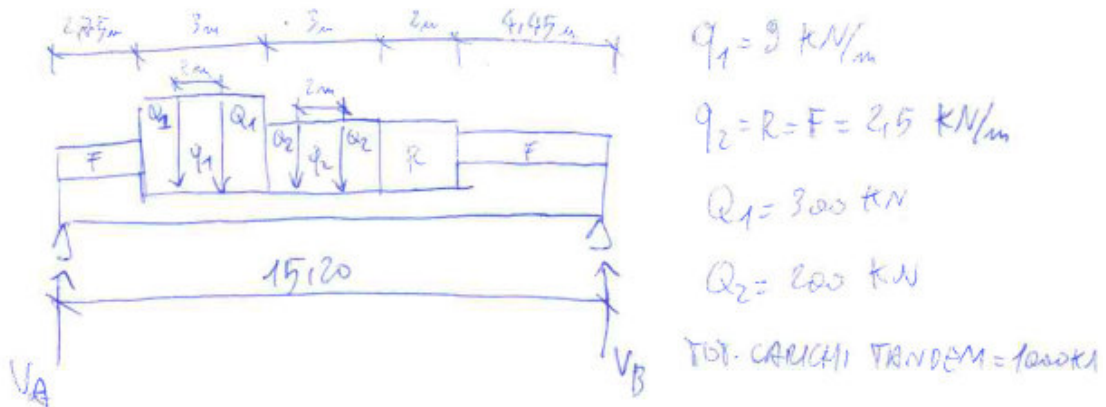


Figura 9-35 Elementi diagonali –  $\sigma_{max}51$  MPa,  $\sigma_{min}-74$  MPa

9.2.4.5 Validazione carichi accidentali

Si esegue la validazione considerando i carichi tandem, più i carichi distribuiti come forze agenti applicate al modello, ovvero 5225kN.

Si verifica che la somma di tutte le forze agenti sul modello dia una reazione uguale a quella calcola manualmente.



$$F_{TOT} = 2,15 \cdot (2,75 + 4,45) \cdot 7,0 + 9 \cdot 3 \cdot 7,0 + 2,15 \cdot 5 \cdot 7,0 + 1000 \text{ kN} = 5025 \text{ kN}$$

CARICHI TANDEM:

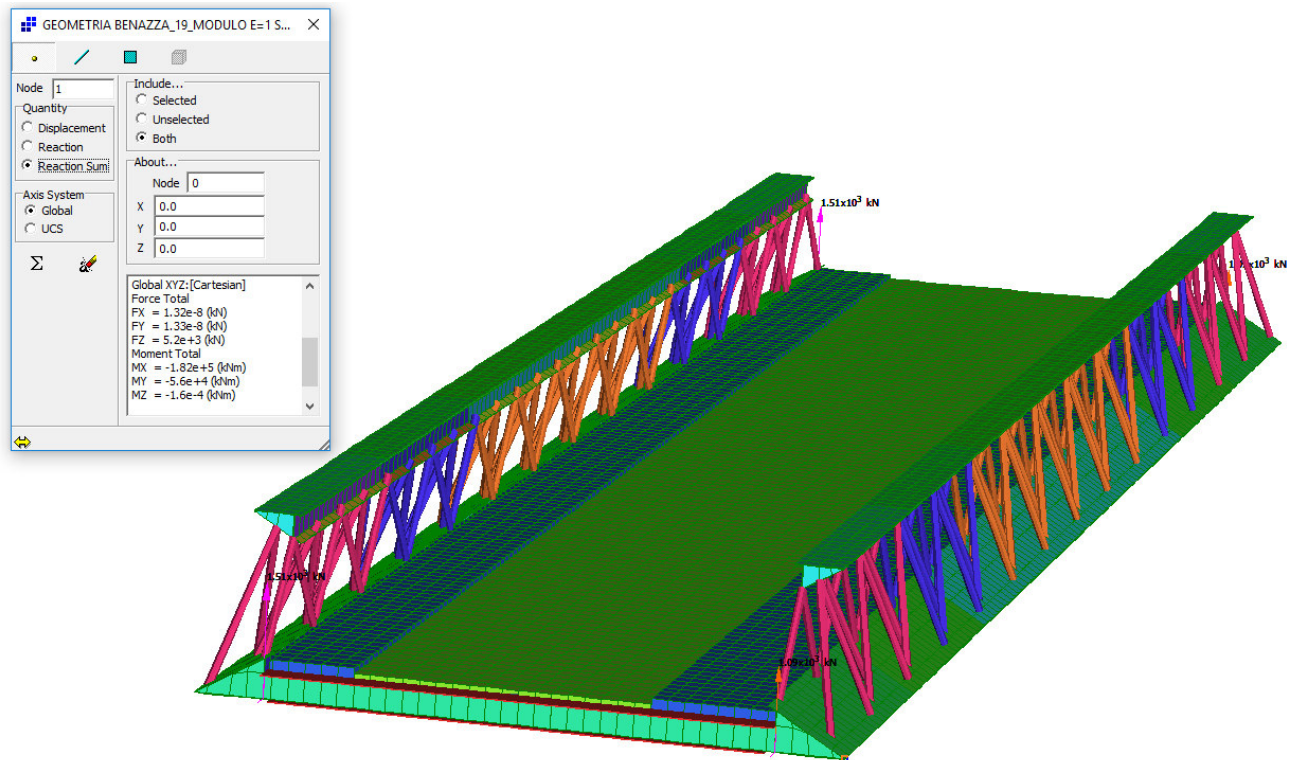
$$V_B = \frac{300 \cdot 3,25 + 300 \cdot 5,75 + 200 \cdot 6,25 + 200 \cdot 8,25}{15,20} = 358,55 \text{ kN}$$

$$V_A = 641,45 \text{ kN} / 2 \rightarrow V_{A, \text{SINGOLO}} = 320,73 \text{ kN}$$

CARICHI DISTRIBUITI:

$$V_A = \frac{(981,25 \cdot 13,23 + 1850 \cdot 14,95 + 5225 \cdot 7,95 + 350 \cdot 5,45 + 778,75 \cdot 4,23)}{15,20} = 2313,75 \text{ kN} / 2 \rightarrow V_{A, \text{SINGOLO}} = 1156,88 \text{ kN}$$

$$V_{A, \text{TOT}} = 1156,88 + 320,73 = 1477,61 \text{ kN}$$



Il modello si considera validato in quanto la reaction sum e le reazioni vincolari agli appoggi danno valori simili ai calcoli manuali, come ci si attendeva.

### 9.2.5 Carichi accidentali (Fatica FLM3)

Si riportano le mappe delle tensioni per le azioni principali delle piattabande dei correnti della trave più sollecitata, lette sul modello descritto al capitolo 5.2.1, coerentemente con quelle utili per la verifica dei dettagli costruttivi, considerate nel dimensionamento. Le unità di misura sono MPa, i valori delle mappe sono relativi ai carichi nominali, quindi non fattorizzati.

#### 9.2.5.1 Massimizzazione per Sezione S1



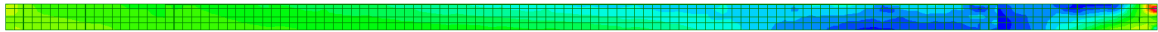
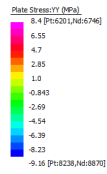


Figura 9-36 Corrente superiore - piattabanda orizzontale – tensioni longitudinali  $\sigma_{max} 8 \text{ MPa}$ ,  $\sigma_{min} -9 \text{ MPa}$

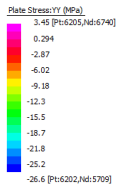


Figura 9-37 Corrente superiore - piattabanda inclinata – tensioni longitudinali  $\sigma_{max} 3 \text{ MPa}$ ,  $\sigma_{min} -27 \text{ MPa}$

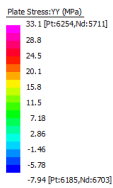


Figura 9-38 Corrente inferiore - piattabanda inclinata – tensioni longitudinali  $\sigma_{max} 33 \text{ MPa}$ ,  $\sigma_{min} -8 \text{ MPa}$

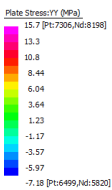


Figura 9-39 Corrente inferiore - piattabanda orizzontale – tensioni longitudinali  $\sigma_{max} 18 \text{ MPa}$ ,  $\sigma_{min} -7 \text{ MPa}$

9.2.5.2 Massimizzazione per Sezione S2

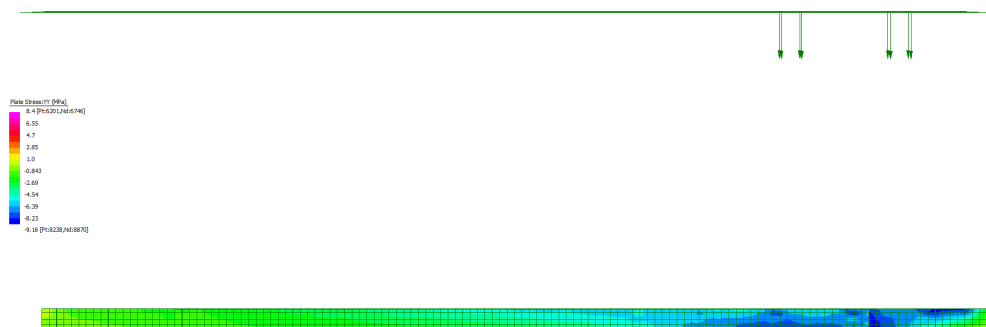


Figura 9-40 Corrente superiore - piattabanda orizzontale – tensioni longitudinali  $\sigma_{max}8\text{ MPa}$ ,  $\sigma_{min} -9\text{MPa}$

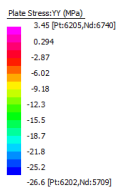


Figura 9-41 Corrente superiore - piattabanda inclinata – tensioni longitudinali  $\sigma_{max}3\text{ MPa}$ ,  $\sigma_{min} -27\text{ MPa}$



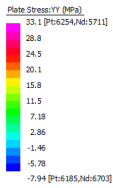


Figura 9-42 Corrente inferiore - piattabanda inclinata – tensioni longitudinali  $\sigma_{max}$ 33 MPa,  $\sigma_{min}$  -8 MPa

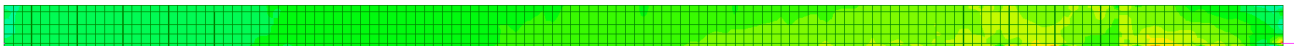
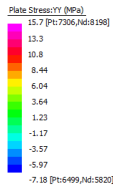


Figura 9-43 Corrente inferiore – piattabanda orizzontale – tensioni longitudinali  $\sigma_{max}$ 16 MPa,  $\sigma_{min}$  -7 MPa

### 9.2.5.3 Massimizzazione per Sezione S3



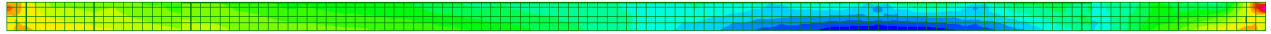
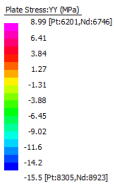


Figura 9-44 Corrente superiore - piattabanda orizzontale – tensioni longitudinali  $\sigma_{max}9$  MPa,  $\sigma_{min}$  -16 MPa

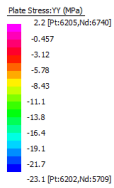


Figura 9-45 Corrente superiore piattabanda inclinata – tensioni longitudinali  $\sigma_{max}2$  MPa,  $\sigma_{min}$  -23 MPa

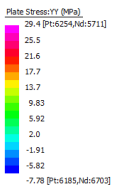


Figura 9-46 Corrente inferiore - piattabanda inclinata – tensioni longitudinali  $\sigma_{max}29$  MPa,  $\sigma_{min}$  -8 MPa

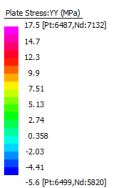


Figura 9-47 Corrente inferiore - piattabanda orizzontale – tensioni longitudinali  $\sigma_{max}18$  MPa,  $\sigma_{min}$  -6 MPa

### 9.2.5.4 Massimizzazione per Sezione S4

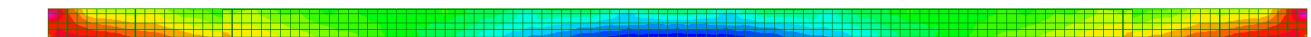
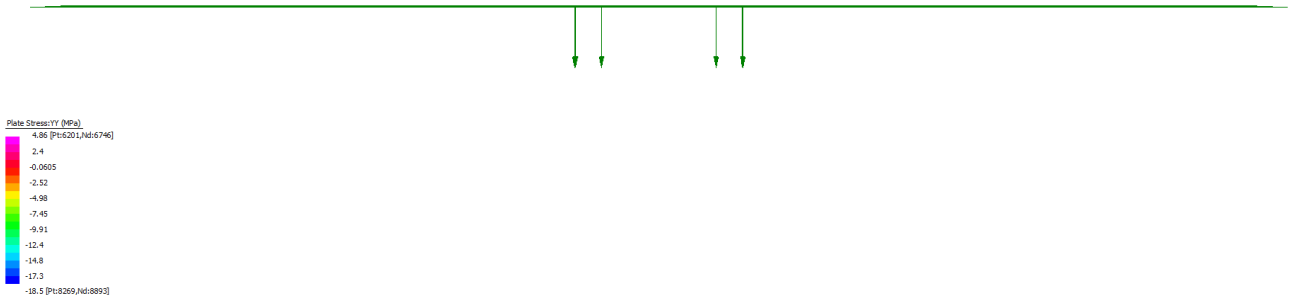


Figura 9-48 Corrente superiore - piattabanda orizzontale – tensioni longitudinali  $\sigma_{max} 5 \text{ MPa}$ ,  $\sigma_{min} -19 \text{ MPa}$

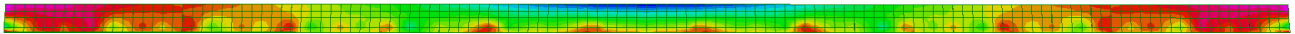
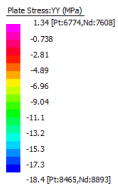


Figura 9-49 Corrente superiore - piattabanda inclinata – tensioni longitudinali  $\sigma_{max} 1 \text{ MPa}$ ,  $\sigma_{min} -18 \text{ MPa}$

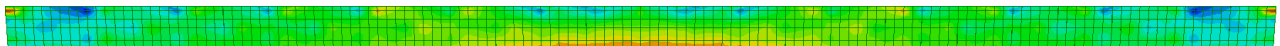
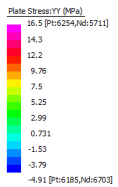
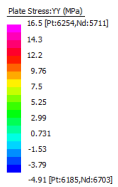


Figura 9-50 Corrente inferiore - piattabanda inclinata – tensioni longitudinali  $\sigma_{max} 17 \text{ MPa}$ ,  $\sigma_{min} -5 \text{ MPa}$



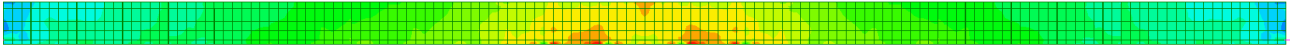
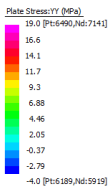


Figura 9-51 Corrente inferiore - piattabanda orizzontale – tensioni longitudinali  $\sigma_{max} 19 \text{ MPa}$ ,  $\sigma_{min} -4 \text{ MPa}$

### 9.2.6 Ritiro

L'effetto del ritiro non viene considerato nei calcoli delle sollecitazioni della trave principale perché a sfavore di sicurezza.

### 9.2.7 Variazione termica differenziale

Gli effetti della variazione termica determinano stati tensionali sugli elementi metallici delle travi principali estremamente contenuti e quindi non significativi per il dimensionamento.

## 9.3 VERIFICHE STRUTTURALI

Si sono combinate le sollecitazioni elementari riportate nel paragrafo precedente al fine di massimizzare le sollecitazioni nelle diverse sezioni.

La combinazione di massima compressione è dimensionante per il corrente superiore mentre la massima trazione è dimensionante per il corrente inferiore.

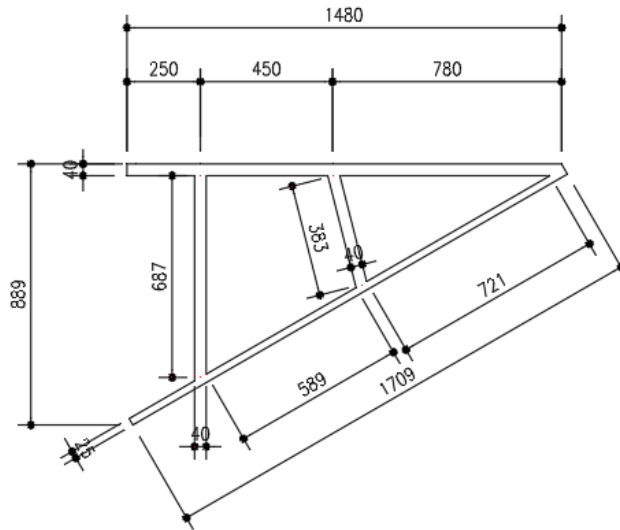
Si considerano le seguenti combinazioni di carico.

- Combinazione SLU:  
1.35 Pesi strutturali+1.5 Pesi portati+(1.2 x0.6) Delta termico+1.35 Traffico+(1.5x0.6) vento
- Combinazione SLE rara:  
Pesi strutturali + Pesi portati + 0.6 Delta termico + Traffico+ 0.6 vento
- Combinazione SLE frequente:  
Pesi strutturali + Pesi portati + 0.6 Delta termico + Traffico+ 0.2 vento

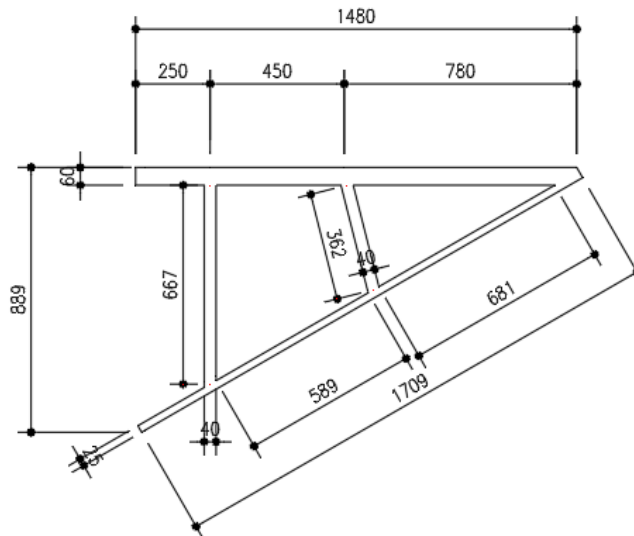
### 9.3.1 Caratteristiche geometrico-inerziali e classificazione e delle sezioni

Vengono definite e classificate le caratteristiche geometrico-inerziali solo del corrente superiore della trave reticolare in quanto in compressione.

Caratteristiche geometriche sezioni S1 e S2:



Caratteristiche geometriche sezioni S3 e S4:



Caratteristiche geometriche-inerziali corrente superiore:

Andamento delle tensioni	Classificazione della sezione	Caratteristiche sezione lorda
Sezione S1		

Parti interne			
	c/t	ε	Classe
Anima 1	17.19	<33 ε	1
Anima 2	9.56	<33 ε	1
Piattabanda orizzontale	17.88	<33 ε	1
Piattabanda inclinata	28.84	<38ε	2
Parti esterne			
Piattabanda orizzontale	5.75	<9ε	1
Piattabanda inclinata	10.28	<14ε	3
<b>Classe della sezione</b>			<b>3</b>

A	144325	mm <sup>2</sup>
I11	26149000000	mm <sup>4</sup>
I22	6897360000	mm <sup>4</sup>
J	8369800000	mm <sup>4</sup>

**Sezione S2**

Parti interne			
	c/t	ε	Classe
Anima 1	17.19	<33 ε	1
Anima 2	9.56	<33 ε	1
Piattabanda orizzontale	17.88	<33 ε	1
Piattabanda inclinata	28.84	<38ε	2
Parti esterne			
Piattabanda orizzontale	5.75	<9ε	1
Piattabanda inclinata	10.28	<14ε	3
<b>Classe della sezione</b>			<b>3</b>

A	144325	mm <sup>2</sup>
I11	26149000000	mm <sup>4</sup>
I22	6897360000	mm <sup>4</sup>
J	8369800000	mm <sup>4</sup>

**Sezione S3**

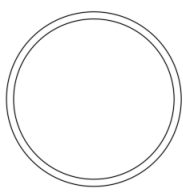
Parti interne			
	c/t	ε	Classe
Anima 1	16.69	<33 ε	1
Anima 2	9.05	<33 ε	1
Piattabanda orizzontale	11.27	<33 ε	1
Piattabanda inclinata	27.24	<38ε	2
Parti esterne			
Piattabanda orizzontale	3.83	<9ε	1
Piattabanda inclinata	10.28	<14ε	3
<b>Classe della sezione</b>			<b>3</b>

A	171164	mm <sup>2</sup>
I11	30694600000	mm <sup>4</sup>
I22	7917430000	mm <sup>4</sup>
J	8946190000	mm <sup>4</sup>

**Sezione S4**

		Parti interne					
		c/t	ε	Classe			
	Anima 1	16.69	<33 ε	1			
	Anima 2	9.05	<33 ε	1			
	Piattabanda orizzontale	11.27	<33 ε	1			
	Piattabanda inclinata	27.24	<38ε	2			
		Parti esterne					
	Piattabanda orizzontale	3.83	<9ε	1			
	Piattabanda inclinata	10.28	<14ε	3			
	<b>Classe della sezione</b>			<b>3</b>			
		A		171164	mm <sup>2</sup>		
		I11		3069460000	mm <sup>4</sup>		
		I22		7917430000	mm <sup>4</sup>		
		J		8946190000	mm <sup>4</sup>		
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	$f_{yk}$	235	275	355	420	460	
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71	

Caratteristiche geometriche diagonali:

Andamento delle tensioni	Classificazione della sezione	Caratteristiche sezione lorda																								
Sezione TbA																										
	<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>c/t</th> <th>ε</th> <th>Classe</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Tubolare</td> <td>24.45</td> <td>&lt;50 ε<sup>2</sup></td> <td>1</td> </tr> <tr> <td><b>Classe della sezione</b></td> <td></td> <td></td> <td><b>1</b></td> </tr> </tbody> </table>		c/t	ε	Classe	Tubolare	24.45	<50 ε <sup>2</sup>	1	<b>Classe della sezione</b>			<b>1</b>	<table border="1"> <tbody> <tr> <td>A</td> <td>7367.03</td> <td>mm<sup>2</sup></td> </tr> <tr> <td>I11</td> <td>50731500</td> <td>mm<sup>4</sup></td> </tr> <tr> <td>I22</td> <td>50731500</td> <td>mm<sup>4</sup></td> </tr> <tr> <td>J</td> <td>101463000</td> <td>mm<sup>4</sup></td> </tr> </tbody> </table>	A	7367.03	mm <sup>2</sup>	I11	50731500	mm <sup>4</sup>	I22	50731500	mm <sup>4</sup>	J	101463000	mm <sup>4</sup>
		c/t	ε	Classe																						
Tubolare	24.45	<50 ε <sup>2</sup>	1																							
<b>Classe della sezione</b>			<b>1</b>																							
A	7367.03	mm <sup>2</sup>																								
I11	50731500	mm <sup>4</sup>																								
I22	50731500	mm <sup>4</sup>																								
J	101463000	mm <sup>4</sup>																								
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	$f_{yk}$	235	275	355	420	460																				
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71																				
	ε <sup>2</sup>	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51																				

Essendo la sezione TbA in classe 1, lo saranno di conseguenza anche le altre, essendo di uguale diametro e spessori maggiori.

### 9.3.2 Verifiche Tensionali SLU

Essendo le sezioni dei correnti delle travi in classe 3 le verifiche saranno condotte con il metodo elastico, confrontando le tensioni ideali, calcolate secondo Von Mises per le pattabande dei correnti modellate con elementi shell e le tensioni totali (da sforzo normale + flessione) per gli elementi diagonali modellati con elementi beam, con le tensioni di confronto  $f_{yd} = 355 / 1.05 = 338$  MPa per le lamiere di spessore fino a 40mm e  $f_{yd} = 335 / 1.05 = 319$  MPa per le lamiere di spessore superiore a 40mm.

Si riportano le tensioni massime, già fattorizzate a SLU per le varie sezioni lette sul modello descritto al capitolo 5.2.1, in cui viene tenuto in conto delle concentrazioni locali delle tensioni dovute dalla particolare geometria delle travi longitudinali.

Tali concentrazioni si evidenziano sulle piattabande dei correnti, in corrispondenza degli elementi diagonali e in particolare nelle sezioni vicine agli appoggi dove, essendo gli elementi diagonali più sollecitati, si evidenziano concentrazioni maggiori rispetto alle sezioni di mezzeria.

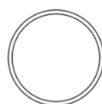
Comb SLU corrente superiore		
Piattabanda orrizontale $\sigma_{VM}$ [Mpa]	Piattabanda inclinata $\sigma_{VM}$ [Mpa]	
Sezione 1	138	121
Sezione 2	182	129
Sezione 3	200	197
Sezione 4	234	233

Comb SLU corrente inferiore		
Piattabanda orrizontale $\sigma_{VM}$ [Mpa]	Piattabanda inclinata $\sigma_{VM}$ [Mpa]	
Sezione 1	111	182
Sezione 2	104	95
Sezione 3	133	129
Sezione 4	169	164

Comb SLU diagonali	
$\sigma$ Total Fibre [Mpa]	
Sezione 1	223
Sezione 2	197
Sezione 3	206
Sezione 4	124

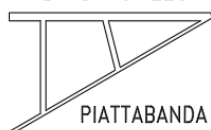
I valori delle tensioni sono riferiti alle seguenti figure:

SEZIONE DIAGONALI



CORRENTE SUPERIORE

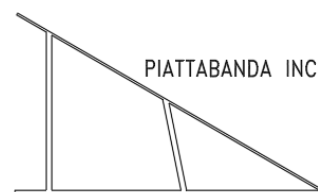
PIATTABANDA ORIZZONTALE



PIATTABANDA INCLINATA

CORRENTE INFERIORE

PIATTABANDA INCLINATA



PIATTABANDA ORIZZONTALE

A titolo di confronto si tiene in conto delle tensioni medie sulle sezioni dovute solo alle azioni assiali, già fattorizzate a SLU della trave più sollecitata, lette sul modello descritto al capitolo 5.2.2 utilizzato per l'analisi di buckling dell'impalcato.



In questo secondo approccio si evidenzia che globalmente le tensioni, calcolate come axial stress  $\sigma = F/A$  dove  $F$  è la forza normale alla sezione di area  $A$ , seguono un andamento crescente verso la mezzeria per i correnti della trave e al contrario seguono un andamento decrescente per gli elementi diagonali, come da aspettarsi per un normale comportamento di trave reticolare in semplice appoggio.

	Comb SLU corrente superiore
	Axial Stress $\sigma$ [Mpa]
Sezione 1	-59.1
Sezione 2	-115
Sezione 3	-172
Sezione 4	-207

	Comb SLU corrente inferiore
	Axial Stress $\sigma$ [Mpa]
Sezione 1	28
Sezione 2	61
Sezione 3	114
Sezione 4	140

	Comb SLU diagonali
	Axial Stress $\sigma$ [Mpa]
Sezione 1	240
Sezione 2	202
Sezione 3	180
Sezione 4	83.6

Si è deciso di verificare le sezioni tenendo in conto dell'andamento globale delle tensioni descritto precedentemente tenendo in conto anche gli effetti delle concentrazioni di tensione, nonostante l'andamento sullo sviluppo della trave appaia anomalo.

I valori risultano tutti inferiori alla tensione limite di progetto  $f_{yd} = 338/319$  MPa, pertanto le verifiche si ritengono soddisfatte.

### 9.3.3 Verifica di stabilità SLU

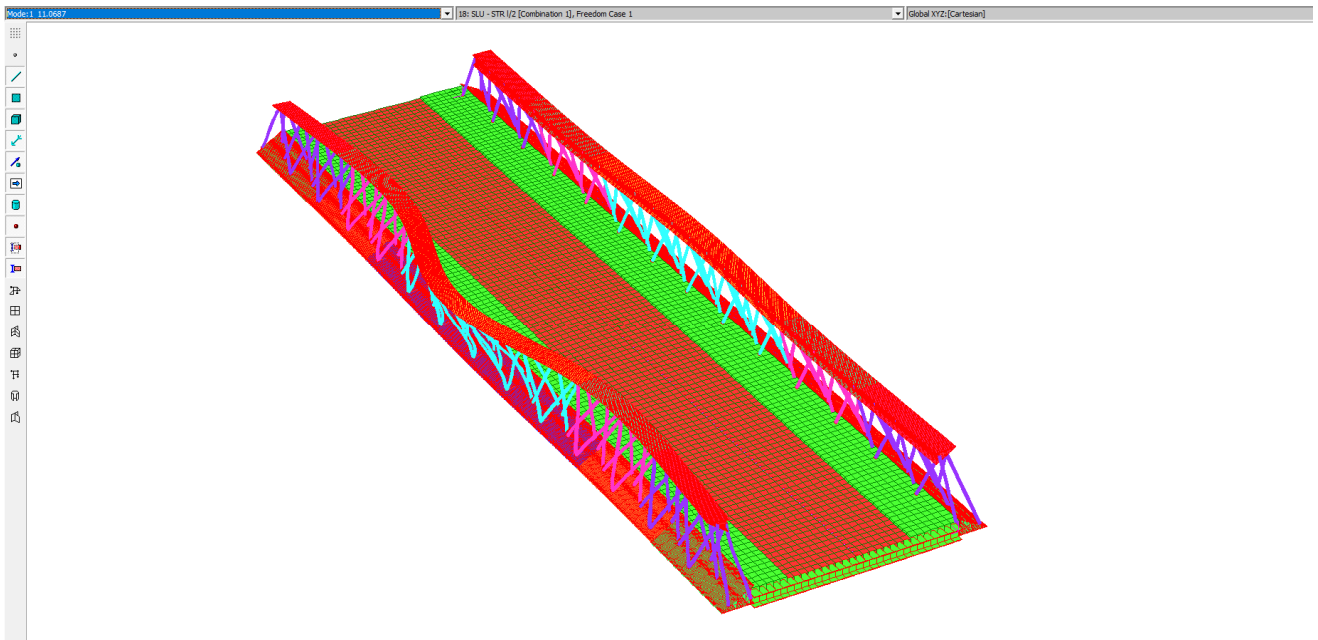
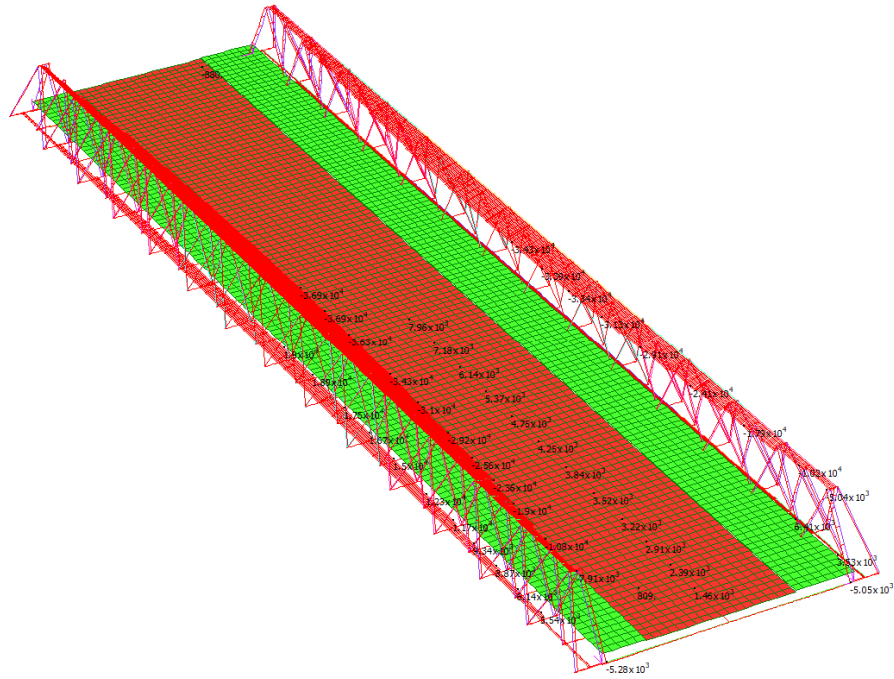
La verifica è condotta secondo quanto descritto nei criteri di verifica delle travi principali al cap. 7.1.3.

#### 9.3.3.1 Stabilità globale

Per valutare l'instabilità globale dell'impalcato, si conduce la verifica con un'analisi di buckling sotto una combinazione di Stato Limite Ultimo che massimizzi l'azione di compressione nel corrente superiore. Tale combinazione prevede l'applicazione dei carichi variabili tandem da traffico in corrispondenza della mezzeria dell'impalcato.

Di seguito si riporta il diagramma delle sollecitazioni assiali della combinazione appena descritta e la deformata del primo modo di buckling:

	MIN	MAX
Force(kN)	$-3.69 \times 10^4$	$1.9 \times 10^4$
	[Bm:1867]	[Bm:1921]



Il primo modo instabile rappresentato in figura corrisponde ad un moltiplicatore dei carichi  $\lambda$  pari a 11.0687.

Pertanto, in accordo con quanto esposto nei criteri di verifica, essendo il minimo moltiplicatore dei carichi pari 11.0687, è ammesso il dimensionamento della struttura mediante analisi lineare.

### 9.3.3.2 Stabilità locale

Si effettua la verifica di stabilità per carico di punta dell'elemento diagonale compresso della trave longitudinale più sollecitato, dovuto ad una combinazione allo SLU descritta in precedenza.

Verifica:			
$N_{b,Rd}$	5269,90	kN	
$M_{b,Rd1}$	200,00	kNm	
$M_{b,Rd2}$	140,00	kNm	
$N_{Ed} / N_{b,Rd}$	0,59		
$M_{Ed} / M_{b,Rd1}$	0,20		
$M_{Ed} / M_{b,Rd2}$	0,20		
$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed,1}}{M_{Rd,1}(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}})} + \frac{M_{Ed,2}}{M_{Rd,2}(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}})}$	0,99	< 1,00	Verificato

La verifica di stabilità locale dell'elemento diagonale risulta soddisfatta.

### 9.3.4 Verifiche allo stato limite di fatica SLF

Si riportano i valori dei coefficienti utilizzati per le verifiche:

$\gamma_{Ff} = 1$	$\gamma_{Mf} = 1.15$
$\lambda_1$	1.95
$\lambda_2$	0.8479
$\lambda_3$	1
$\lambda_4$	1.05
$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4$	1.7361
$\lambda_{max}$	2

Le verifiche saranno condotte confrontando il valore delle tensioni di ogni dettaglio di carpenteria per le varie sezioni, con quelle da normativa esposte al capitolo 7.3.1.2.

Si riportano le tensioni massime, già fattorizzate a SLF per le varie sezioni dei dettagli costruttivi della trave più sollecitata, lette sul modello descritto al capitolo 5.2.1, in cui viene tenuto in conto delle concentrazioni locali delle tensioni dovute dalla particolare geometria delle travi longitudinali. Tali concentrazioni si evidenziano sulle piattabande dei correnti, in corrispondenza degli elementi diagonali e in particolare nelle sezioni vicine agli appoggi, essendo gli elementi diagonali più sollecitati, si evidenziano concentrazioni maggiori rispetto alle sezioni di mezzeraia.

### 9.3.4.1 Sezione S1

Corrente inferiore:

Dettagli	$\Delta\sigma_{E,2}$	$\Delta\sigma_c$	$\Delta\sigma_{E,2}/\Delta\sigma_c$
Saldatura comp. diag-piatt.	25.75	48.70	0.529
Saldatura comp. anima 1-piatt. inferiore	25.75	108.70	0.237
Saldatura comp. anima 2-piatt. inferiore	25.75	108.70	0.237
Saldatura comp. anima 1 piatt. superiore	18.31	69.57	0.263
Saldatura comp. anima 2-piatt. superiore	18.31	69.57	0.263
Saldatura comp. piatt. superiore-piatt. superiore	18.31	97.39	0.188
Saldatura comp. piatt. orrizzontale-piatt. inclianta	18.31	97.39	0.188
Collegamento elementi diagonali	18.31	48.70	0.376

Corrente superiore:

Dettagli	$\Delta\sigma_{E,2}$	$\Delta\sigma_c$	$\Delta\sigma_{E,2}/\Delta\sigma_c$
Saldatura comp. diag-piatt.	14.96	48.70	0.307
Saldatura comp. anima 1-piatt. inferiore	14.22	69.57	0.204
Saldatura comp. anima 2-piatt. inferiore	14.22	69.57	0.204
Saldatura comp. anima 1 piatt. superiore	14.22	108.70	0.131
Saldatura comp. anima 2-piatt. superiore	14.96	108.70	0.138
Saldatura comp. piatt. inferiore-piatt. inferiore	14.22	97.39	0.146
Saldatura comp. piatt. orrizzontale-piatt. inclianta	14.96	97.39	0.154
Collegamento elementi diagonali	14.22	48.70	0.292

Tutte le tensioni risultano inferiori a quelle di progetto, pertanto le verifiche si ritengono soddisfatte.

### 9.3.4.2 Sezione S2

Corrente inferiore:

Dettagli	$\Delta\sigma_{E,2}$	$\Delta\sigma_c$	$\Delta\sigma_{E,2}/\Delta\sigma_c$
Saldatura comp. diag-piatt.	8.61	48.70	0.177

Saldatura comp. anima 1-piatt. inferiore	10.42	108.70	0.096
Saldatura comp. anima 2-piatt. inferiore	10.42	108.70	0.096
Saldatura comp. anima 1 piatt. superiore	8.61	69.57	0.124
Saldatura comp. anima 2-piatt. superiore	8.61	69.57	0.124
Saldatura comp. piatt. superiore-piatt. superiore	8.61	97.39	0.088
Saldatura comp. piatt. inferiore-piatt. inferiore	10.42	88.65	0.118
Saldatura comp. piatt. orizzontale-piatt. inclinata	10.42	97.39	0.107
Collegamento elementi diagonali	8.61	48.70	0.177

Corrente superiore:

Dettagli	$\Delta\sigma_{E,2}$	$\Delta\sigma_c$	$\Delta\sigma_{E,2}/\Delta\sigma_c$
Saldatura comp. diag-piatt.	15.50	48.70	0.318
Saldatura comp. anima 1-piatt. inferiore	15.10	69.57	0.217
Saldatura comp. anima 2-piatt. inferiore	15.10	69.57	0.217
Saldatura comp. anima 1 piatt. superiore	15.50	108.70	0.143
Saldatura comp. anima 2-piatt. superiore	15.50	108.70	0.143
Saldatura comp. piatt. superiore-piatt. superiore	15.50	88.65	0.175
Saldatura comp. piatt. inferiore-piatt. inferiore	15.50	97.39	0.159
Saldatura comp. piatt. orizzontale-piatt. inclinata	15.50	97.39	0.159
Collegamento elementi diagonali	15.10	48.70	0.310

Tutte le tensioni risultano inferiori a quelle di progetto, pertanto le verifiche si ritengono soddisfatte.

### 9.3.4.3 Sezione S3

Corrente inferiore:

Dettagli	$\Delta\sigma_{E,2}$	$\Delta\sigma_c$	$\Delta\sigma_{E,2}/\Delta\sigma_c$
Saldatura comp. diag-piatt.	14.72	48.70	0.302
Saldatura comp. anima 1-piatt. inferiore	14.72	108.70	0.135
Saldatura comp. anima 2-piatt. inferiore	14.72	108.70	0.135
Saldatura comp. anima 1 piatt. superiore	13.81	69.57	0.199
Saldatura comp. anima 2-piatt. superiore	13.81	69.57	0.199
Saldatura comp. piatt. superiore-piatt. superiore	13.81	97.39	0.142
Saldatura comp. piatt. inferiore-piatt. inferiore	14.72	81.75	0.180
Saldatura comp. piatt. orrizzontale-piatt. inclianta	13.81	97.39	0.142
Collegamento elementi diagonali	13.81	48.70	0.284

Corrente superiore:

Dettagli	$\Delta\sigma_{E,2}$	$\Delta\sigma_c$	$\Delta\sigma_{E,2}/\Delta\sigma_c$
Saldatura comp. diag-piatt.	26.15	48.70	0.537
Saldatura comp. anima 1-piatt. inferiore	26.15	69.57	0.376
Saldatura comp. anima 2-piatt. inferiore	26.21	69.57	0.377
Saldatura comp. anima 1 piatt. superiore	26.15	108.70	0.241
Saldatura comp. anima 2-piatt. superiore	26.15	108.70	0.241
Saldatura comp. piatt. superiore-piatt. superiore	26.15	81.74	0.320
Saldatura comp. piatt. inferiore-piatt. inferiore	26.21	97.39	0.269
Saldatura comp. piatt. orrizzontale-piatt. inclianta	26.21	97.39	0.269
Collegamento elementi diagonali	26.21	48.70	0.538

Tutte le tensioni risultano inferiori a quelle di progetto, pertanto le verifiche si ritengono soddisfatte.

### 9.3.4.4 Sezione S4

Corrente inferiore:

Dettagli	$\Delta\sigma_{E,2}$	$\Delta\sigma_c$	$\Delta\sigma_{E,2}/\Delta\sigma_c$
Saldatura comp. diag-piatt.	18.20	48.70	0.374
Saldatura comp. anima 1-piatt. inferiore	18.20	108.70	0.167
Saldatura comp. anima 2-piatt. inferiore	18.20	108.70	0.167

Saldatura comp. anima 1 piatt. superiore	18.10	69.57	0.260
Saldatura comp. anima 2-piatt. superiore	18.10	69.57	0.260
Saldatura comp. piatt. superiore-piatt. superiore	18.10	97.39	0.186
Saldatura comp. piatt. orizzontale-piatt. inclianta	18.20	97.39	0.187
Collegamento elementi diagonali	18.10	61.74	0.293

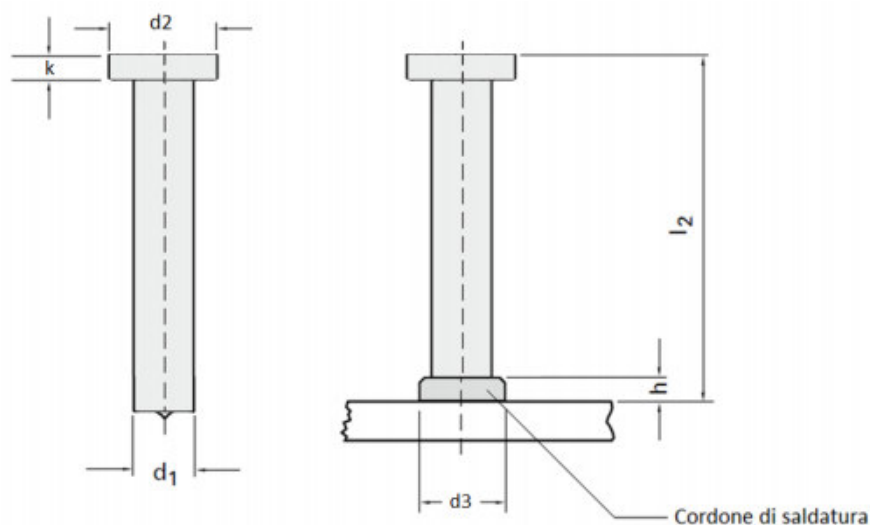
Corrente superiore:

Dettagli	$\Delta\sigma_{E,2}$	$\Delta\sigma_c$	$\Delta\sigma_{E,2}/\Delta\sigma_c$
Saldatura comp. diag-piatt.	31.50	48.70	0.647
Saldatura comp. anima 1-piatt. inferiore	31.60	69.57	0.454
Saldatura comp. anima 2-piatt. inferiore	31.60	69.57	0.454
Saldatura comp. anima 1 piatt. superiore	31.50	108.70	0.290
Saldatura comp. anima 2-piatt. superiore	31.50	108.70	0.290
Saldatura comp. piatt. inferiore-piatt. inferiore	31.60	97.39	0.324
Saldatura comp. piatt. orizzontale-piatt. inclianta	31.60	97.39	0.324
Collegamento elementi diagonali	31.60	61.74	0.512

Tutte le tensioni risultano inferiori a quelle di progetto, pertanto le verifiche si ritengono soddisfatte.

### 9.3.5 Verifica dei pioli

Secondo le UNI EN ISO 13918 e DM 17/01/2018 si utilizzano pioli tipo Nelson  $\varnothing=22$  H=250 di acciaio S235J2G3+C450.







- Classe classificazione della sezione
- $\text{Sig}_{Ed}/f_{yd}$  rapporto tra la massima tensione di calcolo e la tensione resistente di progetto (coeff. di sfruttamento)

Corrente superiore:

Sezione	X(m)	Combinazione	Classe	Piattabanda orizzontale SigEd/fyd	Piattabanda inclinata SigEd/fyd
S1	5	SLU Corrente superiore	3	0.408	0.358
S2	11.5	SLU Corrente superiore	3	0.538	0.382
S3	21.5	SLU Corrente superiore	3	0.627	0.583
S4	35	SLU Corrente superiore	3	0.734	0.689

Corrente inferiore:

Sezione	X(m)	Combinazione	Classe	Piattabanda orizzontale SigEd/fyd	Piattabanda inclinata SigEd/fyd
S1	5	SLU Corrente inferiore	3	0.328	0.281
S2	9	SLU Corrente inferiore	3	0.308	0.281
S3	19	SLU Corrente inferiore	3	0.417	0.382
S4	35	SLU Corrente inferiore	3	0.530	0.485

Elementi diagonali:

Sezione	X(m)	Combinazione	Classe	Diagonali SigEd/fyd
S1	5	SLU Max Sollecitazione	1	0.660
S2	11.5	SLU Max Sollecitazione	1	0.583
S3	21.5	SLU Max Sollecitazione	1	0.609
S4	35	SLU Max Sollecitazione	1	0.367

### 9.3.6.2 Verifica dei pioli

Significato colonne:

- Concio nome concio
- X(m) lunghezza sezione considerata da asse appoggi
- Combinazione stato limite considerato
- $F_{Ed}/F_{Rd}$  rapporto tra la massima sollecitazione di calcolo e la sollecitazione resistente di progetto (coeff. di sfruttamento)

Concio	X(m)	Combinazione	$F_{Ed}/F_{Rd}$
C	0<x<2.5	SLU	0.897
	x>2.5	SLU	0.750
B		SLU	0.900
A		SLU	0.519

## 10 TRAVERSI

Tutti i traversi vengono connessi alla soletta mediante piolatura, l'interasse dei traversi è di 2.5m. I traversi sono costituiti da travi in parete piena colleganti alle travi principali mediante bullonatura.

Le caratteristiche geometriche della sezione dei traversi sono riportate nella tabella che segue.

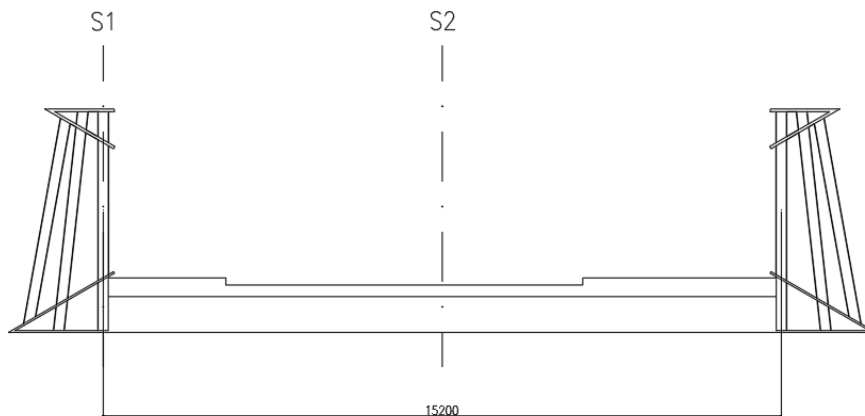
<b>Traverso tipico</b>	Piattabanda sup. (mm)	Anima (mm)	Piattabanda inf. (mm)	Altezza ferro (mm)
Diaframmi a parete piena	400 x 25	15	500 x 25	800
<b>Traverso di spalla</b>	Piattabanda sup. (mm)	Anima (mm)	Piattabanda inf. (mm)	Altezza ferro (mm)
Diaframmi a parete piena	800 x 40	25	800 x 40	800

Per determinare l'andamento delle sollecitazioni e degli sforzi sui traversi si fa riferimento ai risultati ottenuti dal modello monofilare del traverso descritto in precedenza, tenendo presente che per i traversi di spalla si dovrà tenere in conto della presenza dell'incremento dinamico per il calcolo delle sollecitazioni da traffico, come indicato nel paragrafo dell'analisi dei carichi.

Le condizioni di carico sul traverso sono state applicate con i criteri descritti al capitolo "Metodo di calcolo" del presente documento.

### 10.1 SEZIONI SIGNIFICATIVE DI VERIFICA

Le sezioni significative per le verifiche strutturali dei traversi principali sono evidenziate nel seguito:



- S1 Sezione di attacco (Taglio massimo)
- S2 Sezione di mezzeria (Momento massimo)

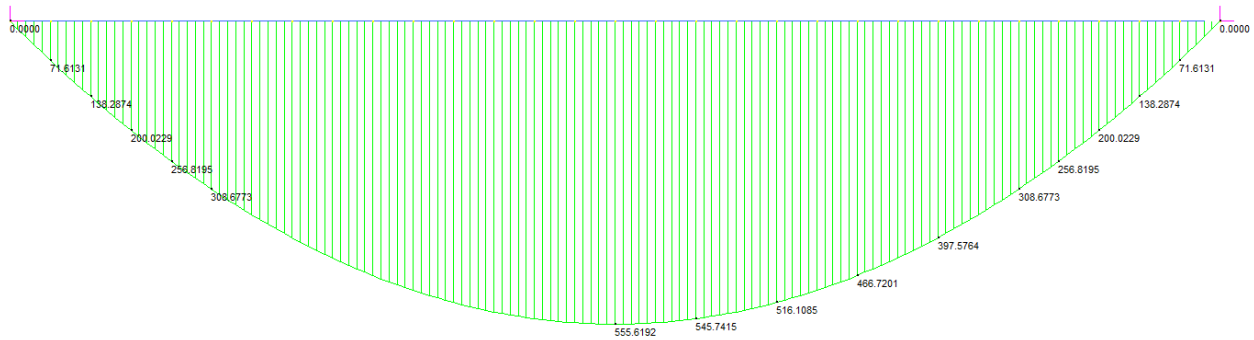
### 10.2 DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI

Si riportano i diagrammi di sollecitazione per le azioni principali, considerate nel dimensionamento, le unità di misura sono kN per le forze e metri per le lunghezze, i valori nei diagrammi sono relativi ai carichi nominali, quindi non fattorizzati.

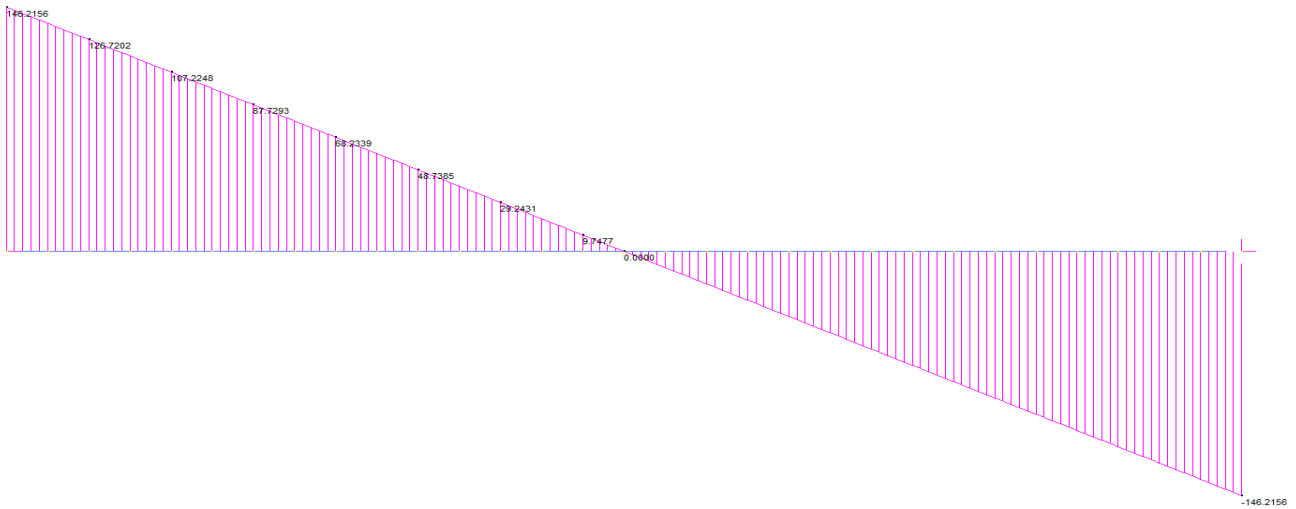
## 10.2.1 Traverso tipico

### 10.2.1.1 *Pesi propri acciaio + soletta*

Momento Flettente [kNm]



Taglio [kN]



Validazione

q = 19,30 kN/m

L = 15,2 m

Mmax  $qL^2/8 = 557$  kNm

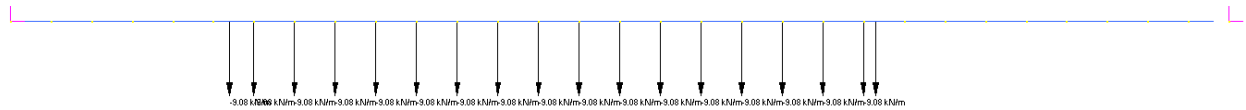
Tmax  $qL/2 = 147$  kN

### 10.2.1.2 *Pesi permanenti portati*

#### Cordoli



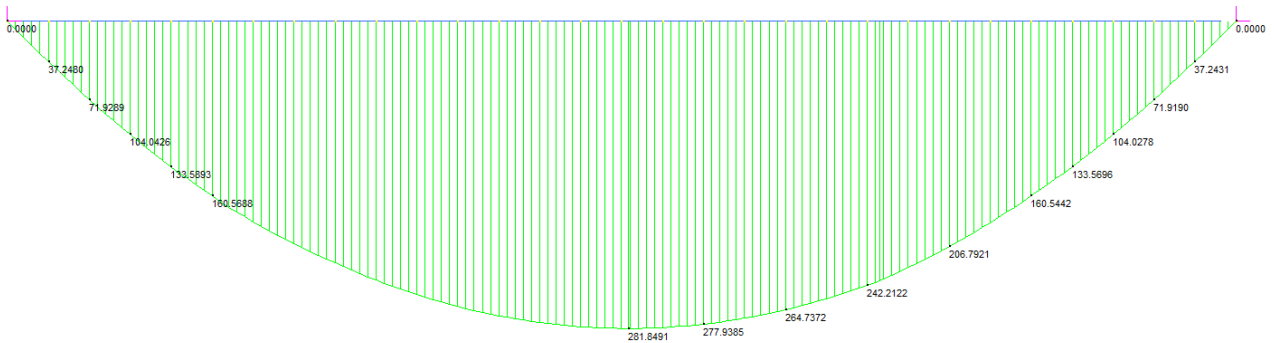
#### Pavimentazione



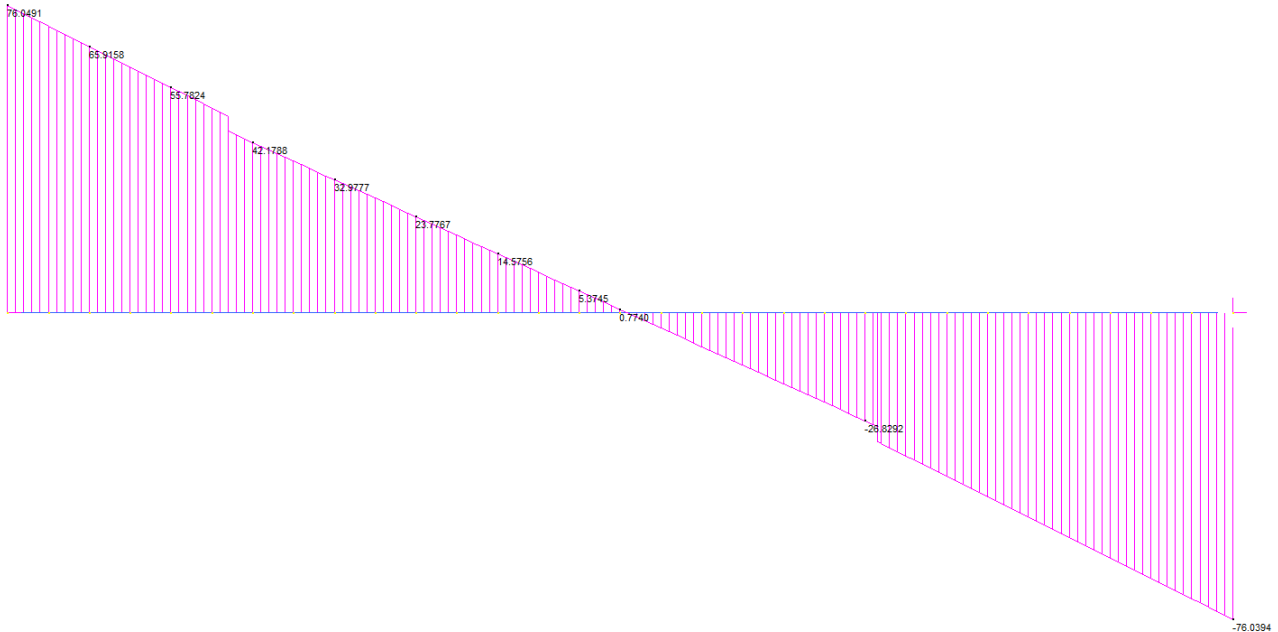
#### Barriere



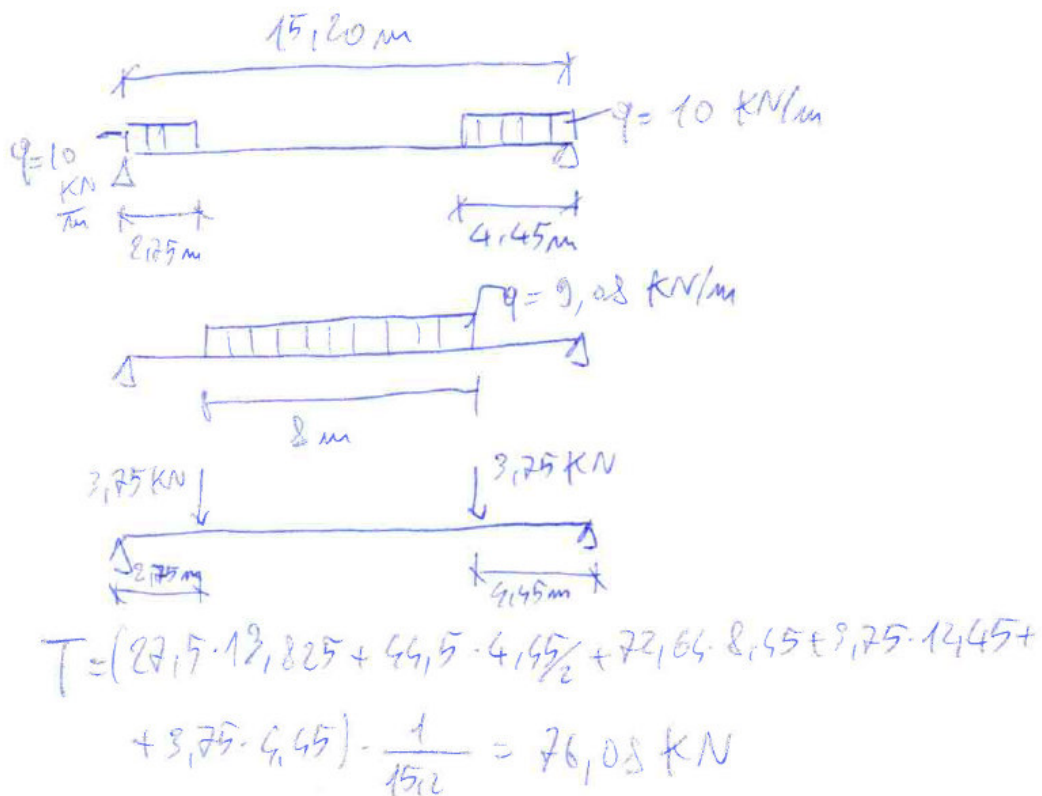
#### Momento Flettente [kNm]



Taglio [kN]



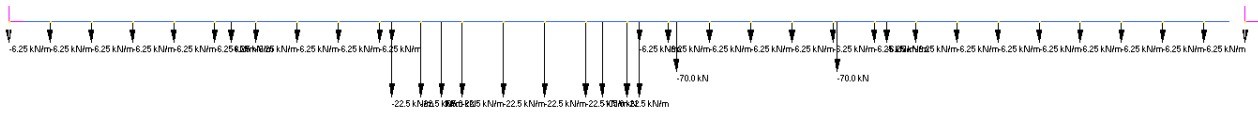
Validazione



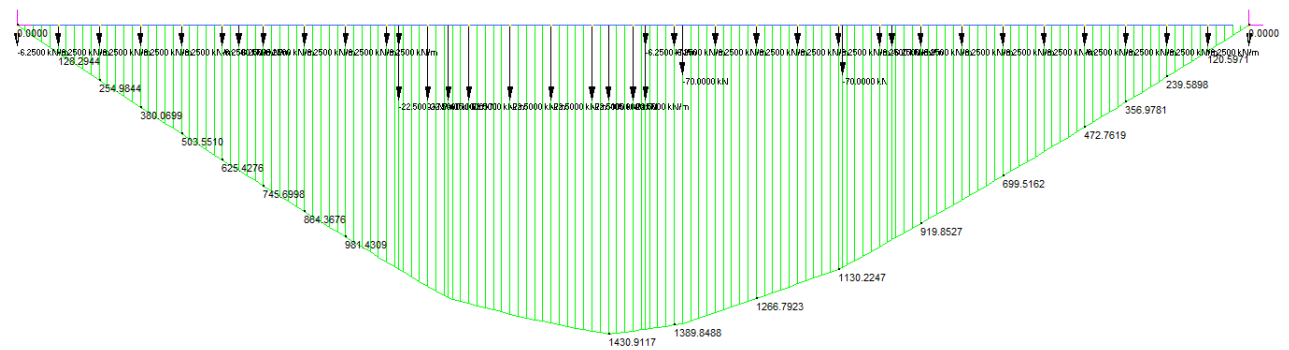
### 10.2.1.3 Carichi accidentali (traffico schema di carico 1)

L'afferenza dei carichi accidentali concentrati tandem dello schema 1 per i traversi tipici è 35%, come indicato nei criteri di progettazione del presente documento.

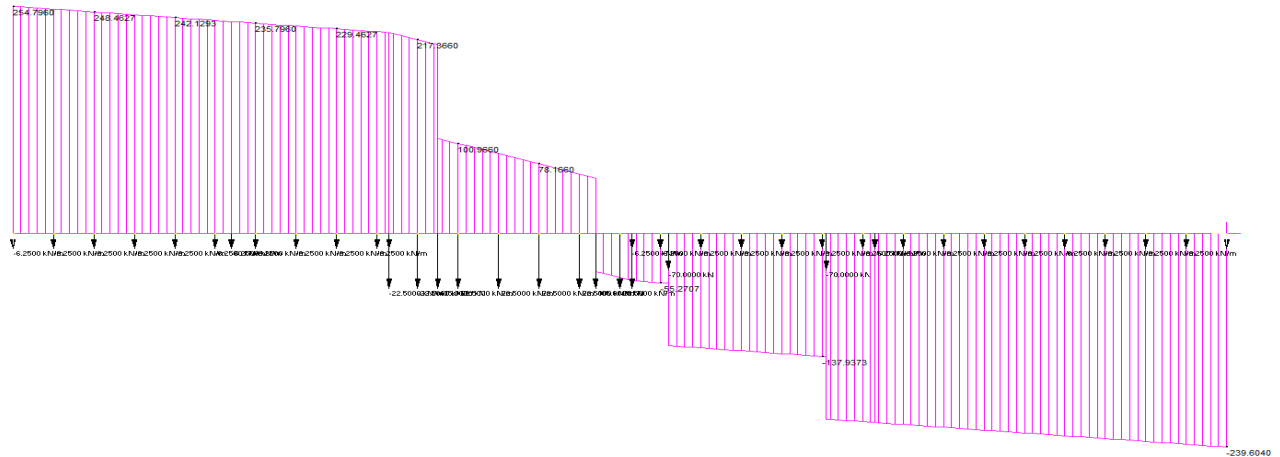
Massimizzazione della mezzeria



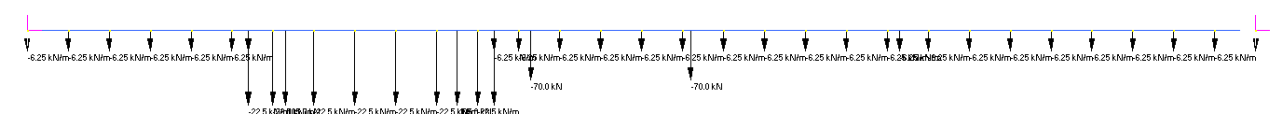
Momento Flettente [kNm]



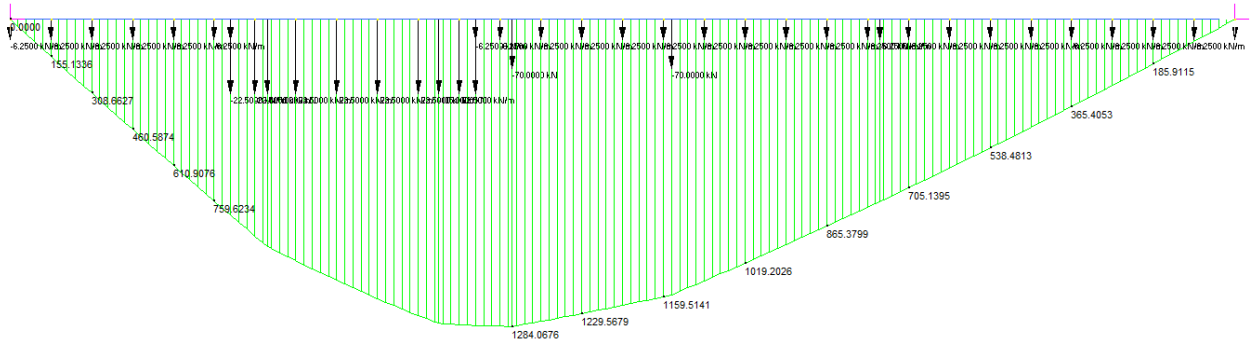
Taglio [kN]



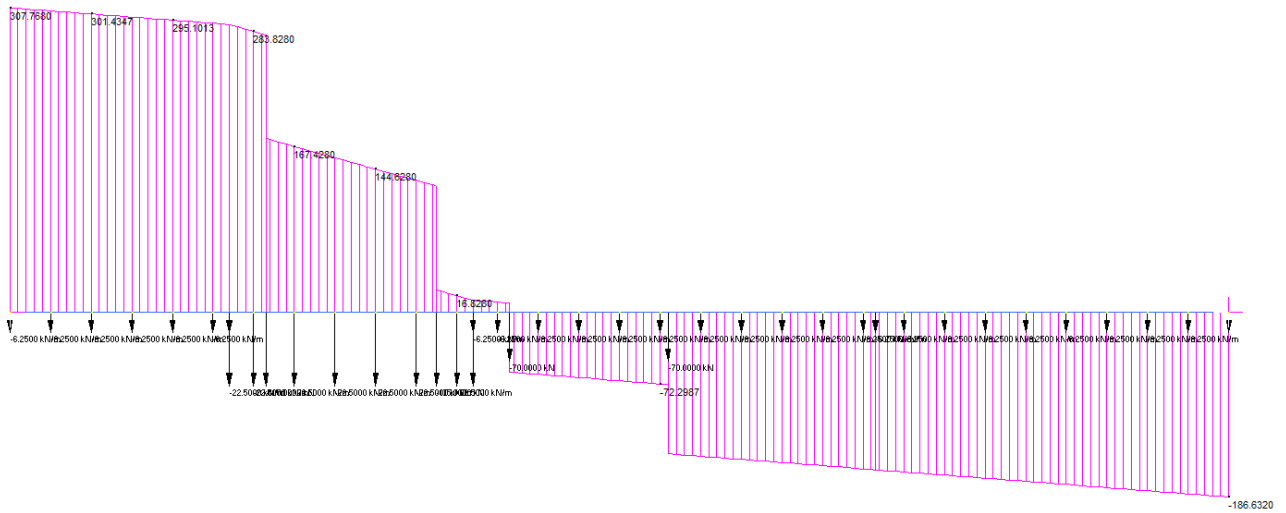
Massimizzazione dell'appoggio



Momento Flettente [kNm]



Taglio [kN]



Validazione

Si verifica che la somma delle reazioni vincolari (pari ai due tagli di estremità)

$$254.80 + 239.60 = 494.4$$

$$307.77 + 186.63 = 494.4$$

sia uguale alla somma dei carichi applicati

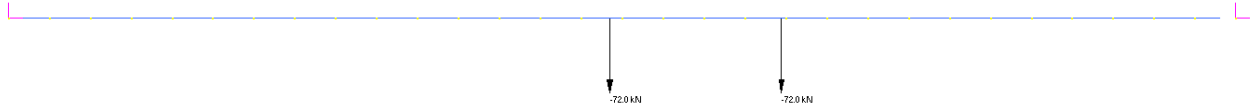
$$(600 + 400) \times 0.35 + 2.5 \times 2.5 \times 12.2 + 9 \times 2.5 \times 3 = 493.75 \text{ kN}$$

dove si è assunto il 35% di afferenza dei carichi concentrati sul singolo traverso come anticipato nei criteri di progettazione del presente documento. La verifica è soddisfatta.

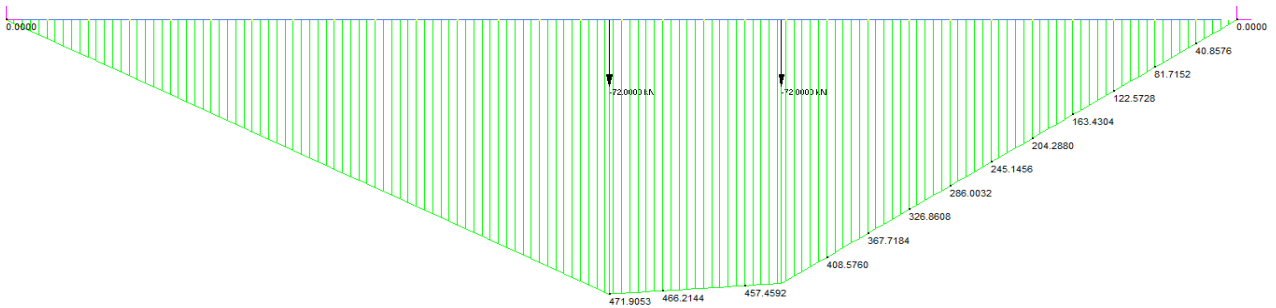
### 10.2.1.4 Carichi accidentali (Fatica FLM3)

L'afferenza dei carichi accidentali concentrati dello schema FLM3 per i traversi tipici è 30%, come indicato nei criteri di progettazione del presente documento.

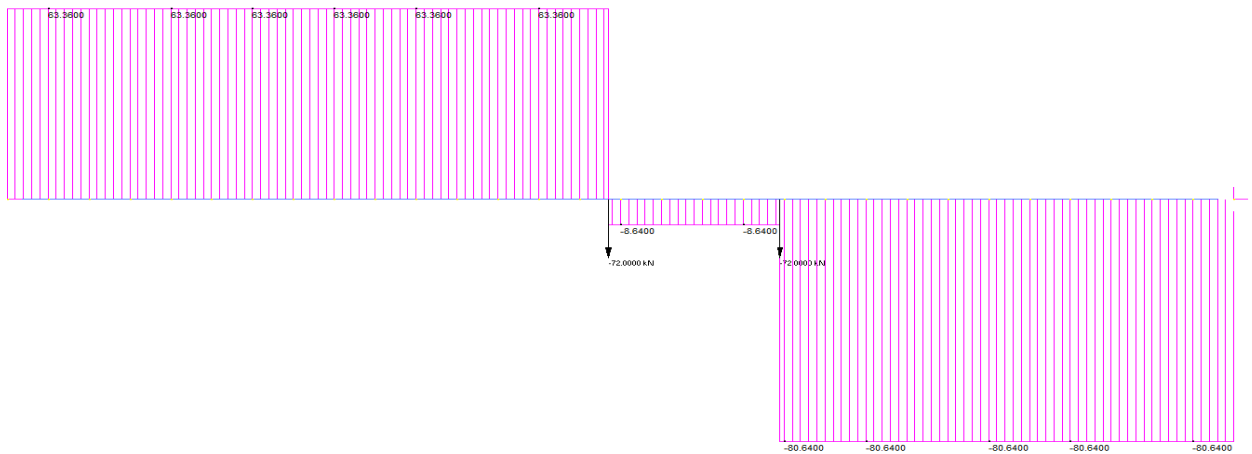
Massimizzazione della mezzeria



Momento Flettente [kNm]



Taglio [kN]

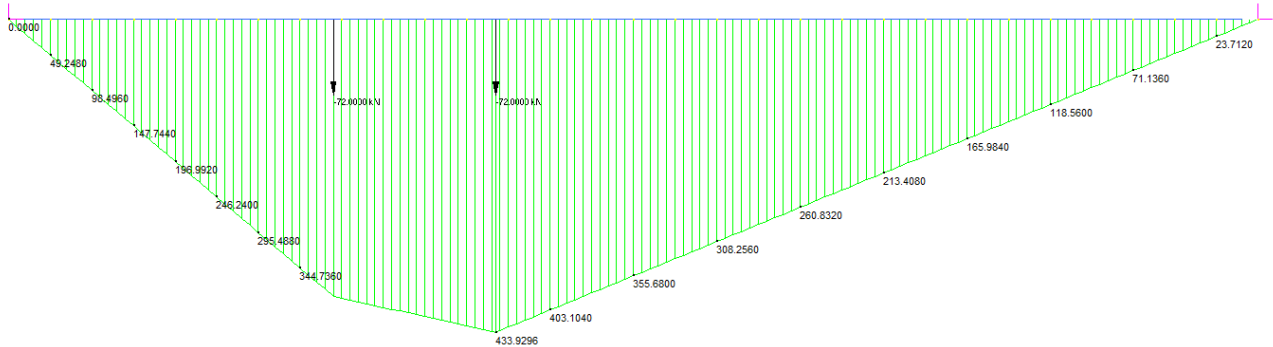


Massimizzazione dell'appoggio

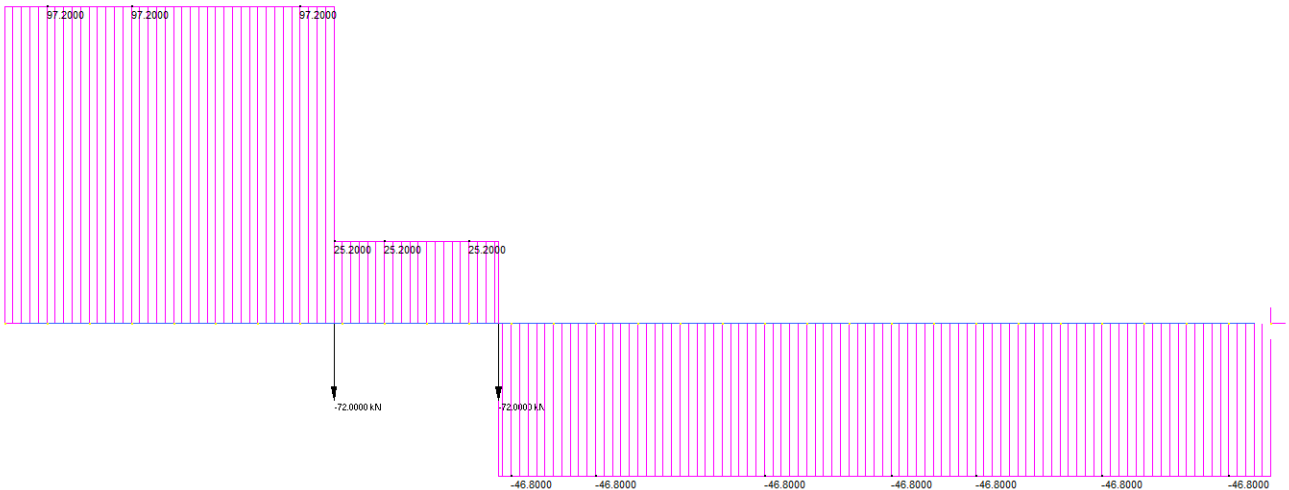




Momento Flettente [kNm]



Taglio [kN]

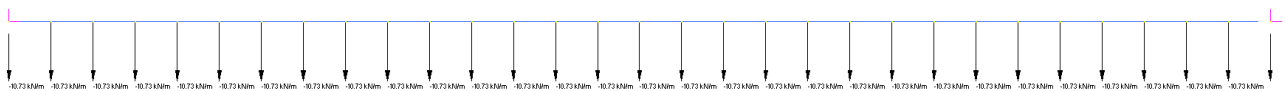


10.2.2 Traverso di spalla

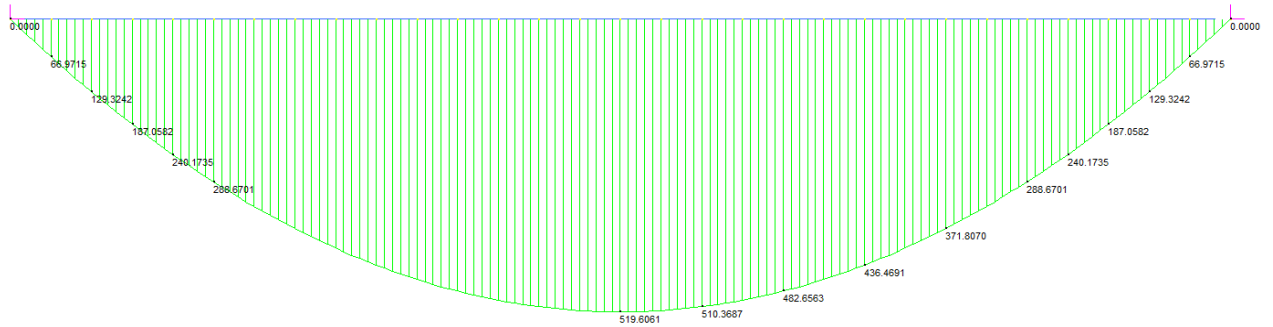
La lunghezza di afferenza del traverso di spalla è di 1650mm anziché i 2500mm del traverso tipico, pertanto i carichi distribuiti saranno proporzionalmente ridotti del 35%. Per il traverso di spalla è stato utilizzato un altro modello simile a quello del traverso tipico, vista la differente geometria della sezione, con i carichi opportunamente scalati. Si ritengono pertanto efficaci le validazioni già effettuate.

10.2.2.1 *Pesi propri acciaio + soletta*

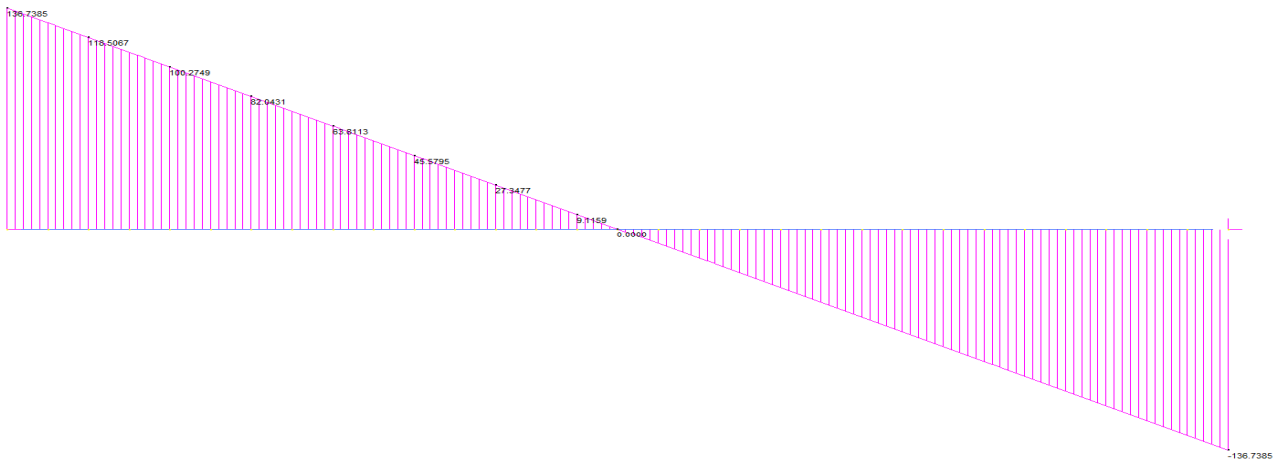
Carico:  $7.40 + 10.73 = 18.13$  kN/m (p.p traverso + afferenza soletta)



Momento Flettente [kNm]



Taglio [kN]

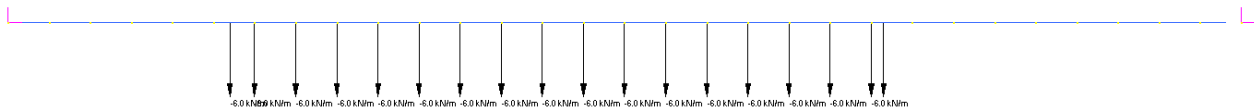


10.2.2.2 *Pesi permanenti portati*

Cordoli



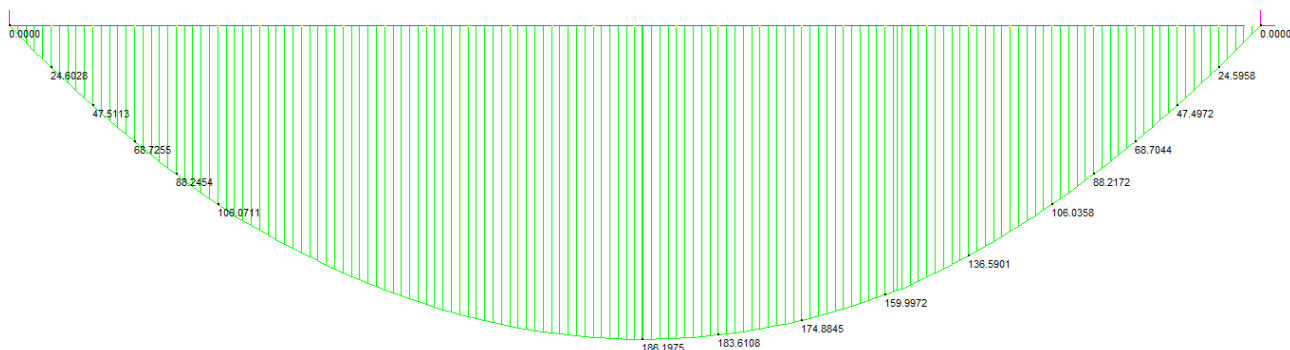
Pavimentazione



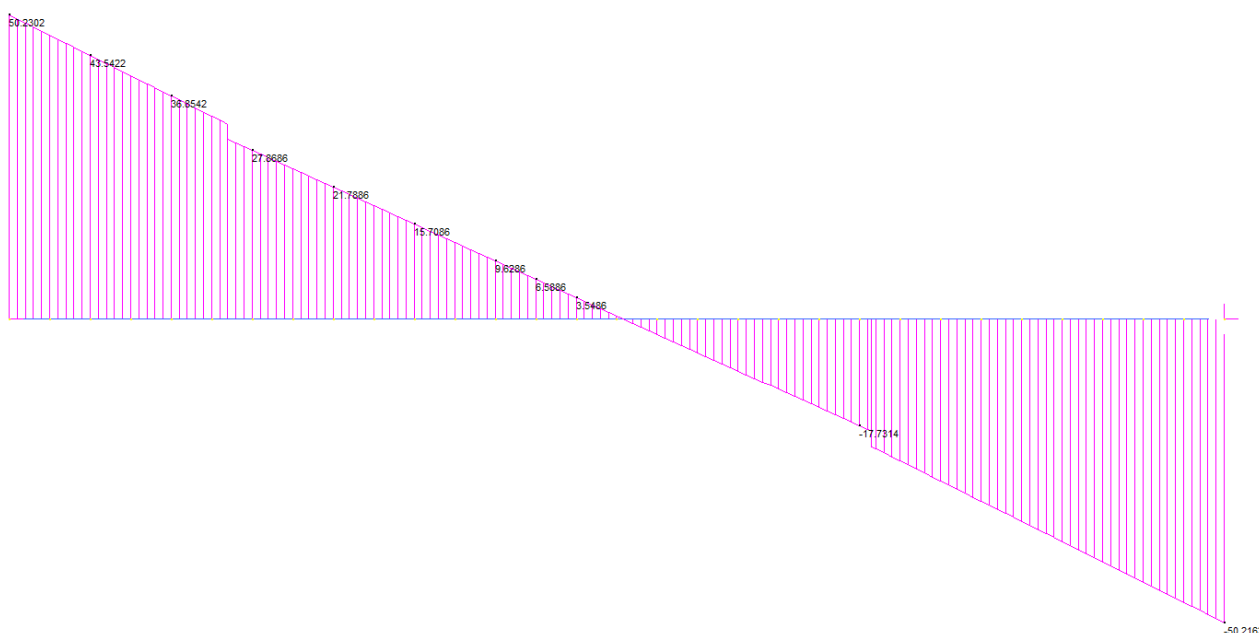
Barriere



Momento Flettente [kNm]



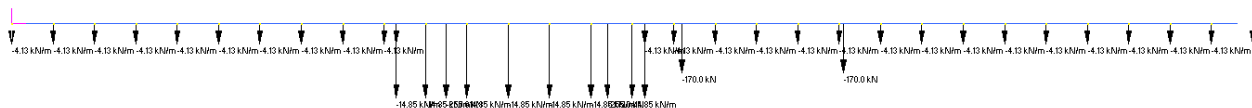
Taglio [kN]



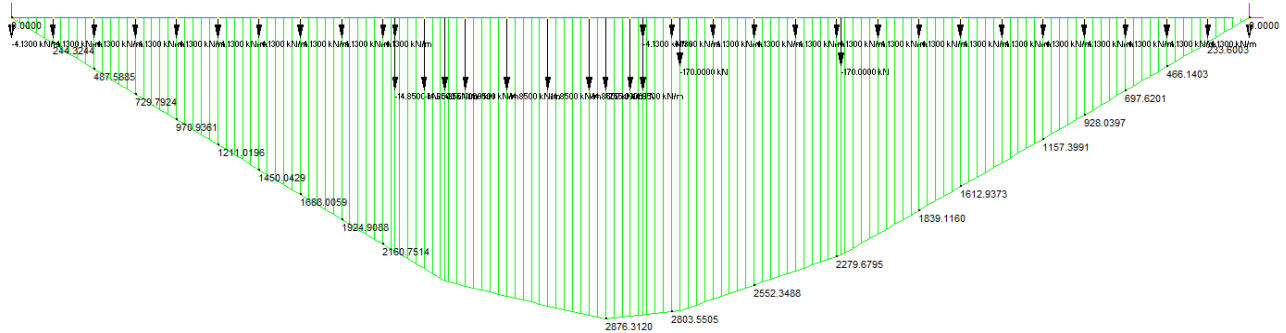
10.2.2.3 Carichi accidentali (traffico schema di carico 1)

L'afferenza dei carichi accidentali concentrati tandem dello schema1 per i traversi di spalla è 85%, come indicato nei criteri di progettazione del presente documento.

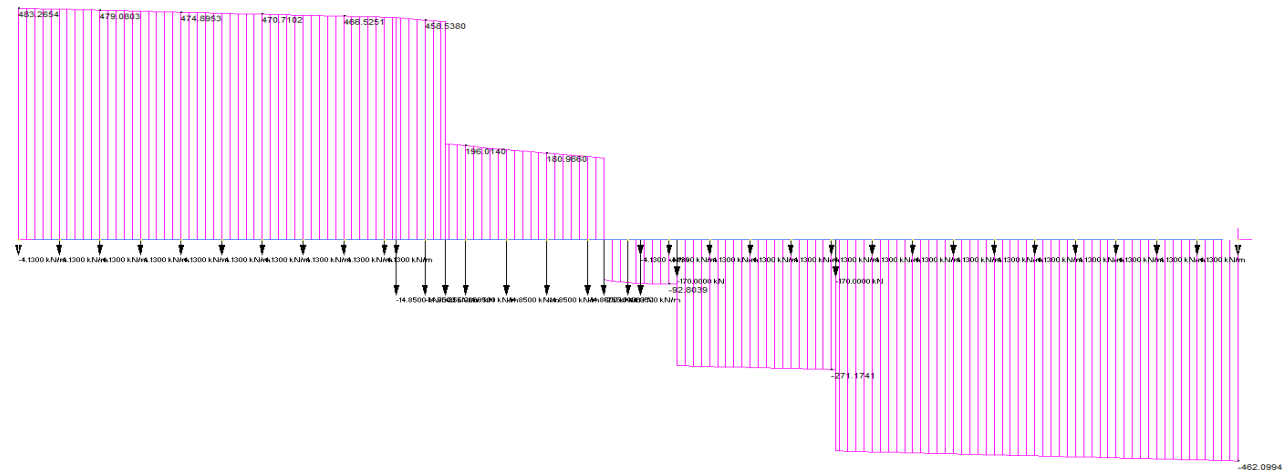
Massimizzazione della mezzeria



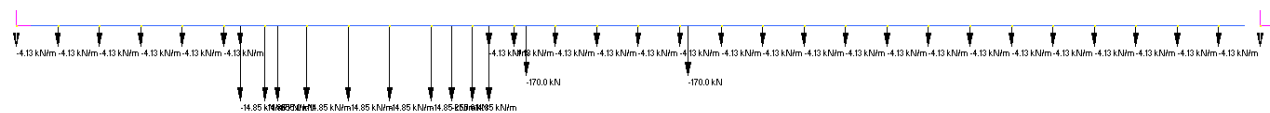
Momento Flettente [kNm]



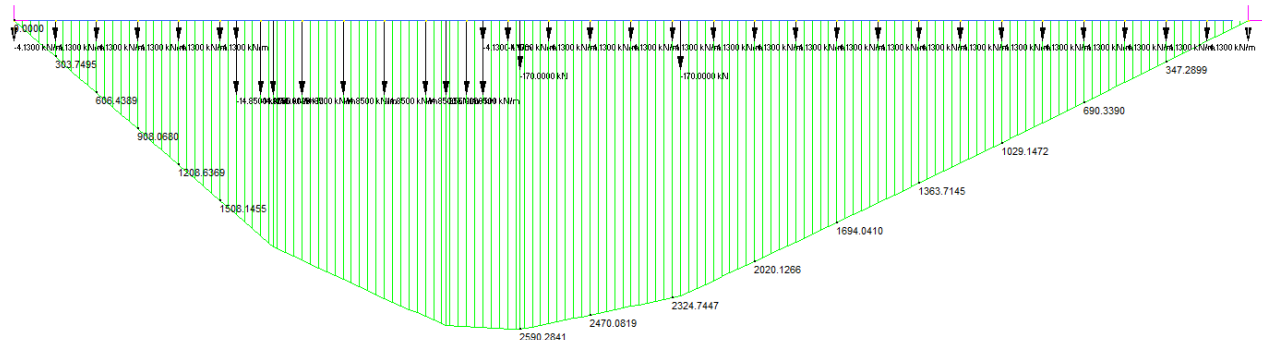
Taglio [kN]



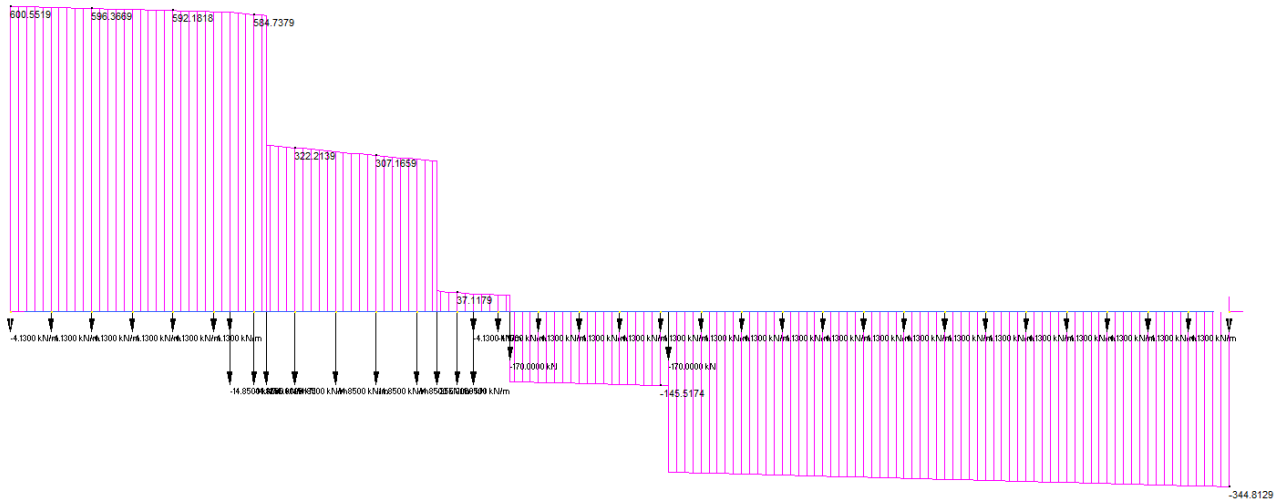
Massimizzazione dell'appoggio



Momento Flettente [kNm]



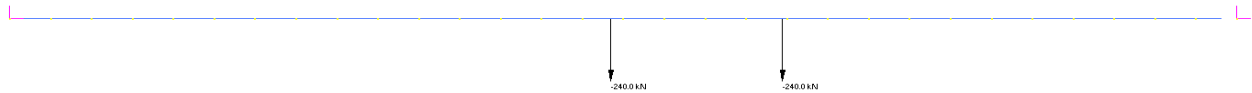
Taglio [kN]



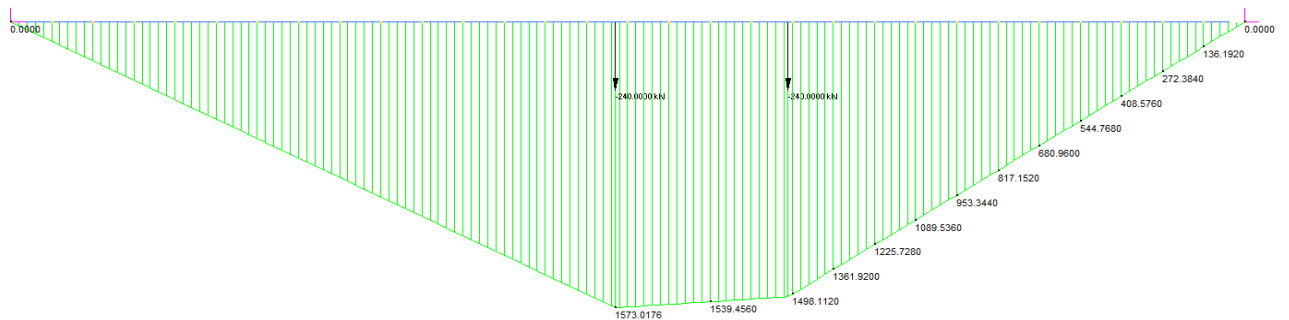
10.2.2.4 Carichi accidentali (Fatica FLM3)

L'afferenza dei carichi accidentali concentrati dello schema FLM3 per i traversi di spalla è 100%, come indicato nei criteri di progettazione del presente documento.

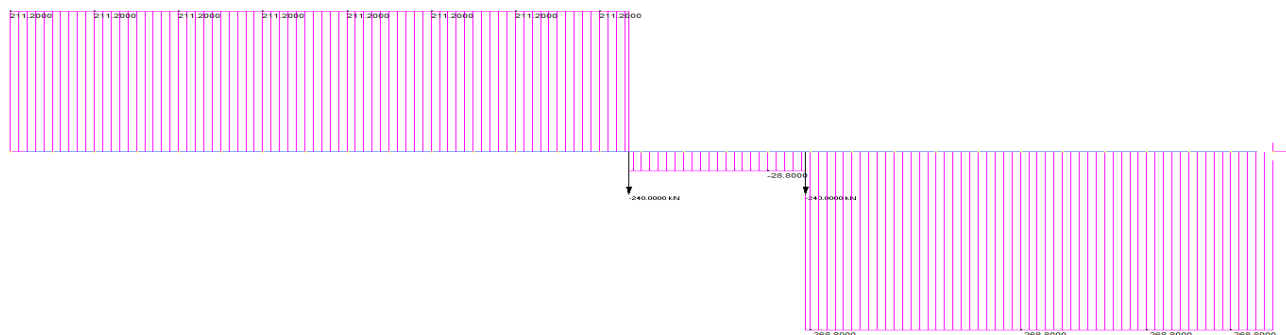
Massimizzazione della mezzeria



Momento Flettente [kNm]



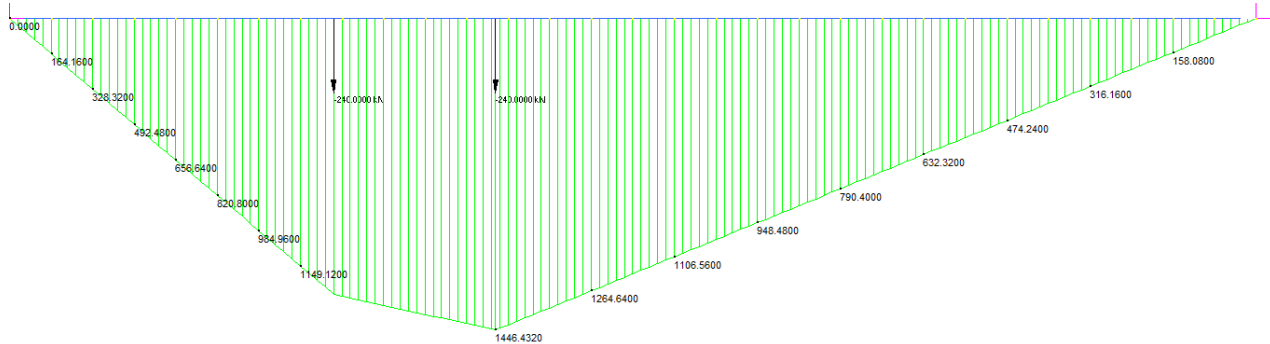
Taglio [kN]



Massimizzazione dell'appoggio



Momento Flettente [kNm]



Taglio [kN]



### 10.3 TABELLE DELLE SOLLECITAZIONI COMBinate E FATTORIZZATE

Si sono combinate le sollecitazioni elementari riportate nel paragrafo precedente al fine di massimizzare le sollecitazioni nelle diverse sezioni. La combinazione di massima compressione è dimensionante per la piattabanda superiore e la stabilità delle anime mentre la massima trazione è dimensionante per la piattabanda inferiore. Nelle combinazioni il delta termico differenziale è considerato di contrazione concorde con il ritiro.

Combinazione SLU di massima compressione:

1.35 Pesi strutturali+1.35 Pesi portati+1.2 ritiro + (1.2 x0.6) Delta termico+1.35 Traffico+(1.5x0.6) vento

Combinazione SLU di massima trazione:

1.35 Pesi strutturali+1.35 Pesi portati+0 ritiro - (1.2 x0.6) Delta termico+1.35 Traffico+(1.5x0.6) vento

Combinazione SLE rara di massima compressione:

Pesi strutturali + Pesi portati+ ritiro + 0.6 Delta termico + Traffico+ 0.6 vento

Combinazione SLE rara di massima trazione:

Pesi strutturali + Pesi portati +0 ritiro - 0.6 Delta termico + Traffico+ 0.6 vento

Combinazione SLE frequente di massima compressione:

Pesi strutturali + Pesi portati+ ritiro + 0.6 Delta termico + Traffico+ 0.2 vento

Combinazione SLE frequente di massima trazione:

Pesi strutturali + Pesi portati +0 ritiro - 0.6 Delta termico + Traffico+ 0.2 vento

Di seguito si riportano le sollecitazioni combinate e fattorizzate per le diverse fasi considerate:

Fase 1 Peso proprio

Fase 2a Permanenti

Fase 2b Ritiro

Fase 2c Coazioni e/o presollecitazioni

Fase 3a Variazione termica

Fase 3b Traffico

### 10.3.1 Sollecitazioni SLU

Si riportano le sollecitazioni massime, già fattorizzate a SLU, per le varie sezioni e fasi. Le sollecitazioni dovute a ritiro e variazione termica sono state calcolate direttamente dal programma Ponti EC4, in quanto lo schema statico del traverso è di semplice appoggio (isostatico).

#### 10.3.1.1 Traverso Tipico

Massima compressione Sezione 1 Traverso tipico				Massima compressione Sezione 2 Traverso tipico			
	N (kN)	T (kN)	M (kNm)		N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Fase1	0	197.39	0	Fase1	0	0	-750.09
Fase2a	0	102.67	0	Fase2a	0	0	-380.5
Fase2b	-910	0	211	Fase2b	-910	0	211
Fase2c	0	0	0	Fase2c	0	0	0
Fase3a	-1640	0	201	Fase3a	-1640	0	201
Fase3b	0	415.49	0	Fase3b	0	13.1	-1931.73
Massima trazione Sezione 1 Traverso tipico				Massima trazione Sezione 2 Traverso tipico			
	N (kN)	T (kN)	M (kNm)		N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Fase1	0	197.39	0	Fase1	0	0	-750.09
Fase2a	0	102.67	0	Fase2a	0	0	-380.5

Fase2b	0	0	0	Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0	Fase2c	0	0	0
Fase3a	1640	0	-201	Fase3a	1640	0	-201
Fase3b	0	415.49	0	Fase3b	0	13.1	-1931.73

### 10.3.1.2 Traverso di Spalla

Massima compressione Sezione 1 Traverso di spalla				Massima compressione Sezione 2 Traverso di spalla			
	N (kN)	T (kN)	M (kNm)		N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Fase1	0	184.597	0	Fase1	0	0	-701.468
Fase2a	0	67.81	0	Fase2a	0	0	-251.37
Fase2b	-601	0	230	Fase2b	-601	0	230
Fase2c	0	0	0	Fase2c	0	0	0
Fase3a	-1080	0	292	Fase3a	-1080	0	292
Fase3b	0	810.745	0	Fase3b	0	57.959	-3883.021
Massima trazione Sezione 1 Traverso di spalla				Massima trazione Sezione 2 Traverso di spalla			
	N (kN)	T (kN)	M (kNm)		N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Fase1	0	184.597	0	Fase1	0	0	-701.468
Fase2a	0	67.81	0	Fase2a	0	0	-251.37
Fase2b	0	0	0	Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0	Fase2c	0	0	0
Fase3a	1080	0	-292	Fase3a	1080	0	-292
Fase3b	0	810.745	0	Fase3b	0	57.959	-3883.021

### 10.3.2 Sollecitazioni SLE Rara

Si riportano le sollecitazioni massime, già fattorizzate a SLE rara, per le varie sezioni e fasi. Le sollecitazioni dovute a ritiro e variazione termica sono state calcolate direttamente dal programma Ponti EC4, in quanto lo schema statico del traverso è di semplice appoggio (isostatico).

#### 10.3.2.1 Traverso Tipico

Massima compressione Sezione 1 Traverso tipico				Massima compressione Sezione 2 Traverso tipico			
	N (kN)	T (kN)	M (kNm)		N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Fase1	0	146.216	0	Fase1	0	0	-555.619
Fase2a	0	76.05	0	Fase2a	0	0	-281.85
Fase2b	-758.33	0	175.83	Fase2b	-758.33	0	175.83
Fase2c	0	0	0	Fase2c	0	0	0
Fase3a	-1366.67	0	167.5	Fase3a	-1366.67	0	167.5
Fase3b	0	307.768	0	Fase3b	0	9.706	-1430.91



Massima trazione Sezione 1 Traverso tipico				Massima trazione Sezione 2 Traverso tipico			
	N (kN)	T (kN)	M (kNm)		N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Fase1	0	146.216	0	Fase1	0	0	-555.619
Fase2a	0	76.05	0	Fase2a	0	0	-281.85
Fase2b	0	0	0	Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0	Fase2c	0	0	0
Fase3a	1366.67	0	-167.5	Fase3a	1366.67	0	-167.5
Fase3b	0	307.768	0	Fase3b	0	9.706	-1430.91

### 10.3.2.2 Traverso di Spalla

Massima compressione Sezione 1 Traverso di spalla				Massima compressione Sezione 2 Traverso di spalla			
	N (kN)	T (kN)	M (kNm)		N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Fase1	0	136.739	0	Fase1	0	0	-519.606
Fase2a	0	50.23	0	Fase2a	0	0	-186.2
Fase2b	-500.83	0	191.67	Fase2b	-500.83	0	191.67
Fase2c	0	0	0	Fase2c	0	0	0
Fase3a	-900	0	243.33	Fase3a	-900	0	243.33
Fase3b	0	600.552	0	Fase3b	0	42.932	-2876.312
Massima trazione Sezione 1 Traverso di spalla				Massima trazione Sezione 2 Traverso di spalla			
	N (kN)	T (kN)	M (kNm)		N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Fase1	0	136.739	0	Fase1	0	0	-519.606
Fase2a	0	50.23	0	Fase2a	0	6	-186.2
Fase2b	0	0	0	Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0	Fase2c	0	0	0
Fase3a	900	0	-243.33	Fase3a	900	0	-243.33
Fase3b	0	600.552	0	Fase3b	0	42.932	-2876.312

### 10.3.3 Sollecitazioni SLE Frequente

Si riportano le sollecitazioni massime, già fattorizzate a SLE frequente, per le varie sezioni e fasi. Le sollecitazioni dovute a ritiro e variazione termica sono state calcolate direttamente dal programma Ponti EC4, in quanto lo schema statico del traverso è di semplice appoggio (isostatico).

#### 10.3.3.1 Traverso Tipico

Massima compressione Sezione 1 Traverso tipico				Massima compressione Sezione 2 Traverso tipico			
	N (kN)	T (kN)	M (kNm)		N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Fase1	0	146.216	0	Fase1	0	0	-555.619

Fase2a	0	76.05	0	Fase2a	0	0	-281.85
Fase2b	-758.33	0	175.83	Fase2b	-758.33	0	175.83
Fase2c	0	0	0	Fase2c	0	0	0
Fase3a	-1366.67	0	167.5	Fase3a	-1366.67	0	167.5
Fase3b	0	230.826	0	Fase3b	0	7.28	-1073.184
Massima trazione Sezione 1 Traverso tipico				Massima trazione Sezione 2 Traverso tipico			
	N (kN)	T (kN)	M (kNm)		N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Fase1	0	146.216	0	Fase1	0	0	-555.619
Fase2a	0	76.05	0	Fase2a	0	0	-281.85
Fase2b	0	0	0	Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0	Fase2c	0	0	0
Fase3a	1366.67	0	-167.5	Fase3a	1366.67	0	-167.5
Fase3b	0	230.826	0	Fase3b	0	7.28	-1073.184

### 10.3.3.2 Traverso di Spalla

Massima compressione Sezione 1 Traverso di spalla				Massima compressione Sezione 2 Traverso di spalla			
	N (kN)	T (kN)	M (kNm)		N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Fase1	0	136.739	0	Fase1	0	0	-519.606
Fase2a	0	50.23	0	Fase2a	0	0	-186.2
Fase2b	-500.83	0	191.67	Fase2b	-500.83	0	191.67
Fase2c	0	0	0	Fase2c	0	0	0
Fase3a	-900	0	243.33	Fase3a	-900	0	243.33
Fase3b	0	450.414	0	Fase3b	0	32.199	-2157.23
Massima trazione Sezione 1 Traverso di spalla				Massima trazione Sezione 2 Traverso di spalla			
	N (kN)	T (kN)	M (kNm)		N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Fase1	0	136.739	0	Fase1	0	0	-519.606
Fase2a	0	50.23	0	Fase2a	0	0	-186.2
Fase2b	0	0	0	Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0	Fase2c	0	0	0
Fase3a	900	0	-243.33	Fase3a	900	0	-243.33
Fase3b	0	450.414	0	Fase3b	0	32.199	-2157.23

### 10.3.4 Sollecitazioni SLF fatica

Si riportano le sollecitazioni massime, già fattorizzate a SLF, per le varie sezioni e fasi. Le sollecitazioni dovute a ritiro e variazione termica sono state calcolate direttamente dal programma Ponti EC4, in quanto lo schema statico del traverso è di semplice appoggio (isostatico).

10.3.4.1 **Traverso Tipico**

Massima compressione Sezione 1 Traverso tipico				Massima compressione Sezione 2 Traverso tipico			
	N (kN)	T (kN)	M (kNm)		N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Fase1	0	146.216	0	Fase1	0	0	-555.619
Fase2a	0	76.05	0	Fase2a	0	0	-281.85
Fase2b	0	0	0	Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0	Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0	Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	97.2	0	Fase3b	0	27.36	-471.905
Massima trazione Sezione 1 Traverso tipico				Massima trazione Sezione 2 Traverso tipico			
	N (kN)	T (kN)	M (kNm)		N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Fase1	0	146.216	0	Fase1	0	0	-555.619
Fase2a	0	76.05	0	Fase2a	0	0	-281.85
Fase2b	0	0	0	Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0	Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0	Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	0	0	Fase3b	0	0	0

10.3.4.2 **Traverso di Spalla**

Massima compressione Sezione 1 Traverso di spalla				Massima compressione Sezione 2 Traverso di spalla			
	N (kN)	T (kN)	M (kNm)		N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Fase1	0	136.739	0	Fase1	0	0	-519.606
Fase2a	0	50.23	0	Fase2a	0	0	-186.2
Fase2b	0	0	0	Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0	Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0	Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	324	0	Fase3b	0	91.2	-1573.02
Massima trazione Sezione 1 Traverso di spalla				Massima trazione Sezione 2 Traverso di spalla			
	N (kN)	T (kN)	M (kNm)		N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Fase1	0	136.739	0	Fase1	0	0	-519.606
Fase2a	0	50.23	0	Fase2a	0	0	-186.2
Fase2b	0	0	0	Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0	Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0	Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	0	0	Fase3b	0	0	0

## 10.4 VERIFICHE STRUTTURALI

Si riportano le verifiche strutturali per la combinazione più gravosa.

### 10.4.1 Traversi tipici

#### 10.4.1.1 Caratteristiche geometrico inerziali Sezione 1

Nome concio  
A\_Appoggio Traverso Tipo

Sezioni (es. Sez1,Sez2,...) X (m) (es. X1,X2,...)  
Sez1 0

Lamiere (A\_Appoggio Traverso Tipo)  
bs (mm) 400  Flangia sup. in cl. 1  
ts (mm) 25  Flangia sup. <40mm  
hmet (mm) 800  
twr (mm) 15  Stiffeners long.  
alfa 0  Inclined web  
bi (mm) 500  
ti (mm) 25  Flangia inf. <40mm

Opzioni avanzate per le flange  
 Edita opzioni   
 Edita opzioni

Stiffeners verticali (A\_Appoggio Traverso Tipo)  
Interasse fra gli stiffeners (mm) 100000  
 Appoggio rigido EN 1993-1-5, 5.2(2)  
 Edita opzioni

Fatica (A\_Appoggio Traverso Tipo)  
Fattori eq. di danno per Carpenteria (Momento) 2.498 ?  
Carpenteria (Taglio)  $\lambda_1$  2.589  
Armatura  $\lambda_{s,1}$  0.000  
Fattore per azioni da traffico (Armature) 0.000

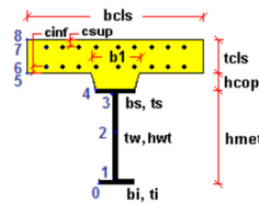
A\_Appoggio Traverso Tipo  
B\_Mezzeria Traverso Tipo  
C\_Appoggio Traverso Spalla  
D\_Mezzeria Traverso Spalla

Cls soletta (A\_Appoggio Traverso Tipo)  
bcls (mm) 2500 tcls (mm) 260  
b1 (mm) 400 bsx (mm) 1250  
hcop (mm) 0  Valuta raccordo

Armatura soletta (A\_Appoggio Traverso Tipo)  
diametro (mm) passo (mm) copriferro (mm)  
layer superiore 24 200 40   
layer inferiore 24 200 40

Pioli (A\_Appoggio Traverso Tipo)  
n (n'/m) 20 diametro (mm) 22 altezza (mm) 200  
 Solo sezioni in campata, in classe 1 e 2  
Dist. sez. plasticizzata - sez. elastica per SLU-Mmin L (m) 0  
Sforzo normale elastico nella soletta, ad L dalla sez. corrente, correlato a SLU-Mmin Fx (N) 0.000E+000

	Fase 1 ▲	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3	Cracked
<b>A</b>	3.375E+4	8.117E+4	8.117E+4	8.117E+4	1.534E+5	4.506E+4
zG	371.3	697.7	697.7	697.7	807.07	511.53
DeltazG	--	--	--	--	--	--
Jy	3.879E+9	1.033E+10	1.033E+10	1.033E+10	1.28E+10	6.615E+9
Wy,0	-1.045E+7	-1.48E+7	-1.48E+7	-1.48E+7	-1.586E+7	-1.293E+7
Wy,1	-1.12E+7	-1.535E+7	-1.535E+7	-1.535E+7	-1.636E+7	-1.36E+7
Wy,3	9.609E+6	1.336E+8	1.336E+8	1.336E+8	-3.99E+8	2.511E+7
Wy,4	9.049E+6	1.01E+8	1.01E+8	1.01E+8	-1.81E+9	2.293E+7
Wy,5	--	1.01E+8	1.01E+8	1.01E+8	-1.81E+9	2.293E+7
Wy,6	--	7.258E+7	7.258E+7	7.258E+7	3.887E+8	2.014E+7
Wy,7	--	3.205E+7	3.205E+7	3.205E+7	6.011E+7	1.301E+7
Wy,8	--	2.851E+7	2.851E+7	2.851E+7	5.06E+7	1.206E+7
Sy,1	4.485E+6	8.565E+6	8.565E+6	8.565E+6	9.932E+6	6.238E+6
Sy,2	5.384E+6	1.196E+7	1.196E+7	1.196E+7	1.452E+7	8.013E+6
Sy,3	4.162E+6	1.191E+7	1.191E+7	1.191E+7	1.451E+7	7.493E+6
Sy,4	-4.657E-10	1.102E+7	1.102E+7	1.102E+7	1.471E+7	4.733E+6
nE	1E+300	1.8E+1	1.8E+1	1.8E+1	6E+0	1E+300



10.4.1.2 Classificazione della sezione e Verifica flessionale SLU

Sezioni e combinazioni di progetto

- A\_Apoggio Traverso SLU fond., Mmax
- B\_Mezzeria Traverso SLU fond., Mmin
- C\_Apoggio Traverso SLU fond., Vmax
- D\_Mezzeria Traverso SLS carat., Mmin
- SLS carat., Mmax
- SLS carat., Vmin
- SLS carat., Vmax
- SLS freq., Mmin
- SLS freq., Mmax
- SLS freq., Vmin
- SLS freq., Vmax
- SLF acciaio, Mmax
- SLF acciaio, Mmin

Sollecitazioni

Fase	N	V	M	T
1	0.00E+000	1.97E+005	0.00E+000	0.00E+000
2a	0.00E+000	1.03E+005	0.00E+000	0.00E+000
2b	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
Rit.Iso	-9.10E+005	0.00E+000	-2.11E+005	0.00E+000
2c	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
3a	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
DT.Iso	-1.64E+006	0.00E+000	-2.01E+005	0.00E+000
3b	0.00E+000	4.15E+005	0.00E+000	0.00E+000
Totale	-2.55E+006	7.16E+005	-4.13E+005	0.00E+000

Effetti primari del ritiro e della variazione termica

	ε	N	M	γψ
Ritiro	-1E-4	-7.58E+5	-1.76E+5	1.2
Var. termica	-1E-4	-2.28E+6	-2.8E+5	0.72

Momenti aggiuntivi per shift asse neutro

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b
Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Uncracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00

Verifica plastica

Classificazione e verifica plastica in Fase 3

	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	50	839	-0.09	-0.18	1
Piattabanda superiore	7.7				1
Piattabanda inferiore	9.7				1
<b>Classe della sezione</b>					<b>1</b>

=> Verifica plastica APPLICABILE

Azione assiale N	Flessione M	Interazione N-M
NEd	-2.55E+6	MEd
NRd	-2.85E+7	MRd
NEd/NRd	<b>0.089</b>	MEd/MRd
		<b>0.06</b>
		MEd/MR
		<b>0.059</b>

=> Verifica plastica SODDISFATTA

DIAGRAMMA TENSIONI PLASTICHE

10.4.1.3 Verifica a taglio SLU

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 2.635E+6 \text{ N}$$

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm<sup>2</sup>

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_c}$
50	> 48.571

=> Verifica NECESSARIA

a/hw= 133.333 lsl= 0E+00 mm<sup>4</sup>  
eta= 1.2 Ktausl= 0  
Epsw= 0.814 Ktau= 5.34

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 2.451E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 2.448E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left( 1 - \left( \frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 3.242E+3 \text{ N}$$

chiw= 1.168 Appoggio: NON RIGIDO  
lambdaw= 0.711 ME<sub>d</sub>= -4.128E+5 Nm  
c= 30925.926 M<sub>f,Rd</sub>= -5.332E+6 Nm  
taucr= 405.86 N/mm<sup>2</sup> ME<sub>d</sub>/M<sub>f,Rd</sub>= 0.077

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0.29 \leq 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.08 < 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.29 \leq 0.5$$

NON C'E' INTERAZIONE

10.4.1.4 Verifica tensionale SLE rara

id	F1	F2a N.F.	F2a F.	F2b N.F.	F2b F.	F2c N.F.	F2c F.	F2 tot	F3a N.F.	F3a F.	F3b N.F.	F3b F.	F3 tot	Sig Id	c. u.	id
σ 8	0.0	0.0	0.0	0.3	0.0	0.0	0.0	0.3	0.1	0.0	0.0	0.0	0.4	0.4	0.02	σ 8
σ 7	0.0	0.0	0.0	-14.8	0.0	0.0	0.0	-14.8	-11.7	0.0	0.0	0.0	-26.5	26.5	0.07	σ 7
σ 6	0.0	0.0	0.0	-11.8	0.0	0.0	0.0	-11.8	-9.3	0.0	0.0	0.0	-21.1	21.1	0.06	σ 6
σ 5	0.0	0.0	0.0	0.6	0.0	0.0	0.0	0.6	0.6	0.0	0.0	0.0	1.2	1.2	0.06	σ 5
σ 4	0.0	0.0	0.0	-11.1	0.0	0.0	0.0	-11.1	-8.8	0.0	0.0	0.0	-19.9	20.0	0.06	σ 4
σ 3	0.0	0.0	0.0	-10.7	0.0	0.0	0.0	-10.7	-8.5	0.0	0.0	0.0	-19.1	71.2	0.20	σ 3
σ 2	0.0	0.0	0.0	-9.3	0.0	0.0	0.0	-9.3	-8.9	0.0	0.0	0.0	-18.2	76.1	0.21	σ 2
σ 1	0.0	0.0	0.0	2.1	0.0	0.0	0.0	2.1	1.4	0.0	0.0	0.0	3.5	54.5	0.15	σ 1
σ 0	0.0	0.0	0.0	2.6	0.0	0.0	0.0	2.6	1.7	0.0	0.0	0.0	4.2	4.2	0.01	σ 0
τ 4	0.0	0.2	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	0.0	0.0	0.9	0.6	1.1	0.0	0.00	τ 4
τ 3	10.5	5.8	5.7	0.0	0.0	0.0	0.0	16.3	0.0	0.0	23.3	23.2	39.6	0.0	0.00	τ 3
τ 2	13.5	5.9	6.1	0.0	0.0	0.0	0.0	19.4	0.0	0.0	23.3	24.9	42.7	0.0	0.00	τ 2
τ 1	11.3	4.2	4.8	0.0	0.0	0.0	0.0	15.5	0.0	0.0	15.9	19.3	31.4	0.0	0.00	τ 1
τ 0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	τ 0

Tensioni nella soletta a fine fase 2 (N/mm<sup>2</sup>):

Totale, estradosso = 0.3  
Totale, intradosso = 0.55  
=> Sezione a fine fase 2: NON FESSURATA (m.)

Tensioni nella soletta a fine fase 3 (N/mm<sup>2</sup>):

Totale, estradosso = 0.37  
Totale, intradosso = 1.18  
=> Sezione a fine fase 3: NON FESSURATA (m.)

=> Verifica SLS SODDISFATTA c.s.= 0.214

10.4.1.5 Verifica SLE di web breathing

Verifica dell'intera anima

Anima	
b	750
Sigma,sup	0
Sigma,inf	0
Sigma,Ed	0
KSig	1E+50
Sigcr0E	76
Tau,Ed	32.68
SigCr(P)	1E+300
SigCr(C)	0
Csi	1
SigCr	1E+300
KTau	5.34
KTausl	0
Web Bre...	0.089
Esito	SI

Verifica locale dei sub pannelli

Non sono presenti sotto pannelli

Verifica globale + locale

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \tau_{x,Ed,ser}}{k_{\tau} \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$$

**VERIFICA SODDISFATTA c.s = 0.089**

10.4.1.6 Verifica delle piolature SLU

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v = 109478 \text{ N}$$

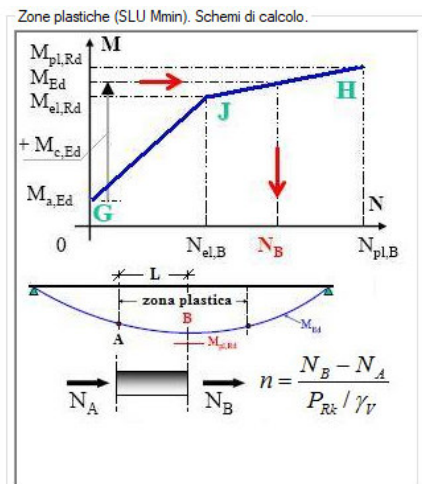
$$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v = 122631 \text{ N}$$

$V_{L,Ed} = 587 < n * P_{Rd} = 2190 \text{ N/mm}$

**VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA**

d = 22 mm    n = 20 N/pioli/m    Ecm = 34077 N/mm<sup>2</sup>  
h = 200 mm    fu = 450 N/mm<sup>2</sup>    Ks = 0.6  
Alfa = 1    fck = 35 N/mm<sup>2</sup>    Gammav = 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	1.027E+5	1.102E+7	1.033E+10	109.5
2b	0E+00	1.102E+7	1.033E+10	0
2c	0E+00	1.102E+7	1.033E+10	0
3a	0E+00	1.471E+7	1.28E+10	0
3b	4.155E+5	1.471E+7	1.28E+10	477.5
Tot				587



Zone plastiche (SLU Mmin). Verifica.

Calcolo dei pioli in zona plastica non necessario

Effetti primari di ritiro e variazione termica.  
(Solo per sezioni di estremità)

Flusso per ritiro:  $vL,k = N_c / b_{eff} = 303 \text{ N/mm}$   
Flusso per Var. termica (-):  $vL,k = N_c / b_{eff} = 910 \text{ N/mm}$   
Flusso di progetto:  $vL,Ed = 1*303 + 1.5*910 = 1668 \text{ N/mm}$   
Numero minimo di pioli in testata =  $15.24 \text{ n/m} < 20 \text{ n/m}$

**VERIFICA SODDISFATTA**

10.4.1.7 Verifica delle piolature SLE

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v$	= 109478 N
$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v$	= 122631 N

$v_{L,Ed}$	= 435	<	$K_s * n * P_{Rd}$	= 1314 N/mm
------------	-------	---	--------------------	-------------

**VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA**

d= 22 mm      n = 20 N°pioli/m      Ecm= 34077 N/mm<sup>2</sup>  
 h= 200 mm      fu= 450 N/mm<sup>2</sup>      Ks= 0.6  
 Alfa= 1      fck= 35 N/mm<sup>2</sup>      Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	7.605E+4	1.102E+7	1.033E+10	81.1
2b	0E+00	1.102E+7	1.033E+10	0
2c	0E+00	1.102E+7	1.033E+10	0
3a	0E+00	1.471E+7	1.28E+10	0
3b	3.078E+5	1.471E+7	1.28E+10	353.7
Tot				434.8

10.4.1.8 Verifiche a fatica SLF

Acciaio strutturale

Detail	gF'DSigE	DSigRs/gM	c.s.
Piattabanda superiore	0.00	121.74	0.000
Piattabanda inferiore	0.00	121.74	0.000
Anima	16.95	121.74	0.139
Giunzione piattabanda superiore	--	--	--
Giunzione piattabanda inferiore	--	--	--
Attacco anima-piattabanda superiore	0.00	108.70	0.000
Attacco anima-piattabanda inferiore	0.00	108.70	0.000
Attacco irigidente verticale - anima	--	--	--

$\gamma_{FF} = 1$        $\gamma_{Mf} = 1.15$

$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.498 \times 0.848 \times 1 \times 1.05 = 2.224 < 2.327$  (Campata) (Momento)  
 $2.589 \times 0.848 \times 1 \times 1.05 = 2.305$  (Campata) (Taglio)

$\Delta\sigma_{Rs} = \Delta\sigma_{Rsk} * ks = 0 \times 1 = 0 \text{ N/mm}^2$  (Giunzione flangia inf.)  
 $0 \times 1 = 0 \text{ N/mm}^2$  (Giunzione flangia sup.)

Pioli

$\gamma_{FF} \Delta\tau_E \leq \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf,s}}$	21.4 < 90 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_{FF} \Delta\sigma_E \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$	0 < 69.6 N/mm <sup>2</sup>
$\frac{\gamma_{FF} \Delta\sigma_E}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{FF} \Delta\tau_E}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1.3$	0 + 0.24 = 0.24 < 1.3

**VERIFICA SODDISFATTA**

$\Delta\sigma_c = 80 \text{ N/mm}^2$        $\Delta\sigma_E = \lambda \Delta\sigma_p = 0 \text{ N/mm}^2$        $\Delta\sigma_p = 0 \text{ N/mm}^2$   
 $\Delta\tau_c = 90 \text{ N/mm}^2$        $\Delta\tau_E = \lambda_v \Delta\tau_p = 21.43 \text{ N/mm}^2$        $\Delta\tau_p = 14.69 \text{ N/mm}^2$

$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.498 \times 0.848 \times 1 \times 1.05 = 2.224 < 2.327$  (Campata)  
 $\lambda_v = \lambda_{v1} \lambda_{v2} \lambda_{v3} \lambda_{v4} = 1.55 \times 0.896 \times 1 \times 1.05 = 1.458$

Pioli:  $\gamma_{FF} = 1$        $\gamma_{Mf,s} = 1$   
 Carpenteria:  $\gamma_{FF} = 1$        $\gamma_{Mf} = 1.15$

10.4.1.9 Caratteristiche geometrico inerziali Sezione 2

Nome concio  
B\_Mezzeria Traverso Tipo

Sezioni (es. Sez1,Sez2,...) X (m) (es. X1,X2,...)  
Sez2 7.6

Lamiere (B\_Mezzeria Traverso Tipo)  
bs (mm) 400  Flangia sup. in cl. 1  
ts (mm) 25  Flangia sup. <40mm  
hmet (mm) 800  
twr (mm) 15  Stiffeners long.  
alfa 0  Inclined web  
bi (mm) 500  
ti (mm) 25  Flangia inf. <40mm

Opzioni avanzate per le flange  
 Edita opzioni Flangia superiore  
 Edita opzioni Flangia inferiore

Stiffeners verticali (B\_Mezzeria Traverso Tipo)  
Interasse fra gli stiffeners (mm) 100000  
 Appoggio rigido EN 1993-1-5, 5.2(2)  
 Edita opzioni Stiffeners verticali

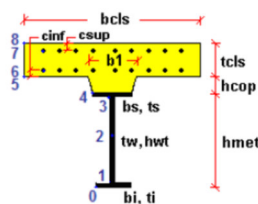
Fatica (B\_Mezzeria Traverso Tipo)  
Fattori eq. di danno per Carpenteria (Momento) 2.498 ?  
Carpentaria (Taglio)  $\lambda$  1 2.589  
Amatura  $\lambda$  s,1 0.000  
Fattore per azioni da traffico (Amature) 0.000  
Dati per i dettagli di carpentaria (B\_Mezzeria Traverso Tipo)

Cis soletta (B\_Mezzeria Traverso Tipo)  
bcls (mm) 2500 tcls (mm) 260  
b1 (mm) 400 bsx (mm) 1250  
hcop (mm) 0  Valuta raccordo

Amatura soletta (B\_Mezzeria Traverso Tipo)  
diametro (mm) passo (mm) copriferro (mm)  
layer superiore 24 200 40  
layer inferiore 24 200 40  
Aggiungi alla lista >>  
Clear fom

Pioli (B\_Mezzeria Traverso Tipo)  
n (n<sup>2</sup>/m) 15 diametro (mm) 22 altezza (mm) 200  
Solo sezioni in campata, in classe 1 e 2  
Dist. sez. plasticizzata - sez. elastica per SLU-Mmin L (m) 0  
Sforzo normale elastico nella soletta, ad L dalla sez. corrente, correlato a SLU-Mmin Fx (N) 0.000E+000

	Fase 1 ▲	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3	Cracked
A	3.375E+4	8.117E+4	8.117E+4	8.117E+4	1.534E+5	4.506E+4
zG	371.3	697.7	697.7	697.7	807.07	511.53
DeltazG	--	--	--	--	--	--
Jy	3.879E+9	1.033E+10	1.033E+10	1.033E+10	1.28E+10	6.615E+9
Wy,0	-1.045E+7	-1.48E+7	-1.48E+7	-1.48E+7	-1.586E+7	-1.293E+7
Wy,1	-1.12E+7	-1.535E+7	-1.535E+7	-1.535E+7	-1.636E+7	-1.36E+7
Wy,3	9.609E+6	1.336E+8	1.336E+8	1.336E+8	-3.99E+8	2.511E+7
Wy,4	9.049E+6	1.01E+8	1.01E+8	1.01E+8	-1.81E+9	2.293E+7
Wy,5	--	1.01E+8	1.01E+8	1.01E+8	-1.81E+9	2.293E+7
Wy,6	--	7.258E+7	7.258E+7	7.258E+7	3.887E+8	2.014E+7
Wy,7	--	3.205E+7	3.205E+7	3.205E+7	6.011E+7	1.301E+7
Wy,8	--	2.851E+7	2.851E+7	2.851E+7	5.06E+7	1.206E+7
Sy,1	4.485E+6	8.565E+6	8.565E+6	8.565E+6	9.932E+6	6.238E+6
Sy,2	5.384E+6	1.196E+7	1.196E+7	1.196E+7	1.452E+7	8.013E+6
Sy,3	4.162E+6	1.191E+7	1.191E+7	1.191E+7	1.451E+7	7.493E+6
Sy,4	-4.657E-10	1.102E+7	1.102E+7	1.102E+7	1.471E+7	4.733E+6
nE	1E+300	1.8E+1	1.8E+1	1.8E+1	6E+0	1E+300





10.4.1.10 **Classificazione della sezione e Verifica flessionale SLU**

Sezioni e combinazioni di progetto

- A Appoggio Traverso
- B Mezzera Traverso**
- C Appoggio Traverso
- D Mezzera Traverso

Sollecitazioni

Fase	N	V	M	T
1	0.00E+000	0.00E+000	-7.50E+005	0.00E+000
2a	0.00E+000	0.00E+000	-3.80E+005	0.00E+000
2b	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
Rit.Iso	-9.10E+005	0.00E+000	-2.11E+005	0.00E+000
2c	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
3a	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
DT.Iso	-1.64E+006	0.00E+000	-2.01E+005	0.00E+000
3b	0.00E+000	1.31E+004	-1.93E+006	0.00E+000
Totale	-2.55E+006	1.31E+004	-3.48E+006	0.00E+000

Effetti primari del ritiro e della variazione termica

	ε	N	M	γψ
Ritiro	-1E-4	-7.58E+5	-1.76E+5	1.2
Var. termica	-1E-4	-2.28E+6	-2.8E+5	0.72

Momenti aggiuntivi per shift asse neutro

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b
Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Uncracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00

Verifica plastica | Tensioni | Taglio | Caratt. geometriche 0 | Caratt. geometriche 1 | Caratt. geometriche 2 | Diagrammi Mpl-N | Pioli. SLU, SLS | SLE. Web Breathing | SLF 1 | SLF 2 | Stiffeners

Classificazione e verifica plastica in Fase 3

	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	50	839	-0.09	-2.16	1
Piattabanda superiore	7.7				1
Piattabanda inferiore	9.7				1
<b>Classe della sezione</b>					<b>1</b>

=> **Verifica plastica APPLICABILE**

Azione assiale N	Flessione M	Interazione N-M
NEd	-2.55E+6	MEd
NRd	-2.85E+7	MRd
		MRd
NEd/NRd	<b>0.089</b>	MEd/MRd
		MRd
		<b>0.496</b>

=> **Verifica plastica SODDISFATTA**

Fase 1: Piatt. Sup in Cl. 2, Anima in Cl. 2, Piatt. Inf. in Cl. 1

DIAGRAMMA TENSIONI PLASTICHE

10.4.1.11 **Verifica a taglio SLU**

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 2.635E+6 \text{ N}$$

gammaM0=1.05      fyw=355 N/mm<sup>2</sup>

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 2.45E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 2.448E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left( 1 - \left( \frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 1.876E+3 \text{ N}$$

chiw= 1.168      Appoggio: NON RIGIDO

lambdaw= 0.711      MEd= -3.475E+6 Nm

c= 30925.926      Mf,Rd= -5.332E+6 Nm

taucr= 405.86 N/mm<sup>2</sup>      MEd/MfRd= 0.652

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0.01 < 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.65 < 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.01 < 0.5$$

**NON C'E' INTERAZIONE**

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_z}$
50	> 48.571

=> **Verifica NECESSARIA**

a/hw= 133.333      Isl= 0E+00 mm<sup>4</sup>

eta= 1.2      Ktausl= 0

Epsw= 0.814      Ktau= 5.34

10.4.1.12 Verifica tensionale SLE rara

id	F1	F2a N.F.	F2a F.	F2b N.F.	F2b F.	F2c N.F.	F2c F.	F2 tot	F3a N.F.	F3a F.	F3b N.F.	F3b F.	F3 tot	Sig Id	c. u.	id
σ 8	0.0	-0.5	0.0	0.3	0.0	0.0	0.0	-0.2	0.1	0.0	-4.7	0.0	-4.9	4.9	0.23	σ 8
σ 7	0.0	-8.8	-21.7	-14.8	0.0	0.0	0.0	-23.6	-11.7	0.0	-23.8	-110.0	-59.1	59.1	0.16	σ 7
σ 6	0.0	-3.9	-14.0	-11.8	0.0	0.0	0.0	-15.7	-9.3	0.0	-3.7	-71.1	-28.7	28.7	0.08	σ 6
σ 5	0.0	-0.2	0.0	0.6	0.0	0.0	0.0	0.4	0.6	0.0	0.1	0.0	1.2	1.2	0.06	σ 5
σ 4	-61.4	-2.8	-12.3	-11.1	0.0	0.0	0.0	-75.3	-8.8	0.0	0.8	-62.4	-83.3	83.3	0.23	σ 4
σ 3	-57.8	-2.1	-11.2	-10.7	0.0	0.0	0.0	-70.6	-8.5	0.0	3.6	-57.0	-75.5	75.5	0.21	σ 3
σ 2	0.0	0.0	0.0	-9.3	0.0	0.0	0.0	-9.3	-8.9	0.0	0.0	0.0	-18.2	18.3	0.05	σ 2
σ 1	49.6	18.4	20.7	2.1	0.0	0.0	0.0	70.1	1.4	0.0	87.4	105.2	158.9	158.9	0.45	σ 1
σ 0	53.2	19.0	21.8	2.6	0.0	0.0	0.0	74.8	1.7	0.0	90.2	110.6	166.7	166.7	0.47	σ 0
τ 4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	τ 4	
τ 3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.7	0.7	0.7	0.00	τ 3	
τ 2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.7	0.8	0.7	0.00	τ 2	
τ 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5	0.6	0.5	0.00	τ 1	
τ 0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	τ 0	

Tensioni nella soletta a fine fase 2 (N/mm<sup>2</sup>):

Totale, estradosso = -0.24  
Totale, intradosso = 0.4  
=> Sezione a fine fase 2: NON FESSURATA (m.)

Tensioni nella soletta a fine fase 3 (N/mm<sup>2</sup>):

Totale, estradosso = -4.89  
Totale, intradosso = 1.16  
=> Sezione a fine fase 3: NON FESSURATA (m.)

=> Verifica SLS SODDISFATTA c.s.= 0.47

10.4.1.13 Verifica SLE di web breathing

Verifica dell'intera anima

Anima	
b	750
Sigma,sup	-57.24
Sigma,inf	133.54
Sigma,Ed	57.24
KSig	66.42
Sigcr0E	76
Tau,Ed	0.49
SigCr(P)	5048.23
SigCr(C)	0
Csi	1
SigCr	5048.23
KTau	5.34
KTausl	0
Web Bre...	0.011
Esito	SI

Verifica locale dei sub pannelli

Non sono presenti sotto pannelli

Verifica globale + locale

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \tau_{x,Ed,ser}}{k_{\tau} \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$$

VERIFICA SODDISFATTA c.s.=0.011

10.4.1.14 Verifica delle piolature SLU

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v = 109478 \text{ N}$$

$$P_{Rd2} = 0.29 a d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v = 122631 \text{ N}$$

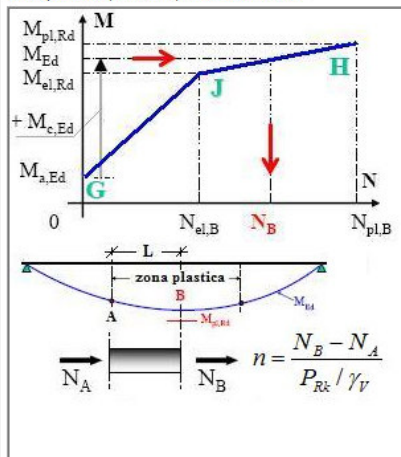
$$v_{L,Ed} = 15 < n * P_{Rd1} = 1642 \text{ N/mm}$$

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 22 mm      n = 15 N'pioli/m      Ecm= 34077 N/mm<sup>2</sup>  
h= 200 mm      fu= 450 N/mm<sup>2</sup>      Ks= 0.6  
Alfa= 1      fck= 35 N/mm<sup>2</sup>      Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	0E+00	1.102E+7	1.033E+10	0
2b	0E+00	1.102E+7	1.033E+10	0
2c	0E+00	1.102E+7	1.033E+10	0
3a	0E+00	1.471E+7	1.28E+10	0
3b	1.31E+4	1.471E+7	1.28E+10	15.1
Tot				15.1

Zone plastiche (SLU Mmin). Schemi di calcolo.



Zone plastiche (SLU Mmin). Verifica.

Calcolo dei pioli in zona plastica non necessario

Effetti primari di ritiro e variazione termica.

10.4.1.15 **Verifica delle piolature SLE**

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v$	= 109478 N
$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v$	= 122631 N
$v_{L,Ed} = 11$	< $K_s * n * P_{Rd} = 985 \text{ N/mm}$

**VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA**

d= 22 mm      n = 15 N\*pioli/m      Ecm= 34077 N/mm<sup>2</sup>  
 h= 200 mm      fu= 450 N/mm<sup>2</sup>      Ks= 0.6  
 Alfa= 1      fck= 35 N/mm<sup>2</sup>      Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	0E+00	1.102E+7	1.033E+10	0
2b	0E+00	1.102E+7	1.033E+10	0
2c	0E+00	1.102E+7	1.033E+10	0
3a	0E+00	1.471E+7	1.28E+10	0
3b	9.706E+3	1.471E+7	1.28E+10	11.2
Tot				11.2

10.4.1.16 **Verifiche a fatica SLF**

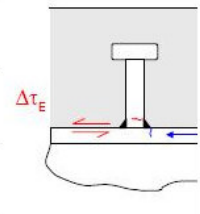
Acciaio strutturale

Detail	gF*DSigE	DSigRs/gM	c.s.
Piattabanda superiore	0.58	121.74	0.005
Piattabanda inferiore	66.18	121.74	0.544
Anima	4.77	121.74	0.039
Giunzione piattabanda superiore	--	--	--
Giunzione piattabanda inferiore	--	--	--
Attacco anima-piattabanda superiore	2.63	108.70	0.024
Attacco anima-piattabanda inferiore	64.13	108.70	0.590
Attacco imdigente verticale - anima	--	--	--

$\gamma_{FF} = 1$        $\gamma_{Mf} = 1.15$   
 $\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.498 \times 0.848 \times 1 \times 1.05 = 2.224 < 2.327$  (Campata) (Momento)  
 $2.589 \times 0.848 \times 1 \times 1.05 = 2.305$  (Campata) (Taglio)  
 $\Delta\sigma_{Rs} = \Delta\sigma_{Rsk} * ks = 0 \times 1 = 0 \text{ N/mm}^2$  (Giunzione flangia inf.)  
 $0 \times 1 = 0 \text{ N/mm}^2$  (Giunzione flangia sup.)

Pioli

$\gamma_{FF} \Delta\tau_E \leq \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf,s}}$	8 < 90 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_{FF} \Delta\sigma_E \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$	0.6 < 69.6 N/mm <sup>2</sup> (*)
$\frac{\gamma_{FF} \Delta\sigma_E}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{FF} \Delta\tau_E}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1.3$	0.01 + 0.09 = 0.1 < 1.3 (*)



**VERIFICA SODDISFATTA** (\*) Verifiche non significative (Flangia)

$\Delta\sigma_c = 80 \text{ N/mm}^2$        $\Delta\sigma_E = \lambda \Delta\sigma_p = 0.58 \text{ N/mm}^2$        $\Delta\sigma_p = 0.26 \text{ N/mm}^2$   
 $\Delta\tau_c = 90 \text{ N/mm}^2$        $\Delta\tau_E = \lambda_v \Delta\tau_p = 8.04 \text{ N/mm}^2$        $\Delta\tau_p = 5.51 \text{ N/mm}^2$   
 $\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.498 \times 0.848 \times 1 \times 1.05 = 2.224 < 2.327$  (Campata)  
 $\lambda_v = \lambda_{v1} \lambda_{v2} \lambda_{v3} \lambda_{v4} = 1.55 \times 0.896 \times 1 \times 1.05 = 1.458$   
 Pioli:  $\gamma_{FF} = 1$        $\gamma_{Mf,s} = 1$   
 Carpenteria:  $\gamma_{FF} = 1$        $\gamma_{Mf} = 1.15$

### 10.4.2 Traversi di spalla

#### 10.4.2.1 Caratteristiche geometrico inerziali Sezione 1

Nome concio  
C\_Appoggio Traverso Spalla

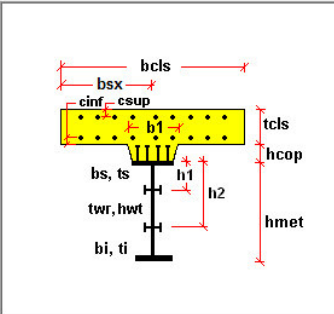
Sezioni (es. Sez1,Sez2,...) X (m) (es. X1,X2,...)  
Sez1 0

Lamiere (C\_Appoggio Traverso Spalla)  
bs (mm) 800  Flangia sup. in cl. 1  
ts (mm) 40  Flangia sup. <40mm  
hmet (mm) 800  
twr (mm) 25  Stiffeners long.  
alfa 0  Inclined web  
bi (mm) 800  
ti (mm) 40  Flangia inf. <40mm

Opzioni avanzate per le flange  
 Edita opzioni   
 Edita opzioni

Stiffeners verticali (C\_Appoggio Traverso Spalla)  
Interasse fra gli stiffeners (mm) 100000  
 Appoggio rigido EN 1993-1-5, 5.2(2)  
 Edita opzioni

Fatica (C\_Appoggio Traverso Spalla)  
Fattori eq. di danno per Carpenteria (Momento)  $\lambda_1$  2.498 ?  
Carpenteria (Taglio)  $\lambda_1$  2.589  
Armatura  $\lambda_{s,1}$  0.000  
Fattore per azioni da traffico (Armature) 0.000



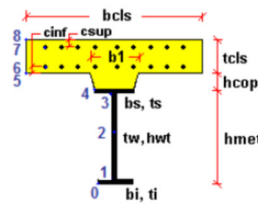
Cis soletta (C\_Appoggio Traverso Spalla)  
bcls (mm) 1650 tcls (mm) 260  
b1 (mm) 800 bsx (mm) 400  
hcop (mm) 0  Valuta raccordo

Amatura soletta (C\_Appoggio Traverso Spalla)  
diametro (mm) passo (mm) copriferro (mm)  
layer superiore 24 200 40   
layer inferiore 24 200 40

Pioli (C\_Appoggio Traverso Spalla)  
n (n°/m) 20 diametro (mm) 22 altezza (mm) 200

Solo sezioni in campata, in classe 1 e 2  
Dist. sez. plasticizzata - sez. elastica per SLU-Mmin L (m) 0  
Sforzo normale elastico nella soletta, ad L dalla sez. corrente, correlato a SLU-Mmin Fx (N) 0.000E+000

	Fase 1 ▲	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3	Cracked
<b>A</b>	8.2E+4	1.133E+5	1.133E+5	1.133E+5	1.61E+5	8.946E+4
zG	400	546.41	546.41	546.41	660	444.22
DeltazG	--	--	--	--	--	--
Jy	1.003E+10	1.659E+10	1.659E+10	1.659E+10	2.179E+10	1.201E+10
Wy,0	-2.507E+7	-3.035E+7	-3.035E+7	-3.035E+7	-3.302E+7	-2.704E+7
Wy,1	-2.785E+7	-3.275E+7	-3.275E+7	-3.275E+7	-3.515E+7	-2.971E+7
Wy,3	2.785E+7	7.765E+7	7.765E+7	7.765E+7	2.179E+8	3.803E+7
Wy,4	2.507E+7	6.54E+7	6.54E+7	6.54E+7	1.557E+8	3.376E+7
Wy,5	---	6.54E+7	6.54E+7	6.54E+7	1.557E+8	3.376E+7
Wy,6	---	5.649E+7	5.649E+7	5.649E+7	1.211E+8	3.035E+7
Wy,7	---	3.502E+7	3.502E+7	3.502E+7	6.053E+7	2.086E+7
Wy,8	---	3.229E+7	3.229E+7	3.229E+7	5.448E+7	1.95E+7
Sy,1	1.216E+7	1.685E+7	1.685E+7	1.685E+7	2.048E+7	1.358E+7
Sy,2	1.378E+7	2.005E+7	2.005E+7	2.005E+7	2.529E+7	1.562E+7
Sy,3	1.216E+7	1.948E+7	1.948E+7	1.948E+7	2.516E+7	1.437E+7
Sy,4	0E+00	1.201E+7	1.201E+7	1.201E+7	2.132E+7	3.626E+6
nE	1E+300	1.8E+1	1.8E+1	1.8E+1	6E+0	1E+300



10.4.2.2 Classificazione della sezione e Verifica flessionale SLU

Sezioni e combinazioni di progetto

A_Appoggio Traverso	SLU fond., Mmax
B_Mezzeria Traverso	SLU fond., Mmin
C_Appoggio Traverso	SLU fond., Vmax
D_Mezzeria Traverso	SLU fond., Vmin
	SLS carat., Mmax
	SLS carat., Mmin
	SLS carat., Vmax
	SLS carat., Vmin
	SLS freq., Mmax
	SLS freq., Mmin
	SLS freq., Vmax
	SLS freq., Vmin
	SLF acciaio, Mmax
	SLF acciaio, Mmin

Sollecitazioni

Fase	N	V	M	T
1	0.00E+000	1.85E+005	0.00E+000	0.00E+000
2a	0.00E+000	6.78E+004	0.00E+000	0.00E+000
2b	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
Rit.Iso	-6.01E+005	0.00E+000	-2.30E+005	0.00E+000
2c	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
3a	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
DT.Iso	-1.08E+006	0.00E+000	-2.92E+005	0.00E+000
3b	0.00E+000	8.11E+005	0.00E+000	0.00E+000
Totale	-1.68E+006	1.06E+006	-5.22E+005	0.00E+000

Effetti primari del ritiro e della variazione termica

	ε	N	M	γψ
Ritiro	-1E-4	-5E+5	-1.92E+5	1.2
Var. termica	-1E-4	-1.5E+6	-4.05E+5	0.72

Momenti aggiuntivi per shift asse neutro

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b
Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Uncracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00

Verifica plastica Tensioni Taglio Caratt. geometriche 0 Caratt. geometriche 1 Caratt. geometriche 2 Diagrammi Mpl-N Pioli. SLU, SLS SLE. Web Breathing SLF 1 SLF 2 Stiffeners

Classificazione e verifica plastica in Fase 3

	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	28.8	766	-0.01	-0.2	1
Piattabanda superiore	9.69				1
Piattabanda inferiore	9.69				1
<b>Classe della sezione</b>					<b>1</b>

=> Verifica plastica APPLICABILE

Azione assiale N	Flessione M	Interazione N-M
NEd	-1.68E+6	MEd -5.22E+5
NRd	-3.9E+7	MRd -1.23E+7
		MRd -1.25E+7
NEd/NRd	<b>0.043</b>	MEd/MRd <b>0.042</b>
		MEd/MR <b>0.042</b>

=> Verifica plastica SODDISFATTA

DIAGRAMMA TENSIONI PLASTICHE

10.4.2.3 Verifica a taglio SLU

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 4.216E+6 \text{ N}$$

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm<sup>2</sup>

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	<	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_z}$
28.8	<	48.571

=> Verifica NON NECESSARIA

a/hw= 138.889 Isl= 0E+00 mm<sup>4</sup>  
eta= 1.2 Ktausl= 0  
Epsw= 0.814 Ktau= 5.34

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 4.025E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 4.025E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left( 1 - \left( \frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 1.01E+4 \text{ N}$$

chiw= 1.2 Appoggio: NON RIGIDO  
lambdaw= 0.409 MEEd= -5.223E+5 Nm  
c= 40802.469 MF,Rd= -1.022E+7 Nm  
taucrb= 1223.28 N/mm<sup>2</sup> MEEd/MfRd= 0.051

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = 0.25 < 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.05 < 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.26 < 0.5$$

NON C'E' INTERAZIONE

10.4.2.4 Verifica tensionale SLE rara

id	F1	F2a N.F.	F2a F.	F2b N.F.	F2b F.	F2c N.F.	F2c F.	F2 tot	F3a N.F.	F3a F.	F3b N.F.	F3b F.	F3 tot	Sig Id	c. u.	id
σ 8	0.0	0.0	0.0	0.6	0.0	0.0	0.0	0.6	0.4	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	0.05	σ 8
σ 7	0.0	0.0	0.0	-9.9	0.0	0.0	0.0	-9.9	-9.6	0.0	0.0	0.0	-19.5	19.5	0.05	σ 7
σ 6	0.0	0.0	0.0	-7.8	0.0	0.0	0.0	-7.8	-7.6	0.0	0.0	0.0	-15.4	15.4	0.04	σ 6
σ 5	0.0	0.0	0.0	0.8	0.0	0.0	0.0	0.8	0.9	0.0	0.0	0.0	1.7	1.7	0.08	σ 5
σ 4	0.0	0.0	0.0	-7.4	0.0	0.0	0.0	-7.4	-7.2	0.0	0.0	0.0	-14.5	14.6	0.04	σ 4
σ 3	0.0	0.0	0.0	-6.9	0.0	0.0	0.0	-6.9	-6.7	0.0	0.0	0.0	-13.6	65.1	0.18	σ 3
σ 2	0.0	0.0	0.0	-4.4	0.0	0.0	0.0	-4.4	-5.6	0.0	0.0	0.0	-10.0	66.3	0.19	σ 2
σ 1	0.0	0.0	0.0	1.4	0.0	0.0	0.0	1.4	1.3	0.0	0.0	0.0	2.8	54.2	0.15	σ 1
σ 0	0.0	0.0	0.0	1.9	0.0	0.0	0.0	1.9	1.8	0.0	0.0	0.0	3.7	3.7	0.01	σ 0
τ 4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.7	0.2	0.8	0.0	0.00	τ 4
τ 3	6.6	2.4	2.4	0.0	0.0	0.0	0.0	9.0	0.0	0.0	27.7	28.7	36.7	0.0	0.00	τ 3
τ 2	7.5	2.4	2.6	0.0	0.0	0.0	0.0	9.9	0.0	0.0	27.9	31.2	37.8	0.0	0.00	τ 2
τ 1	6.6	2.0	2.3	0.0	0.0	0.0	0.0	8.7	0.0	0.0	22.6	27.2	31.3	0.0	0.00	τ 1
τ 0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	τ 0

Tensioni nella soletta a fine fase 2 (N/mm<sup>2</sup>):

Totale, estradosso = 0.59  
Totale, intradosso = 0.76  
=> Sezione a fine fase 2: NON FESSURATA (m.)

Tensioni nella soletta a fine fase 3 (N/mm<sup>2</sup>):

Totale, estradosso = 1.01  
Totale, intradosso = 1.66  
=> Sezione a fine fase 3: NON FESSURATA (m.)

=> Verifica SLS SODDISFATTA c.s.= 0.187

10.4.2.5 Verifica SLE di web breathing

Verifica dell'intera anima

	Anima
b	720
Sigma,sup	0
Sigma,inf	0
Sigma,Ed	0
KSig	1E+50
SigcrOE	229.07
Tau,Ed	28.75
SigCr(P)	1E+300
SigCr(C)	0.01
Csi	1
SigCr	1E+300
KTau	5.34
KTausl	0
Web Bre...	0.026
Esito	SI

Verifica locale dei sub pannelli

Non sono presenti sotto pannelli

Verifica globale + locale

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \tau_{x,Ed,ser}}{k_{\tau} \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$$

VERIFICA SODDISFATTA c.s.=0.026

10.4.2.6 Verifica delle piolature SLU

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v = 109478 \text{ N}$$

$$P_{Rd2} = 0.29 a d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v = 122631 \text{ N}$$

$V_{L,Ed} = 842 < n * P_{Rd1} = 2190 \text{ N/mm}$

**VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA**

d = 22 mm    n = 20 N/pioli/m    E<sub>cm</sub> = 34077 N/mm<sup>2</sup>  
 h = 200 mm    f<sub>u</sub> = 450 N/mm<sup>2</sup>    K<sub>s</sub> = 0.6  
 Alfa = 1    f<sub>ck</sub> = 35 N/mm<sup>2</sup>    Gammav = 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	6.781E+4	1.201E+7	1.659E+10	49.1
2b	0E+00	1.201E+7	1.659E+10	0
2c	0E+00	1.201E+7	1.659E+10	0
3a	0E+00	2.132E+7	2.179E+10	0
3b	8.107E+5	2.132E+7	2.179E+10	793.2
Tot				842.3

Zone plastiche (SLU Mmin). Schemi di calcolo.

Calcolo dei pioli in zona plastica non necessario

Effetti primari di ritiro e variazione termica.  
(Solo per sezioni di estremità )

Flusso per ritiro:  $vL_k = N_c / beff = 303 \text{ N/mm}$   
 Flusso per Var. termica (-):  $vL_k = N_c / beff = 910 \text{ N/mm}$   
 Flusso di progetto:  $vL_{Ed} = 1 * 303 + 1.5 * 910 = 1668 \text{ N/mm}$   
 Numero minimo di pioli in testata = 15.24 n/m < 20 n/m

**VERIFICA SODDISFATTA**

10.4.2.7 Verifica delle piolature SLE

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v$	= 109478 N
$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v$	= 122631 N

$v_{L,Ed}$	= 624	<	$K_s * n * P_{Rd}$	= 1314 N/mm
------------	-------	---	--------------------	-------------

**VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA**

d= 22 mm      n = 20 N°pioli/m      Ecm= 34077 N/mm<sup>2</sup>  
 h= 200 mm      fu= 450 N/mm<sup>2</sup>      Ks= 0.6  
 Alfa= 1      fck= 35 N/mm<sup>2</sup>      Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	5.023E+4	1.201E+7	1.659E+10	36.4
2b	0E+00	1.201E+7	1.659E+10	0
2c	0E+00	1.201E+7	1.659E+10	0
3a	0E+00	2.132E+7	2.179E+10	0
3b	6.006E+5	2.132E+7	2.179E+10	587.6
Tot				623.9

10.4.2.8 Verifiche a fatica SLF

Acciaio strutturale

Detail	gF*DSigE	DSigRs/gM	c.s.
Piattabanda superiore	0.00	121.74	0.000
Piattabanda inferiore	0.00	121.74	0.000
Anima	34.66	121.74	0.285
Giunzione piattabanda superiore	--	--	--
Giunzione piattabanda inferiore	--	--	--
Attacco anima-piattabanda superiore	0.00	108.70	0.000
Attacco anima-piattabanda inferiore	0.00	108.70	0.000
Attacco inagidente verticale - anima	--	--	--

$\gamma_{FF} = 1$        $\gamma_{Mf} = 1.15$

$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.498 \times 0.848 \times 1 \times 1.05 = 2.224 < 2.327$  (Campata) (Momento)  
 $2.589 \times 0.848 \times 1 \times 1.05 = 2.305$  (Campata) (Taglio)

$\Delta \sigma_{Rs} = \Delta \sigma_{Rsk} * k_s = 0 \times 0.91 = 0 \text{ N/mm}^2$  (Giunzione flangia inf.)  
 $0 \times 0.91 = 0 \text{ N/mm}^2$  (Giunzione flangia sup.)

Pioli

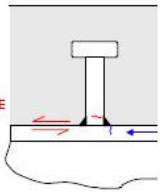
$\gamma_{FF} \Delta \tau_E \leq \frac{\Delta \tau_c}{\gamma_{Mf,s}}$	60.8 < 90 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_{FF} \Delta \sigma_E \leq \frac{\Delta \sigma_c}{\gamma_{Mf}}$	0 < 69.6 N/mm <sup>2</sup>
$\frac{\gamma_{FF} \Delta \sigma_E}{\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{FF} \Delta \tau_E}{\Delta \tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1.3$	0 + 0.68 = 0.68 < 1.3

**VERIFICA SODDISFATTA**

$\Delta \sigma_c = 80 \text{ N/mm}^2$        $\Delta \sigma_E = \lambda \Delta \sigma_p = 0 \text{ N/mm}^2$        $\Delta \sigma_p = 0 \text{ N/mm}^2$   
 $\Delta \tau_c = 90 \text{ N/mm}^2$        $\Delta \tau_E = \lambda_v \Delta \tau_p = 60.81 \text{ N/mm}^2$        $\Delta \tau_p = 41.7 \text{ N/mm}^2$

$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.498 \times 0.848 \times 1 \times 1.05 = 2.224 < 2.327$  (Campata)  
 $\lambda_v = \lambda_{v1} \lambda_{v2} \lambda_{v3} \lambda_{v4} = 1.55 \times 0.896 \times 1 \times 1.05 = 1.458$

Pioli:  $\gamma_{FF} = 1$        $\gamma_{Mfs} = 1$   
 Carpenteria:  $\gamma_{FF} = 1$        $\gamma_{Mf} = 1.15$



10.4.2.9 Caratteristiche geometrico inerziali Sezione 2

Nome concio  
D\_Mezzeria Traverso Spalla

Sezioni (es. Sez1,Sez2...) X (m) (es. X1,X2...)  
Sez2 7,6

Lamiere (D\_Mezzeria Traverso Spalla)  
bs (mm) 800  Flangia sup. in cl. 1  
ts (mm) 40  Flangia sup. <40mm  
hmet (mm) 800  
twr (mm) 25  Stiffeners long.  
alfa 0  Inclined web  
bi (mm) 800  
ti (mm) 40  Flangia inf. <40mm

Opzioni avanzate per le flange  
 Edita opzioni Flangia superiore  
 Edita opzioni Flangia inferiore

Stiffeners verticali (D\_Mezzeria Traverso Spalla)  
Interasse fra gli stiffeners (mm) 100000  
 Appoggio rigido EN 1993-1-5, 5.2(2)  
 Edita opzioni Stiffeners verticali

Fatica (D\_Mezzeria Traverso Spalla)  
Fattori eq. di danno per Carpenteria (Momento) 2,498 ?  
Carpenteria (Taglio)  $\lambda$  1 2,589  
Amatura  $\lambda$  s,1 0,000  
Fattore per azioni da traffico (Amature) 0,000  
Dati per i dettagli di carpenteria (D\_Mezzeria Traverso Spalla)

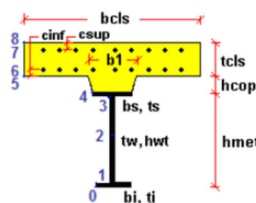
Cis soletta (D\_Mezzeria Traverso Spalla)  
bcls (mm) 1650 tcls (mm) 260  
b1 (mm) 800 bsx (mm) 400  
hcop (mm) 0  Valuta raccordo

Amatura soletta (D\_Mezzeria Traverso Spalla)  
diametro (mm) passo (mm) copriferro (mm)  
layer superiore 24 200 40  
layer inferiore 24 200 40

Pioli (D\_Mezzeria Traverso Spalla)  
n (n/m) 15 diametro (mm) 22 altezza (mm) 200

Solo sezioni in campata, in classe 1 e 2  
Dist. sez. plasticizzata - sez. elastica per SLU-Mmin L (m) 0  
Sforzo normale elastico nella soletta, ad L dalla sez. corrente, correlato a SLU-Mmin Fx (N) 0,000E+000

	Fase 1 ▲	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3	Cracked
A	8.2E+4	1.133E+5	1.133E+5	1.133E+5	1.61E+5	8.946E+4
zG	400	546.41	546.41	546.41	660	444.22
DeltazG	--	--	--	--	--	--
Jy	1.003E+10	1.659E+10	1.659E+10	1.659E+10	2.179E+10	1.201E+10
Wy,0	-2.507E+7	-3.035E+7	-3.035E+7	-3.035E+7	-3.302E+7	-2.704E+7
Wy,1	-2.785E+7	-3.275E+7	-3.275E+7	-3.275E+7	-3.515E+7	-2.971E+7
Wy,3	2.785E+7	7.765E+7	7.765E+7	7.765E+7	2.179E+8	3.803E+7
Wy,4	2.507E+7	6.54E+7	6.54E+7	6.54E+7	1.557E+8	3.376E+7
Wy,5	---	6.54E+7	6.54E+7	6.54E+7	1.557E+8	3.376E+7
Wy,6	---	5.649E+7	5.649E+7	5.649E+7	1.211E+8	3.035E+7
Wy,7	---	3.502E+7	3.502E+7	3.502E+7	6.053E+7	2.086E+7
Wy,8	---	3.229E+7	3.229E+7	3.229E+7	5.448E+7	1.95E+7
Sy,1	1.216E+7	1.685E+7	1.685E+7	1.685E+7	2.048E+7	1.358E+7
Sy,2	1.378E+7	2.005E+7	2.005E+7	2.005E+7	2.529E+7	1.562E+7
Sy,3	1.216E+7	1.948E+7	1.948E+7	1.948E+7	2.516E+7	1.437E+7
Sy,4	0E+00	1.201E+7	1.201E+7	1.201E+7	2.132E+7	3.626E+6
nE	1E+300	1.8E+1	1.8E+1	1.8E+1	6E+0	1E+300





10.4.2.10 **Classificazione della sezione e Verifica flessionale SLU**

Sezioni e combinazioni di progetto

- A\_Appoggio Traverso SLU fond., Mmax
- B\_Mezzeria Traverso SLU fond., Mmin
- C\_Appoggio Traverso SLU fond., Vmax
- D\_Mezzeria Traverso SLU fond., Vmin
- SLS carat., Mmax
- SLS carat., Mmin
- SLS carat., Vmax
- SLS carat., Vmin
- SLS freq., Mmax
- SLS freq., Mmin
- SLS freq., Vmax
- SLS freq., Vmin
- SLF acciaio, Mmax
- SLF acciaio, Mmin

Sollecitazioni

Fase	N	V	M	T
1	0.00E+000	0.00E+000	-7.01E+005	0.00E+000
2a	0.00E+000	0.00E+000	-2.51E+005	0.00E+000
2b	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
Rit.Iso	-6.01E+005	0.00E+000	-2.30E+005	0.00E+000
2c	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
3a	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
DT.Iso	-1.08E+006	0.00E+000	-2.92E+005	0.00E+000
3b	0.00E+000	5.80E+004	-3.88E+006	0.00E+000
Totale	-1.68E+006	5.80E+004	-5.36E+006	0.00E+000

Effetti primari del ritiro e della variazione termica

	ε	N	M	γψ
Ritiro	-1E-4	-5E+5	-1.92E+5	1.2
Var. termica	-1E-4	-1.5E+6	-4.05E+5	0.72

Momenti aggiuntivi per shift asse neutro

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b
Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Uncracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00

Verifica plastica   Tensioni   Taglio   Caratt. geometriche 0   Caratt. geometriche 1   Caratt. geometriche 2   Diagrammi Mpl-N   Pioli. SLU, SLS   SLE. Web Breathing   SLF 1   SLF 2   Stiffeners

Classificazione e verifica plastica in Fase 3

	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	28.8	766	-0.01	-2.34	1
Piattabanda superiore	9.69				1
Piattabanda inferiore	9.69				1
<b>Classe della sezione</b>					<b>1</b>

=> **Verifica plastica APPLICABILE**

Azione assiale N	Flessione M	Interazione N-M			
NEd	-1.68E+6	MEd	-5.36E+6	NEd	-1.68E+6
NRd	-3.9E+7	MRd	-1.23E+7	MEd	-5.36E+6
			MRd	-1.25E+7	
NEd/NRd	<b>0.043</b>	MEd/MRd	<b>0.435</b>	MEd/MR	<b>0.429</b>

=> **Verifica plastica SODDISFATTA**

Fase 1: Piatt. Sup in Cl. 3, Anima in Cl. 1, Piatt. Inf. in Cl. 1

DIAGRAMMA TENSIONI PLASTICHE

10.4.2.11 **Verifica a taglio SLU**

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 4.216E+6 \text{ N}$$

gammaM0=1.05      fyw=355 N/mm<sup>2</sup>

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 4.025E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 4.025E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left( 1 - \left( \frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 7.343E+3 \text{ N}$$

chiw = 1.2      Appoggio: NON RIGIDO

lambdaw = 0.409      ME<sub>d</sub> = -5.358E+6 Nm

c = 40802.469      M<sub>f,Rd</sub> = -1.022E+7 Nm

taucr = 1223.28 N/mm<sup>2</sup>      ME<sub>d</sub>/M<sub>f,Rd</sub> = 0.524

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = 0.01 < 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.52 < 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.01 < 0.5$$

**NON C'E' INTERAZIONE**

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	$\frac{31}{\eta} \epsilon_w \sqrt{K_c}$
28.8	< 48.571

=> **Verifica NON NECESSARIA**

a/hw = 138.889      I<sub>sl</sub> = 0E+00 mm<sup>4</sup>

eta = 1.2      K<sub>tausl</sub> = 0

Epsw = 0.814      K<sub>tau</sub> = 5.34

10.4.2.12 Verifica tensionale SLE rara

id	F1	F2a N.F.	F2a F.	F2b N.F.	F2b F.	F2c N.F.	F2c F.	F2 tot	F3a N.F.	F3a F.	F3b N.F.	F3b F.	F3 tot	Sig Id	c. u.	id
σ 8	0.0	-0.3	0.0	0.6	0.0	0.0	0.0	0.3	0.4	0.0	-8.8	0.0	-8.1	8.1	0.39	σ 8
σ 7	0.0	-5.3	-8.9	-9.9	0.0	0.0	0.0	-15.2	-9.6	0.0	-47.5	-137.9	-72.4	72.4	0.20	σ 7
σ 6	0.0	-3.3	-6.1	-7.8	0.0	0.0	0.0	-11.1	-7.6	0.0	-23.8	-94.8	-42.5	42.5	0.12	σ 6
σ 5	0.0	-0.2	0.0	0.8	0.0	0.0	0.0	0.6	0.9	0.0	-3.1	0.0	-1.6	1.6	0.07	σ 5
σ 4	-20.7	-2.8	-5.5	-7.4	0.0	0.0	0.0	-30.9	-7.2	0.0	-18.5	-85.2	-56.6	56.6	0.16	σ 4
σ 3	-18.7	-2.4	-4.9	-6.9	0.0	0.0	0.0	-27.9	-6.7	0.0	-13.2	-75.6	-47.9	48.0	0.14	σ 3
σ 2	0.0	0.0	0.0	-4.4	0.0	0.0	0.0	-4.4	-5.6	0.0	0.0	0.0	-10.0	10.6	0.03	σ 2
σ 1	18.7	5.7	6.3	1.4	0.0	0.0	0.0	25.8	1.3	0.0	81.8	96.8	108.9	109.0	0.31	σ 1
σ 0	20.7	6.1	6.9	1.9	0.0	0.0	0.0	28.8	1.8	0.0	87.1	106.4	117.7	117.7	0.33	σ 0
τ 4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.1	0.0	0.00	τ 4
τ 3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	2.1	2.0	0.0	0.00	τ 3
τ 2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	2.2	2.0	0.0	0.00	τ 2
τ 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.6	1.9	1.6	0.0	0.00	τ 1
τ 0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	τ 0

Tensioni nella soletta a fine fase 2 (N/mm<sup>2</sup>):

Totale, estradosso = 0.27  
Totale, intradosso = 0.6  
=> Sezione a fine fase 2: NON FESSURATA (m.)

Tensioni nella soletta a fine fase 3 (N/mm<sup>2</sup>):

Totale, estradosso = -8.11  
Totale, intradosso = -1.57  
=> Sezione a fine fase 3: NON FESSURATA (m.)

=> Verifica SLS SODDISFATTA c.s.= 0.386

10.4.2.13 Verifica SLE di web breathing

Verifica dell'intera anima

	Anima
b	720
Sigma,sup	-30.95
Sigma,inf	85.72
Sigma,Ed	30.95
KSig	84.97
Sigcr0E	229.07
Tau,Ed	1.4
SigCr(P)	19463.58
SigCr(C)	0.01
Csi	1
SigCr	19463.58
KTau	5.34
KTausl	0
Web Bre...	0.002
Esito	SI

Verifica locale dei sub pannelli

Non sono presenti sotto pannelli

Verifica globale + locale

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \tau_{x,Ed,ser}}{k_{\tau} \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$$

VERIFICA SODDISFATTA c.s = 0.002

10.4.2.14 Verifica delle piolature SLU

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v = 109478 \text{ N}$$

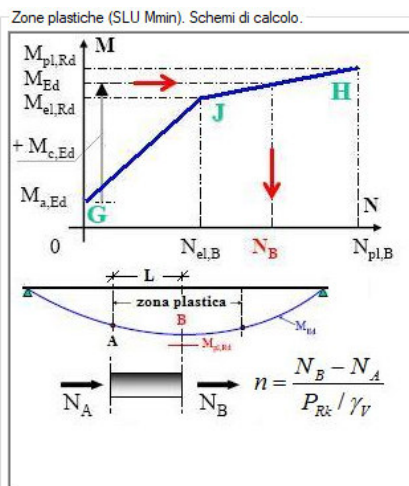
$$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v = 122631 \text{ N}$$

$V_{L,Ed} = 57 < n * P_{Rd} = 1642 \text{ N/mm}$

**VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA**

d= 22 mm    n= 15 N/pioli/m    Ecm= 34077 N/mm<sup>2</sup>  
h= 200 mm    fu= 450 N/mm<sup>2</sup>    Ks= 0.6  
Alfa= 1    fck= 35 N/mm<sup>2</sup>    Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	0E+00	1.201E+7	1.659E+10	0
2b	0E+00	1.201E+7	1.659E+10	0
2c	0E+00	1.201E+7	1.659E+10	0
3a	0E+00	2.132E+7	2.179E+10	0
3b	5.796E+4	2.132E+7	2.179E+10	56.7
Tot				56.7



Zone plastiche (SLU Mmin). Verifica.  
Calcolo dei pioli in zona plastica non necessario

Effetti primari di ritiro e variazione termica.

10.4.2.15 **Verifica delle piolature SLE**

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v$	= 109478 N
$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v$	= 122631 N
$v_{L,Ed} = 42$	< $K_s * n * P_{Rd} = 985 \text{ N/mm}$

**VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA**

d= 22 mm      n = 15 N°pioli/m      Ecm= 34077 N/mm<sup>2</sup>  
 h= 200 mm      fu= 450 N/mm<sup>2</sup>      Ks= 0.6  
 Alfa= 1      fck= 35 N/mm<sup>2</sup>      Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	0E+00	1.201E+7	1.659E+10	0
2b	0E+00	1.201E+7	1.659E+10	0
2c	0E+00	1.201E+7	1.659E+10	0
3a	0E+00	2.132E+7	2.179E+10	0
3b	4.293E+4	2.132E+7	2.179E+10	42
Tot				42

10.4.2.16 **Verifiche a fatica SLF**

Acciaio strutturale

Detail	gF*DSigE	DSigRs/gM	c.s.
Piattabanda superiore	22.47	121.74	0.185
Piattabanda inferiore	105.95	121.74	0.870
Anima	9.76	121.74	0.080
Giunzione piattabanda superiore	--	--	--
Giunzione piattabanda inferiore	--	--	--
Attacco anima-piattabanda superiore	16.05	108.70	0.148
Attacco anima-piattabanda inferiore	99.53	108.70	0.916
Attacco irrigidente verticale - anima	--	--	--

$\gamma_{FF} = 1$        $\gamma_{Mf} = 1.15$

$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.498 \times 0.848 \times 1 \times 1.05 = 2.224 < 2.327$  (Campata) (Momento)  
 $2.589 \times 0.848 \times 1 \times 1.05 = 2.305$  (Campata) (Taglio)

$\Delta\sigma_{Rs} = \Delta\sigma_{Rsk} * ks = 0 \times 0.91 = 0 \text{ N/mm}^2$  (Giunzione flangia inf.)  
 $0 \times 0.91 = 0 \text{ N/mm}^2$  (Giunzione flangia sup.)

Pioli

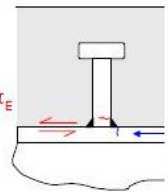
$\gamma_{FF} \Delta\tau_E \leq \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf,s}}$	22.8 < 90 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_{FF} \Delta\sigma_E \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$	22.5 < 69.6 N/mm <sup>2</sup> (*)
$\frac{\gamma_{FF} \Delta\sigma_E}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{FF} \Delta\tau_E}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1.3$	0.32 + 0.25 = 0.58 < 1.3 (*)

**VERIFICA SODDISFATTA** (\*) Verifiche non significative (Flangia)

$\Delta\sigma_c = 80 \text{ N/mm}^2$        $\Delta\sigma_E = \lambda \Delta\sigma_p = 22.47 \text{ N/mm}^2$        $\Delta\sigma_p = 10.11 \text{ N/mm}^2$   
 $\Delta\tau_c = 90 \text{ N/mm}^2$        $\Delta\tau_E = \lambda_v \Delta\tau_p = 22.82 \text{ N/mm}^2$        $\Delta\tau_p = 15.65 \text{ N/mm}^2$

$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.498 \times 0.848 \times 1 \times 1.05 = 2.224 < 2.327$  (Campata)  
 $\lambda_v = \lambda_{v1} \lambda_{v2} \lambda_{v3} \lambda_{v4} = 1.55 \times 0.896 \times 1 \times 1.05 = 1.458$

Pioli:  $\gamma_{FF} = 1$        $\gamma_{Mfs} = 1$   
 Carpenteria:  $\gamma_{FF} = 1$        $\gamma_{Mf} = 1.15$



10.4.3 Sintesi delle verifiche

10.4.3.1 **Verifiche SLU**

Significato colonne:

- Sezione      nome sezione
- X(m)      distanza sezione da asse appoggi
- Combinazione      stato limite considerato e stato tensionale massimizzato
- Classe fase 1      classificazione della sola sezione metallica (resistente prima della maturazione del getto della soletta)

- Classe fase 3                                      classificazione della sezione metallica collaborante con la soletta in calcestruzzo (resistente dopo maturazione del getto)
- $M_{Ed}/M_{Rd}$                                       Rapporto tra momento sollecitante e momento resistente (coeff. di sfruttamento a momento flettente)
- $V_{Ed}/V_{Rd}$                                       Rapporto tra taglio sollecitante e taglio resistente (coeff. di sfruttamento a taglio)
- $V/M/N$     Controllo se c'è interazione tra taglio e altre sollecitazioni, in caso positivo coeff. di sfruttamento a sollecitazioni combinate
- Verifica pioli                                      coeff. di sfruttamento dei pioli di connessione tra traverso metallico e soletta collaborante agli effetti degli sforzi di scorrimento
- Pioli di testata                                      coeff. di sfruttamento dei pioli nelle zone di testata del traverso agli effetti delle coazioni da ritiro

Sezione	X(m)	Combinazione	Classe Fase 1	Classe Fase 3	Med/MR	Ved/VRd	V/M/N	Verifica Pioli	Pioli di testata
A_Appoggio Traverso Tipo_Sez1	0	SLU fond., Mmax	3	1	0.09	0.292	No int.	0.244	0.762
A_Appoggio Traverso Tipo_Sez1	0	SLU fond., Mmin	3	3	0.1	0.292	No int.	0.244	0.762
B_Mezzeria Traverso Tipo_Sez2	7.6	SLU fond., Mmax	2	1	0.5	0.005	No int.	0.008	0
B_Mezzeria Traverso Tipo_Sez2	7.6	SLU fond., Mmin	2	1	0.42	0.005	No int.	0.008	0
C_Appoggio Traverso Spalla_Sez1	0	SLU fond., Mmax	3	1	0.04	0.252	No int.	0.35	0.762
C_Appoggio Traverso Spalla_Sez1	0	SLU fond., Mmin	3	3	0.04	0.252	No int.	0.35	0.762
D_Mezzeria Traverso Spalla_Sez2	7.6	SLU fond., Mmax	3	1	0.44	0.014	No int.	0.031	0
D_Mezzeria Traverso Spalla_Sez2	7.6	SLU fond., Mmin	3	1	0.37	0.014	No int.	0.031	0

#### 10.4.3.2 Verifiche tensionali SLE Rara e piolature SLE

Significato colonne:

- Sezione    nome sezione
- X(m)     distanza sezione da asse appoggi
- Combinazione                                      stato limite considerato e stato tensionale massimizzato
- $Sig_{id}/Sig_{amm}$                                       coeff. di sfruttamento per massima tensione ideale sulla sezione con calcolo elastico
- Piolature    coeff. di sfruttamento dei pioli con calcolo elastico

Sezione	X(m)	Combinazione	Sig id/Sig amm	Piolature
A_Appoggio Traverso Tipo_Sez1	0	SLS caratt., Mmax	0.214	0.331
A_Appoggio Traverso Tipo_Sez1	0	SLS caratt., Mmin	0.21	0.331
B_Mezzeria Traverso Tipo_Sez2	7.6	SLS caratt., Mmax	0.47	0.011
B_Mezzeria Traverso Tipo_Sez2	7.6	SLS caratt., Mmin	0.453	0.011
C_Appoggio Traverso Spalla_Sez1	0	SLS caratt., Mmax	0.187	0.475
C_Appoggio Traverso Spalla_Sez1	0	SLS caratt., Mmin	0.185	0.475
D_Mezzeria Traverso Spalla_Sez2	7.6	SLS caratt., Mmax	0.386	0.043
D_Mezzeria Traverso Spalla_Sez2	7.6	SLS caratt., Mmin	0.454	0.043

#### 10.4.3.3 Verifiche di web breathing SLE frequente

Significato colonne:

- Sezione    nome sezione
- X(m)     distanza sezione da asse appoggi

- Combinazione stato limite considerato e stato tensionale massimizzato
- Web breathing coeff. di sfruttamento dei pannelli d'anima agli effetti dell'imbozzamento per compressione membranale

Sezione	X(m)	Combinazione	Web breathing
A_Appoggio Traverso Tipo_Sez1	0	SLS freq., Mmax	0.089
A_Appoggio Traverso Tipo_Sez1	0	SLS freq., Mmin	0.089
B_Mezzeria Traverso Tipo_Sez2	7.6	SLS freq., Mmax	0.011
B_Mezzeria Traverso Tipo_Sez2	7.6	SLS freq., Mmin	0.011
C_Appoggio Traverso Spalla_Sez1	0	SLS freq., Mmax	0.026
C_Appoggio Traverso Spalla_Sez1	0	SLS freq., Mmin	0.026
D_Mezzeria Traverso Spalla_Sez2	7.6	SLS freq., Mmax	0.002
D_Mezzeria Traverso Spalla_Sez2	7.6	SLS freq., Mmin	0.002

#### 10.4.3.4 Verifiche a fatica

Significato colonne:

- Sezione nome sezione
- X(m) distanza sezione da asse appoggi
- Combinazione stato limite considerato
- Pioli Eta 1 coeff. di sfruttamento per verifica a fatica del gambo del piolo
- Pioli Eta 2 coeff. di sfruttamento per verifica a fatica della piattabanda in corrispondenza della saldatura del piolo
- Pioli Eta 3 coeff. di sfruttamento per verifica a fatica del calcestruzzo della soletta a contatto con il piolo
- Psup coeff. di sfruttamento per verifica a fatica materiale base piattabanda superiore
- Pinf coeff. di sfruttamento per verifica a fatica materiale base piattabanda inferiore
- Web coeff. di sfruttamento per verifica a fatica materiale base anima
- Fltop-Fltop coeff. di sfruttamento per verifica a fatica materiale base piattabanda superiore su sezione indebolita dai fori del giunto bullonato (N.B.: la sezione di appoggio non presenta bullonatura quindi in questo caso la verifica non è significativa)
- Pinf-Pinf coeff. di sfruttamento per verifica a fatica materiale base piattabanda inferiore su sezione indebolita dai fori del giunto bullonato (N.B.: la sezione di appoggio non presenta bullonatura quindi in questo caso la verifica non è significativa)
- Web-Psup coeff. di sfruttamento per verifica a fatica saldatura di composizione tra anima e piattabanda superiore
- Web-Psup coeff. di sfruttamento per verifica a fatica saldatura di composizione tra anima e piattabanda superiore

Sezione	X(m)	Combinazione	Pioli Eta1	Pioli Eta2	Pioli Eta3	Psup	Pinf	Web	FI-top-Fltop	Pinf-Pinf	Web-Psup	Web-Pinf
A_Appoggio Traverso Tipo_Sez1	0	SL fatica	0.238	0	0.183	0	0	0.14	--	--	0	0
B_Mezzeria Traverso Tipo_Sez2	7.6	SL fatica	0.089	0.008	0.075	0.01	0.5	0.04	--	--	0.024	0.59
C_Appoggio Traverso Spalla_Sez1	0	SL fatica	0.676	0	0.52	0	0	0.29	--	--	0	0
D_Mezzeria Traverso Spalla_Sez2	7.6	SL fatica	0.254	0.323	0.444	0.19	0.9	0.08	--	--	0.148	0.916

## 11 SOLETTA

I criteri di calcolo, di progettazione e la fessistica della soletta d'impalcato sono descritti al paragrafo 5 del presente documento. La soletta è costituita da una lastra in acciaio dello spessore di 6mm, alla quale vengono saldati i tralicci elettrosaldati  $h = 16.5$  cm posti ad interasse di 40 cm. Le lastre vengono posizionate isostaticamente sui traversi in semplice appoggio con luce tipica pari a 2.50m. Le lastre vengono inoltre saldate tra loro in direzione longitudinale. Successivamente viene eseguito in opera il getto di calcestruzzo. La presenza di pioli connettori sia sui traversi che sull'anima della trave longitudinale garantiscono una piena collaborazione tra la soletta e la carpenteria metallica dell'impalcato.

La soletta oltre ad essere soggetta ad azioni locali dovute ai carichi mobili e permanenti che gravano direttamente su essa, è sollecitata longitudinalmente da uno sforzo di trazione che nasce per congruenza con le travi principali.

Come descritto precedentemente, la soletta è analizzata in due fasi distinte:

- una prima fase, detta "provvisoria", in cui il getto integrativo è ancora in fase fluida e risultano efficaci le sole armature del traliccio e la lastra in acciaio. Le azioni presenti sono costituite dal peso proprio delle lastre, dal getto integrativo e da un temporaneo sovraccarico accidentale dovuto al personale, ai piccoli mezzi d'opera e ad accumuli di conglomerato cementizio;
- una seconda fase, detta "definitiva", in cui nella soletta monolitica risultano efficaci anche le armature inserite in opera. Il calcolo delle sollecitazioni indotte dai carichi accidentali e permanenti verrà effettuato adottando una schematizzazione monodimensionale della sezione trasversale della soletta assumendo una striscia di larghezza unitaria. Lo schema statico adottato è quello di trave continua su ventinove appoggi.

### 11.1 SEZIONI SIGNIFICATIVE DI VERIFICA

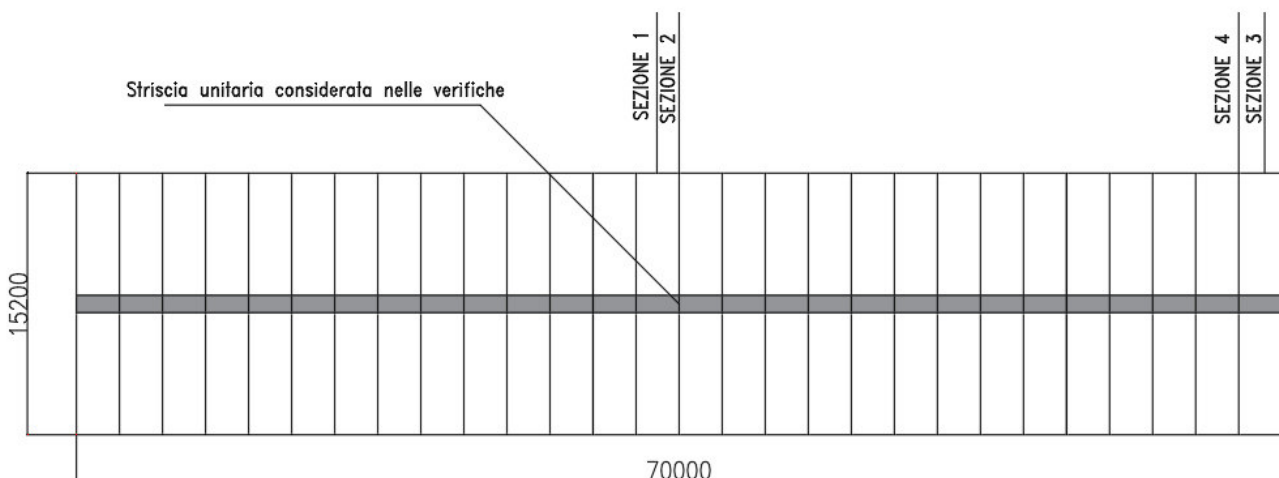
Le verifiche saranno condotte su una larghezza unitaria di soletta pari ad un metro. Sono state analizzate due sezioni sulla mezzeria dell'impalcato e due sezioni verso l'appoggio.

Sezione 1: mezzeria dell'impalcato tra i traversi

Sezione 2: mezzeria dell'impalcato a cavallo dei traversi

Sezione 3: estremità dell'impalcato tra i traversi

Sezione 4: estremità dell'impalcato a cavallo dei traversi



## 11.2 CARICHI AGENTI

- PESO PROPRIO:

$$q = 7 \text{ kN/m}$$

-MEZZI D'OPERA:

$$q = 1 \text{ kN/m}^2$$

- PERMANENTI PORTATI (pavimentazione):

Si considera un carico pari a: 3.63 KN/mq

$$q = 3.63 * 1\text{m} = 3.63 \text{ KN/m}$$

Carichi mobili da traffico

Secondo quanto indicato dalla normativa si considera lo Schema di Carico 1 costituito da carichi tandem  $Q_{1k}$  e da carichi distribuiti  $q_{1k}$ , esso risulta lo Schema di Carico più gravoso. Si assume come base resistente per il calcolo del carico equivalente, l'ingombro trasversale del carico diffuso verticalmente a  $45^\circ$  sino al piano medio della soletta aumentato di metà della luce di calcolo della campata su cui insiste il carico stesso (per tener conto del beneficio del comportamento bidimensionale della soletta).

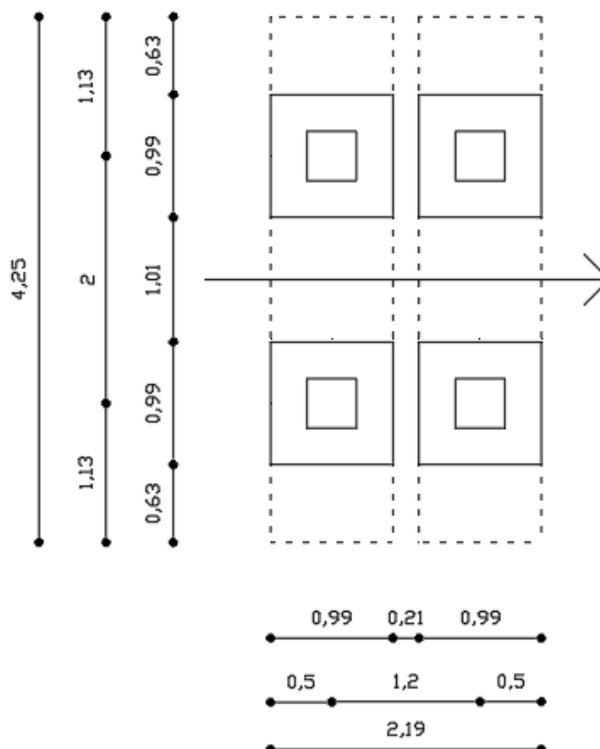
$$q_{1k} = 9 \text{ kN/m}$$

$$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$$

$$B = 4.25 \text{ m}$$

$$P_{eq} = 300 / (4.68 \times 0.99) = 71.3 \text{ kN/m}^2$$

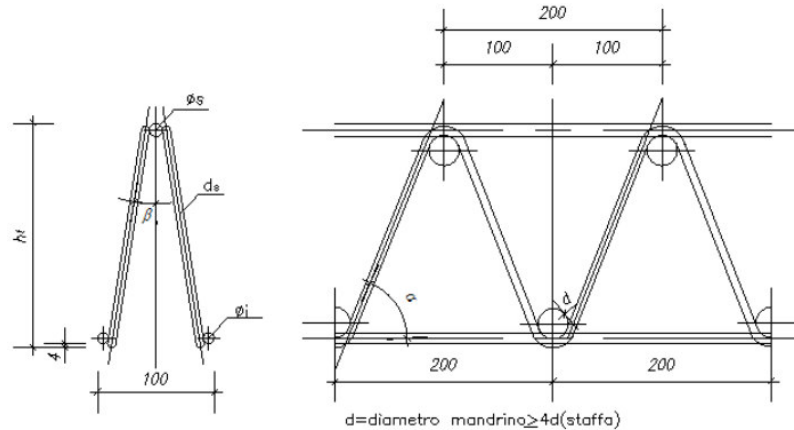
Per una striscia unitaria di larghezza pari a 1m l'impronta di carico 1 si traduce in due carichi distribuiti su una lunghezza di 0.99m, pari a  $71.3 \text{ kN/m}^2$  posti ad una distanza di 0.21m.





### 11.3 CALCOLO DI FASE I

Si considera una soletta larga 0.4 m pari all'interasse del traliccio. Di seguito si riporta una rappresentazione schematica del traliccio.



Altezza totale del traliccio:  $h_0 = 16.5$  cm

Braccio della coppia resistente:  $h_0 = 14.7$  cm

Corrente superiore: 1  $\phi 16$

Corrente inferiore: 2  $\phi 12$

Staffe: 2  $\phi 10$

La lastra viene calcolata con uno schema statico di trave su 2 appoggi, considerando una luce di calcolo pari a 2.20 m (luce libera tra due piattabande dei traversi). Nel seguito si riporta il calcolo.

Combinazione di carico  $q = (7 \times 1.35 + 1 \times 1.5) \times 0.4 = 10.95 \times 0.4 = 4.38$  kN/m

Sollecitazioni:

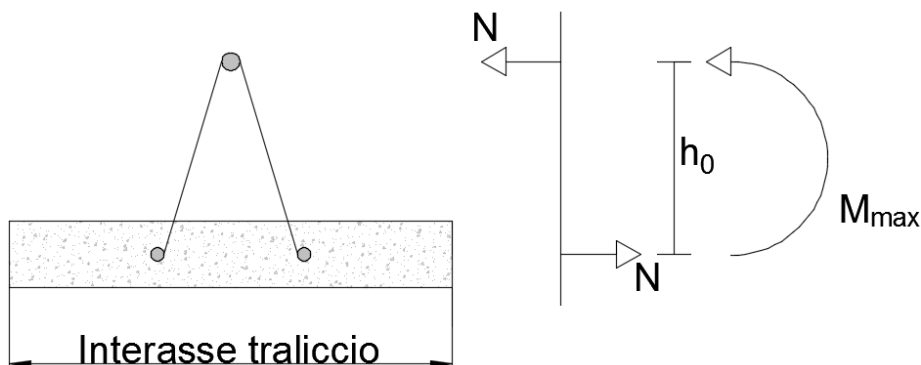
$$M_{\max} = q l^2 / 8 = 4.38 \times 2.20^2 / 8 =$$

$$2.65 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} = q l / 2 = 4.38 \times 2.20 / 2 =$$

$$4.82 \text{ kN}$$

Il momento flettente è equilibrato da una coppia interna costituita dal corrente superiore compresso e dalla coppella tesa in calcestruzzo come illustrato nella seguente figura.



lo sforzo normale agente sul corrente superiore in mezzeria risulta:

I50CV57T00000RSTR1423-2

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO E DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO SISMICO

$N = M_{mezzzeria} / h_0 = 2.65 / 0.147 = 18.03 \text{ kN}$

Si procede quindi con la verifica di stabilità del corrente superiore compresso, mentre per la lastra in acciaio si verifica che le tensioni di trazione non superino la resistenza massima ammissibile dell'acciaio. Inoltre, si verifica la stabilità del diagonale compresso dall'azione tagliante e la saldatura del traliccio sulla piastra.

Verifica di stabilità – Corrente superiore

Viene verificata la resistenza all'instabilità del corrente superiore compresso ( $\Phi 16$ ).

Dati geometrici	Lunghezza	L	200 mm
	Modulo elastico	E	210000 Mpa
	Diametro	$\phi$	16 mm
	Momento d'inerzia	J	3215.36 mm <sup>4</sup>
	Area	A	201 mm <sup>2</sup>
	Tensione di snervamento	fyk	450 Mpa
	Coeff. Materiali	$\gamma_M$	1.1
	Coeff. Azioni	$\gamma_E$	1.35
Parametri instabilità euleriana		$\beta$	1
		$\lambda$	0.74
		$\alpha$	0.49
		$\Phi$	0.90
		$\chi$	0.70
		$N_{Cr}$	166436.4 N
Verifica Instabilità	Resistenza a instabilità	Nb,rd	57.68 kN
	Azione sollecitante	Nsd	18.03 kN
		Nsd/Nb,rd	0.313 <1

La verifica risulta soddisfatta.

Verifica di stabilità - Diagonali dei tralicci

$$N_{diag} = \frac{T}{N^{diag} \cdot \sin \varphi} = \frac{4.82}{2 \cdot \sin 56} = 2.91 kN$$

Dove  $\varphi$  rappresenta l'angolo di inclinazione dei diagonali del traliccio rispetto all'orizzontale.

Viene verificata la resistenza all'instabilità del diagonale compresso ( $\phi 10$ ).

Dati geometrici	Lunghezza	L	200 mm
	Modulo elastico	E	210000 Mpa
	Diametro	$\phi$	10 mm
	Momento d'inerzia	J	490.63 mm <sup>4</sup>
	Altezza traliccio	ht	147 mm
	Inclinazione	beta	19 °
	Inclinazione	alfa	56 °
	Lunghezza di calcolo	Lvera	178.83 mm
	Area	A	78.5 mm <sup>2</sup>
	Tensione di snervamento	fyk	450 MPa
	Coeff. Materiali	$\gamma_M$	1.1
	Coeff. Azioni	$\gamma_E$	1.35
Parametri instabilità euleriana		$\beta$	1
		$\lambda$	1.05
		$\alpha$	0.49
		$\Phi$	1.27
		$\chi$	0.51
		$N_{Cr}$	31764.90 N
Verifica Instabilità	Resistenza a instabilità	Nb,rd	16.34 kN
	Azione sollecitante	Nsd	2.91 kN
		Nsd/Nb,rd	0.178 <1

La verifica risulta soddisfatta.

Verifica di resistenza – Lastra

Si effettua la verifica a taglio in termini di tensioni, in corrispondenza dell'appoggio della lastra sul traverso.

Dati geometrici	Spessore lastra	sp	6 mm
	Larghezza	b0	400 mm
	Area	A	2400 mm <sup>2</sup>
Verifica resistenza	Tensione di snervamento	fyk	275 Mpa
	Coeff. Materiali	γ <sub>M</sub>	1.05
	Coeff. Azioni	γ <sub>E</sub>	1.35
	Taglio di progetto	T	4820 N
	Tensione sulla lastra	τ <sub>ed</sub>	2.01 MPa
	Resistenza	τ <sub>rd</sub>	151.21 MPa
	τ <sub>ed</sub> /τ <sub>rd</sub>	0.0133	<1

La verifica risulta soddisfatta.

Si verifica che la tensione che agisce sulla lastra sia inferiore alla resistenza a trazione dell'acciaio.

$$\sigma_s = N_{sd} / A = 18030 / (400 \times 60) = 7.1 < 261.90 \text{ MPa}$$

Verifica soddisfatta

Si effettua la verifica della saldatura del traliccio sulla piastra.

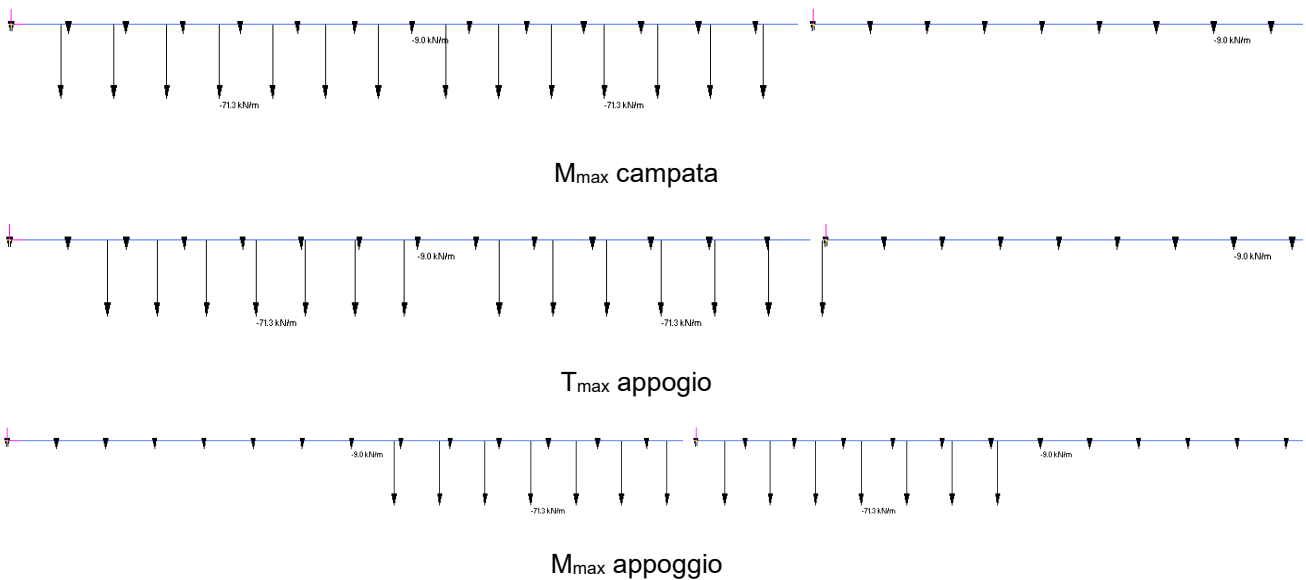
Dati geometrici	Tensione di rottura	fyk	275 Mpa
	Coeff. grado di acciaio	β <sub>1</sub>	0.7
	Coeff. grado di acciaio	β <sub>2</sub>	0.85
	Coeff. Materiali	γ <sub>M</sub>	1.25
	Lunghezza saldatura	l <sub>//</sub>	20 mm
	Lato saldatura	z	6 mm
	Altezza di gola	a	4.24 mm
	n° saldature	n	2
Verifica	Azione sollecitante parallela	T <sub>//</sub>	18.03 kN
	Tensione parallela	t <sub>//</sub>	106.31 Mpa
		t <sub>//</sub>	106.31 <β <sub>1</sub> fyk
		t <sub>//</sub>	106.31 <β <sub>2</sub> fyk
	t <sub>//</sub>	106.31	192.5 MPa
			233.75 MPa

La verifica risulta soddisfatta.

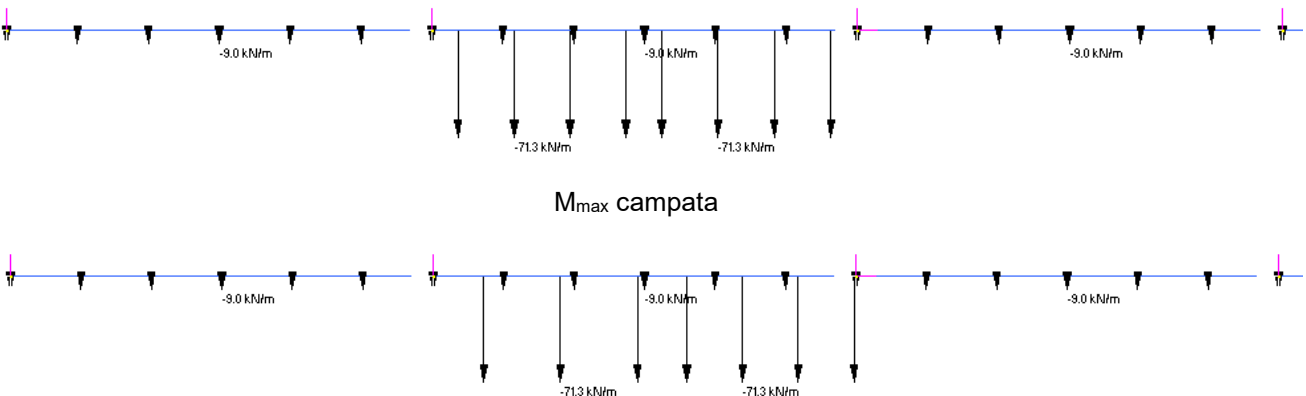
### 11.3.1 Calcolo di Fase II

La soletta è soggetta ai carichi permanenti ed ai carichi mobili. In questa fase si sono considerati anche ritiro e variazione termica per le verifiche allo stato limite di esercizio come richiesto dalla UNI EN 1992-1 -1 paragrafi 2.3.1.2 e 2.3.2.2 e sola variazione termica per le verifiche allo stato limite ultimo. Per la valutazione delle sollecitazioni la soletta è stata studiata come una trave posta su 29 appoggi. Di seguito vengono riportati gli involuipi delle sollecitazioni. Lo sforzo di trazione, che deriva dagli effetti globali, viene ripartito, a favore di sicurezza, tra metà della soletta e la trave longitudinale più sollecitata in funzione della loro rigidezza assiale e viene valutato implementando sul modello globale una rigidezza E della lastra in calcestruzzo, pari a 34077MPa per gli effetti dovuti alla variazione termica e pari a 11791MPa per gli effetti dovuti al ritiro. A favore di sicurezza gli sforzi assiali legati al comportamento globale sono stati mediati sulla larghezza dell'impalcato.

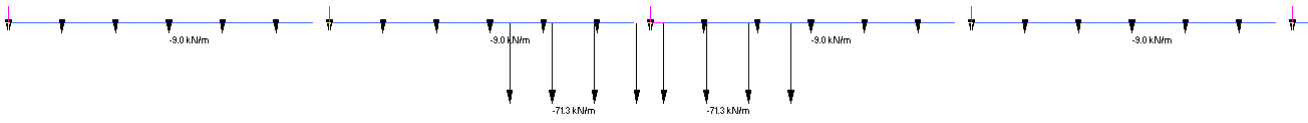
Si riportano le disposizioni dei carichi mobili che massimizzano le sollecitazioni di campata e di appoggio in estremità dell'impalcato Schema 1



Si riportano le disposizioni dei carichi mobili che massimizzano le sollecitazioni di campata e di appoggio in mezzeria dell'impalcato Schema 1



T<sub>max</sub> appoggio



M<sub>max</sub> appoggio

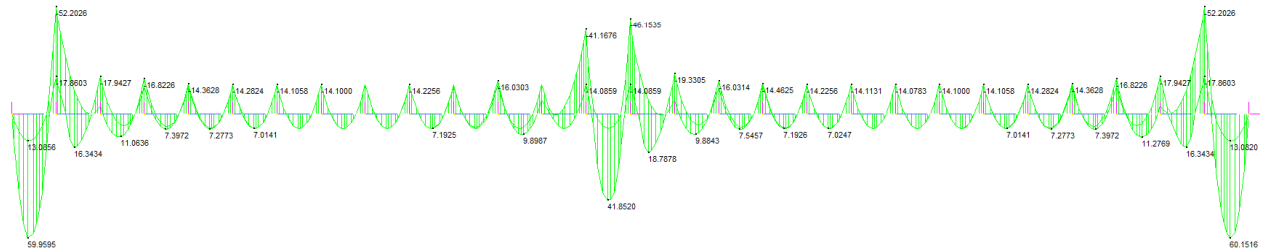
### 11.3.2 Verifica SLU

#### Sollecitazioni

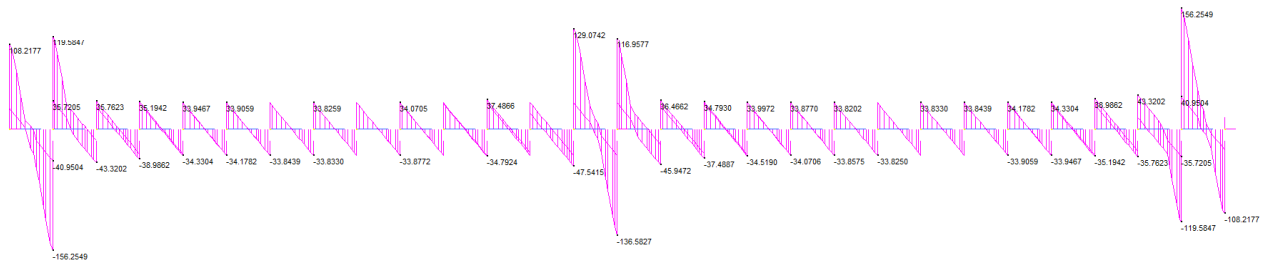
Si riportano di seguito gli involuপি dei diagrammi delle sollecitazioni flettenti e taglianti per la combinazione fondamentale.

	G1	G2	Qk	ε1	ε2
SLU	1.35	1.5	1.35	1.2	1.2(0.6)

MIN MAX  
BM2(kN.m) -52.2026 60.1516  
[Bm.1] [Bm.1]



MIN MAX  
SF2(kN) -156.2549 156.2549  
[Bm.2] [Bm.1]



Lo sforzo normale viene ripartito tra la soletta e la trave principale in base alla loro rigidità assiale.

Il coefficiente di ripartizione delle rigidità della soletta risulta pari a:

Sezione di estremità

$$\rho = A_c / (A_c + nA_s) = 0.616$$

$$\rho = A_c / (A_c + nA_s) = 0.348$$

Sezione di mezzeria

$$\rho = A_c / (A_c + nA_s) = 0.569$$

$$\rho = A_c / (A_c + nA_s) = 0.306$$

dove:

$$A_c = (15.2 \cdot 0.26) / 2 = 1.98 \text{ m}^2 \quad A_s = 0.206 \text{ m}^2 \quad \text{sezione di estremità} \quad A_s = 0.2495 \text{ m}^2 \quad \text{sezione di mezzeria}$$

$$E_c = 34077 \text{ MPa} \quad E_{c\infty} = 11791 \text{ MPa} \quad E_s = 210000 \text{ MPa}$$

Il valore dello sforzo normale di trazione per metro lineare di soletta, per le sezioni di mezzeria dell'impalcato, risulta pari a:

$$N_{\text{portati}} = (2830 \cdot 0.569) / 7.6 = 212 \text{ kN/m} \quad N_{\text{traffico}} = (6470 \cdot 0.569) / 7.6 = 485 \text{ kN/m}$$

$$N_{\Delta T} = \epsilon_{cs} \cdot E_{c,ts,t0} \cdot A_{\text{soletta}} = 0.00012 \cdot 34077 \cdot 15200 \cdot 260 = 16161 \text{ kN} \rightarrow 8081 \text{ kN per trave}$$

$$N_{\Delta T} = 8081 (1 - 0.569) / 7.6 = 459 \text{ kN/m}$$

$$N_{\text{SLU}} = 1.35 \cdot 212 + 1.35 \cdot 485 + 1.2 \cdot 0.6 \cdot 459 = 1272 \text{ kN}$$

Si riportano di seguito le sollecitazioni SLU adottate per le verifiche:

SLU	M+	M-	T	N
	kNm	kNm	kN	kN
S1	42		13	1272
S2		47	137	1272

Il valore dello sforzo normale di trazione per metro lineare di soletta, per le sezioni di estremità dell'impalcato, risulta pari a:

$$N_{\text{portati}} = (304 \cdot 0.616) / 7.6 = 25 \text{ kN/m}$$

$$N_{\text{traffico}} = (582 \cdot 0.616) / 7.6 = 48 \text{ kN/m}$$

$$N_{\Delta T} = \epsilon_{cs} \cdot E_{c,ts,t0} \cdot A_{\text{soletta}} = 0.00012 \cdot 34077 \cdot 15200 \cdot 260 = 16161 \text{ kN} \rightarrow 8081 \text{ kN per trave}$$

$$N_{\Delta T} = 8081 (1 - 0.616) / 7.6 = 409 \text{ kN/m}$$

$$N_{\text{SLU}} = 1.35 \cdot 25 + 1.35 \cdot 48 + 1.2 \cdot 0.6 \cdot 409 = 394 \text{ kN}$$

Si riportano di seguito le sollecitazioni SLU adottate per le verifiche:

SLU	M+	M-	T	N
	kNm	kNm	kN	kN
S3	61		12	394
S4		53	157	394

### 11.3.3 Verifiche a pressoflessione SLU

La soletta viene armata in direzione longitudinale, superiormente con ferri Ø22/10cm più 3Ø16 al metro (derivanti dall'armatura superiore delle lastre prefabbricate), inferiormente con ferri 6Ø12 al metro (derivanti dall'armatura inferiore delle lastre prefabbricate), più si assume collaborante la piastra sp 6 mm. La verifica viene svolta considerando una sezione della larghezza di 1 metro e di spessore pari a 26 cm.

#### Sezione 1

$N_{sd} = 1272$  kN

$M_{sd} = 42$  kNm

**Titolo:** Soletta 100x26cm C35/45

N° strati barre: 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	26	1	60	25.7
2			2	6.79	24.8
3			3	6.03	10.3
4			4	38.01	5.4

**Sollecitazioni**  
S.L.U. Metodo n  
 $N_{Ed} = -1272$  kN  
 $M_{xEd} = 42$  kNm  
 $M_{yEd} = 0$

**P.to applicazione N**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord. [cm] xN: 0 yN: 0

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
 sp 6mm C35/45  
 $E_{su} = 67.5$  ‰  $E_{c2} = 2$  ‰  
 $f_{yd} = 239.1$  N/mm²  $E_{cu} = 3.5$   
 $E_s = 200000$  N/mm²  $f_{cd} = 19.83$   
 $E_s/E_c = 6$   $f_{cc}/f_{cd} = 0.8$   
 $E_{syd} = 1.196$  ‰  $\sigma_{c,adm} = 13.5$   
 $\sigma_{s,adm} = 255$  N/mm²  $\tau_{co} = 0.8$   
 $\tau_{c1} = 2.257$

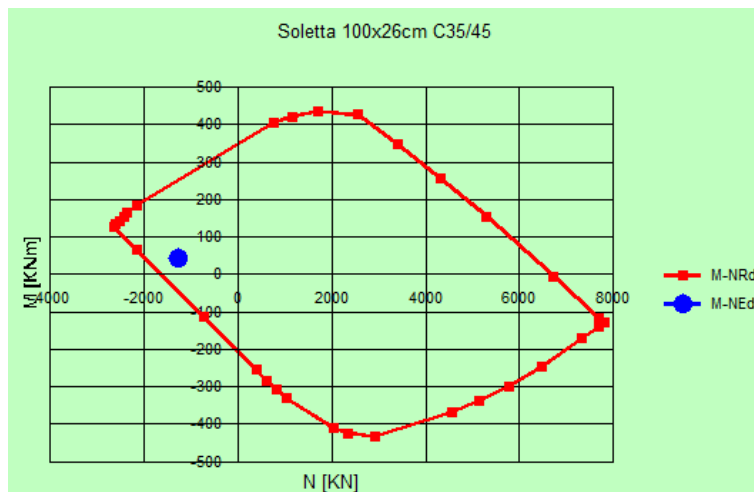
**Metodo di calcolo**  
 S.L.U. +  S.L.U. -  
 Metodo n

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

$M_{xRd} = 259.4$  kNm  
 $\sigma_c = -19.83$  N/mm²  
 $\sigma_s = 239.1$  N/mm²  
 $\epsilon_c = 3.5$  ‰  
 $\epsilon_s = 15.09$  ‰  
 $d = 25.7$  cm  
 $x = 4.84$   $x/d = 0.1883$   
 $\delta = 0.7$

Calcola MRd Dominio M-N  
 $N^*_{rett} = 100$   
 $L_0 = 0$  cm Col. modello  
 Precompresso

Nella seguente figura si riporta il dominio di rottura della sezione:



Essendo N-Med all'interno del dominio, la verifica risulta soddisfatta.

#### Sezione 2

$N_{sd} = 1272$  kN

$M_{sd} = 47$  kNm



Titolo : Soletta 100x26cm C35/45

N° strati barre 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	26	1	60	25.7
			2	6.79	24.8
			3	6.03	10.3
			4	38.01	5.4

Tipologia Sezione:  
 Rettang. re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Sollecitazioni:  
 S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub> -1272 kN  
 M<sub>xEd</sub> -47 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0

P.to applicazione N:  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipologia rottura:  
 Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali:  
 B450C C35/45  
 ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub> 210'000 N/mm² f<sub>cd</sub> 19.83  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 6 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
 ε<sub>syd</sub> 1.863 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 13.5  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.8  
 τ<sub>c1</sub> 2.257

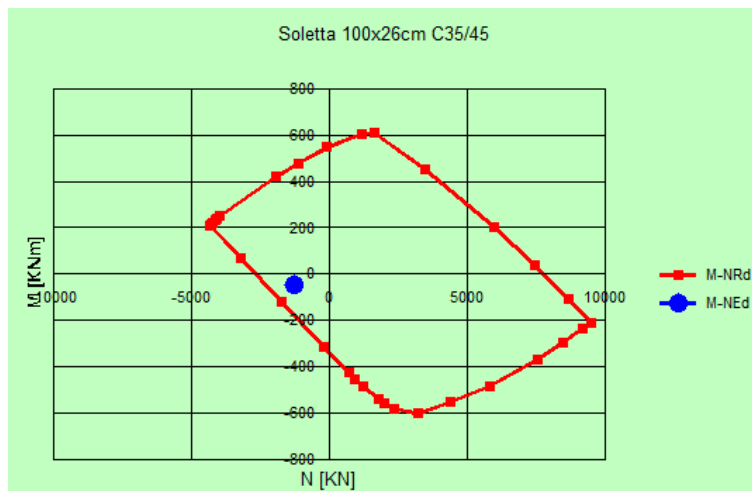
M<sub>xRd</sub> -179.2 kNm  
 α<sub>c</sub> -18.75 N/mm²  
 α<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 1.532 ‰  
 ε<sub>s</sub> 67.5 ‰  
 d 20.6 cm  
 x 0.457 x/d 0.0222  
 δ 0.7

Metodo di calcolo:  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Tipologia flessione:  
 Retta  Deviate

N° rett. 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
 Precompresso

Nella seguente figura si riporta il dominio di rottura della sezione:



Essendo N-Med all'interno del dominio, la verifica risulta soddisfatta.

Sezione 3

N<sub>sd</sub> = 394 kN

M<sub>sd</sub> = 61 kNm

Titolo : Soletta 100x26cm C35/45

N° strati barre 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	26	1	60	25.7
			2	6.79	24.8
			3	6.03	10.3
			4	38.01	5.4

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> -394 kN  
M<sub>xEd</sub> 61 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione  
 Retta  Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

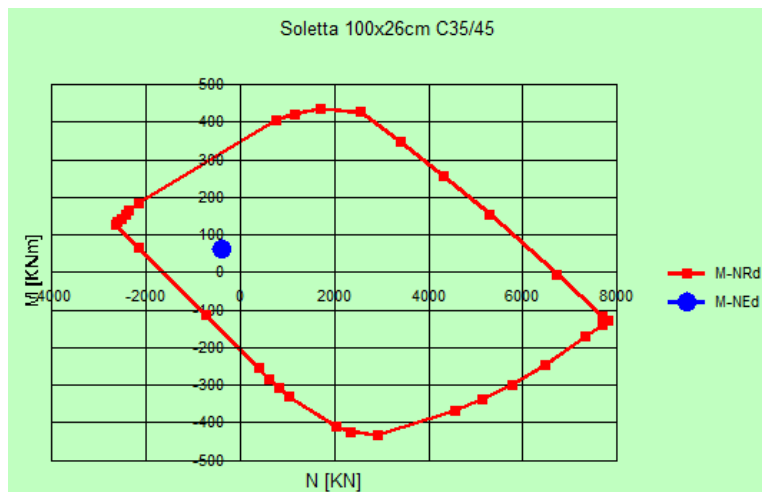
Materiali C35/45

sp 6mm

ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 239.1 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200'000 N/mm² f<sub>cd</sub> 19.83  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 6 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
 ε<sub>syd</sub> 1.196 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 13.5  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.8  
 τ<sub>c1</sub> 2.257

M<sub>xRd</sub> 327.9 kNm  
 α<sub>c</sub> -19.83 N/mm²  
 α<sub>s</sub> 239.1 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 10.97 ‰  
 d 25.7 cm  
 x 6.215 x/d 0.2418  
 δ 0.7423

Nella seguente figura si riporta il dominio di rottura della sezione:



Essendo N-Med all'interno del dominio, la verifica risulta soddisfatta.

#### Sezione 4

N<sub>sd</sub> = 394 kN

M<sub>sd</sub> = 53 kNm

**Titolo:** Soletta 100x26cm C35/45

N° strati barre: 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	26	1	60	25.7
			2	6.79	24.8
			3	6.03	10.3
			4	38.01	5.4

**Sollecitazioni**  
S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: -394 kN  
M<sub>xEd</sub>: -53 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 0

**P.to applicazione N**  
Centro Baricentro cls  
Coord. [cm] xN: 0 yN: 0

**Materiali**  
B450C C35/45  
ε<sub>su</sub>: 67.5‰ ε<sub>c2</sub>: 2‰  
f<sub>yd</sub>: 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub>: 3.5‰  
E<sub>s</sub>: 210'000 N/mm² f<sub>cd</sub>: 19.83  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 6 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0.8  
E<sub>syd</sub>: 1.863‰ σ<sub>c,adm</sub>: 13.5  
σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm² τ<sub>co</sub>: 0.8  
τ<sub>c1</sub>: 2.257

**Tipo Sezione**  
Rettan.re Trapezi  
a T Circolare  
Rettangoli Coord.

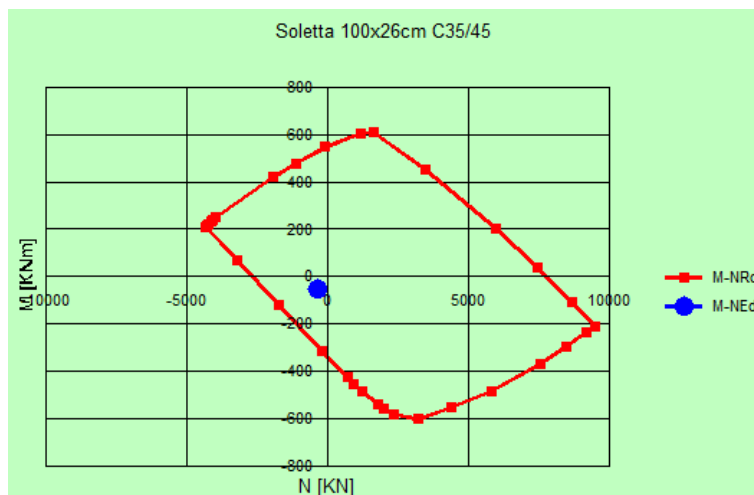
**Metodo di calcolo**  
S.L.U.+ S.L.U.-  
Metodo n

**Tipo flessione**  
Retta Deviata

M<sub>xRd</sub>: -290.6 kNm  
σ<sub>c</sub>: -19.83 N/mm²  
σ<sub>s</sub>: 391.3 N/mm²  
ε<sub>c</sub>: 2.207‰  
ε<sub>s</sub>: 67.5‰  
d: 20.6 cm  
x: 0.652 x/d: 0.03166  
δ: 0.7

N° rett.: 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub>: 0 cm Col. modello  
 Precompresso

Nella seguente figura si riporta il dominio di rottura della sezione:



Essendo N-Med all'interno del dominio, la verifica risulta soddisfatta.

### 11.3.4 Verifica a taglio SLU

Il taglio massimo, valutato a meno della larghezza della piattabanda superiore del traverso, risulta pari a:

$$V_{sd} = 157 \text{ kN}$$

Nella medesima sezione è stato valutato uno sforzo assiale di trazione pari a:

$$N_{sd} = -394 \text{ kN}$$

La resistenza alle sollecitazioni di taglio della soletta potrebbe essere affidata alla sola resistenza del calcestruzzo, considerando la sezione non armata. Nonostante ciò, la normativa prescrive di considerare la

resistenza a taglio del calcestruzzo nulla in presenza di sforzi significativi di trazione. Si dispone un'armatura a taglio 5Ø8/25 cm trascurando il contributo del traliccio e della lamiera della soletta.

$V_{sdu}$	157	kN
$M_{sdu}$	-	kNm
$N_{sdu}$	-394	kN
$R_{ck}$	45	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	35	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1.5	
$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>
$b_w$	100	cm
$d$	22.00	cm
$A_{sl}$	38.01	cm <sup>2</sup>
$c$	4.00	cm
$\alpha$	90	gradi
$\alpha$	1.57	rad
$\theta$	21.80	gradi
$ctg\theta$	2.50	
$\theta_{imposto}$	21.80	gradi
$A_{sw}$	2.51	cm <sup>2</sup>
passo staffe	25.00	cm
$f_{cd}$	19.833	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd_{0,05}}$	1.467	N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$	391.304	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cp}$	-1.5379	N/mm <sup>2</sup>
<b>verifica con armatura resistente a taglio (staffe)</b>		
$V_{Rcd}$	624.537	kN
$V_{Rsd}$	194.484	kN
$V_{Rd}$	194.484	kN

La verifica risulta soddisfatta.

### 11.3.5 Verifiche SLE

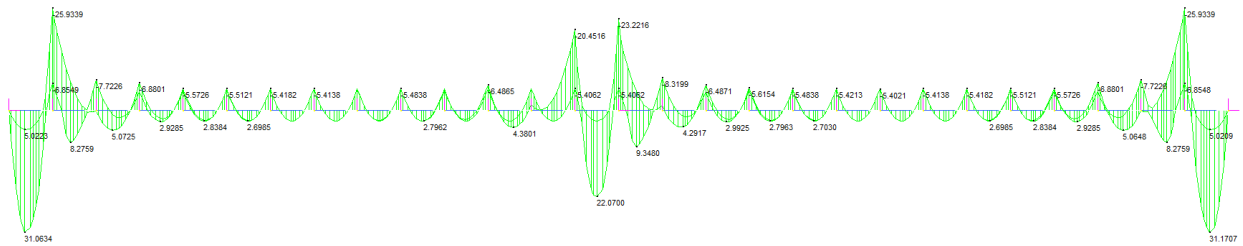
#### Sollecitazioni

Per le verifiche allo Stato Limite di Esercizio si trascurano le sollecitazioni del peso proprio analizzate in prima fase. Vengono riportati gli inviluppi delle sollecitazioni nella combinazione frequente, rara e quasi permanente:

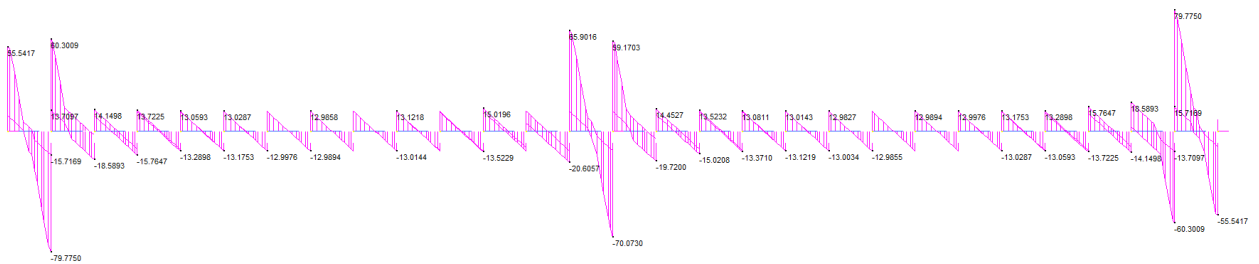
	G1	G2	Qk	ε1	ε2
SLE-rara	0	1	1	1	0.6
SLE-freq	0	1	0.75	1	0.5
SLE - QP	0	1	0	1	0.5

#### Frequente

MIN MAX  
EM2(M/m) -25.9339 31.1707  
(Bm-3) (Bm-1)

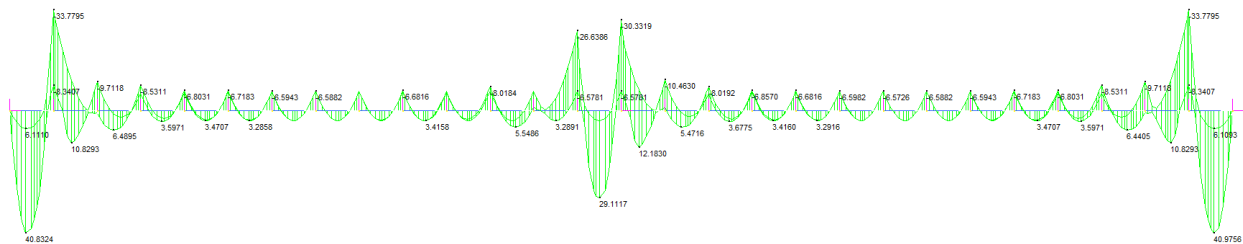


MIN MAX  
SF2(KN) -79.7750 79.7750  
(Bm-2) (Bm-1)



#### Rara

MIN MAX  
EM2(M/m) -33.7795 40.9756  
(Bm-3) (Bm-1)





$A_s = 0.2495\text{m}^2$  sezione di mezzeria

$E_c = 34077\text{ MPa}$

$E_{c\infty} = 11791\text{ MPa}$

$E_s = 210000\text{ MPa}$

Il valore dello sforzo normale di trazione per metro lineare di soletta, per le sezioni di mezzeria dell'impalcato, risulta pari a:

$$N_{\text{portati}} = (2830 \cdot 0.569) / 7.6 = 212\text{ kN/m}$$

$$N_{\text{traffico}} = (6470 \cdot 0.569) / 7.6 = 485\text{ kN/m}$$

$$N_{\Delta T} = \epsilon_{cs} \cdot E_{cls,t0} \cdot A_{\text{soletta}} = 0.00012 \cdot 34077 \cdot 15200 \cdot 260 = 16161\text{ kN} \rightarrow 8081\text{ kN per trave}$$

$$N_{\Delta T} = 8081 (1 - 0.569) / 7.6 = 459\text{ kN/m}$$

$$N_{\text{rit}} = \epsilon_{cs} \cdot E_{cls,\infty} \cdot A_{c\text{rit}} = 0.0001 \cdot 11791 \cdot 3952000 = 4660\text{ kN} \rightarrow 2330\text{ kN per trave}$$

$$N_{\text{Ritiro}} = 2330 (1 - 0.306) / 7.6 = 213\text{ kN/m}$$

Il valore dello sforzo normale di trazione per metro lineare di soletta, per le sezioni di estremità dell'impalcato, risulta pari a:

$$N_{\text{portati}} = (304 \cdot 0.616) / 7.6 = 25\text{ kN/m}$$

$$N_{\text{traffico}} = (582 \cdot 0.616) / 7.6 = 48\text{ kN/m}$$

$$N_{\Delta T} = \epsilon_{cs} \cdot E_{cls,t0} \cdot A_{\text{soletta}} = 0.00012 \cdot 34077 \cdot 15200 \cdot 260 = 16161\text{ kN} \rightarrow 8081\text{ kN per trave}$$

$$N_{\Delta T} = 8081 (1 - 0.616) / 7.6 = 409\text{ kN/m}$$

$$N_{\text{rit}} = \epsilon_{cs} \cdot E_{cls,\infty} \cdot A_{c\text{rit}} = 0.0001 \cdot 11791 \cdot 3952000 = 4660\text{ kN} \rightarrow 2330\text{ kN per trave}$$

$$N_{\text{Ritiro}} = 2330 (1 - 0.348) / 7.6 = 200\text{ kN/m}$$

Si riassumono nella seguente tabella le sollecitazioni SLE:

S1	M+	M-	T	N
	kNm	kNm	kN	kN
SLE-rara	30		9	1186
SLE-freq	23		7	1019
SLE - QP	1		0	655

S2	M+	M-	T	N
	kNm	kNm	kN	kN
SLE-rara		31	92	1186
SLE-freq		24	71	1019
SLE - QP		2	5	655

S3	M+ kNm	M- kNm	T kN	N kN
SLE-rara	41		7	519
SLE-freq	32		6	466
SLE - QP	2		0	430

S4	M+ kNm	M- kNm	T kN	N kN
SLE-rara		34	105	519
SLE-freq		26	80	466
SLE - QP		3	6	430

### 11.3.6 Verifiche tensionali in esercizio

Valutate le azioni interne della soletta, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo che nelle armature e si verifica che quest'ultime rispettino i limiti tensionali prescritti dal NTC 2018:

- La massima tensione di compressione del calcestruzzo ( $\sigma_c$ ) deve rispettare la seguente condizione:

$$\sigma_c < 0.6 \cdot f_{ck} \text{ per la combinazione caratteristica (rara)}$$

$$\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck} \text{ per la combinazione quasi permanente}$$

- La massima tensione dell'acciaio ( $\sigma_s$ ), per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica, deve rispettare:

$$\sigma_s < 0.8 \cdot f_{yk}$$

In accordo con i materiali impiegati, tali limitazioni risulteranno essere:

$$\sigma_c < 0.6 \cdot f_{ck} = 0.6 \cdot 35 = 21MPa$$

$$\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck} = 0.45 \cdot 35 = 15.75MPa$$

$$\sigma_s < 0.8 \cdot f_{yk} = 0.8 \cdot 450 = 360MPa$$

$$\sigma_s < 0.8 \cdot f_{yk} = 0.8 \cdot 275 = 220MPa$$

Controllo tensioni di esercizio per combinazione di carico caratteristica (rara):



11.3.6.1 Sezione 1 SLE rara

Titolo : Soletta 100x26cm C35/45

N° strati barre 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	26	1	60	25.7
			2	6.79	24.8
			3	6.03	10.3
			4	38.01	5.4

Tipo Sezione  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

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

Verifica N° iterazioni: 0

Precompresso

Soletta 100x26cm C35/45

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n  
 N<sub>Ed</sub> 0 -1186 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 30 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali sp 6mm C35/45  
 ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 239.1 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub> 210'000 N/mm² f<sub>cd</sub> 19.83  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 6 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
 ε<sub>syd</sub> 1.139 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 13.5  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.8  
 τ<sub>c1</sub> 2.257

σ<sub>sMax</sub> 140.3 N/mm²  
 σ<sub>sMin</sub> 85.99 N/mm²  
 ε<sub>s</sub> 0.6682 ‰

Essendo le tensioni calcolate, sia nel calcestruzzo che nell'acciaio, inferiori ai limiti prescritti per la combinazione di carico caratteristica, si considera tale verifica soddisfatta.

11.3.6.2 Sezione 2 SLE rara

Titolo : Soletta 100x26cm C35/45

N° strati barre 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	26	1	60	25.7
			2	6.79	24.8
			3	6.03	10.3
			4	38.01	5.4

Tipo Sezione  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

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

Verifica N° iterazioni: 0

Precompresso

Soletta 100x26cm C35/45

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n  
 N<sub>Ed</sub> 0 -1186 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 -31 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali B450C C35/45  
 ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub> 210'000 N/mm² f<sub>cd</sub> 19.83  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 6 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
 ε<sub>syd</sub> 1.863 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 13.5  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.8  
 τ<sub>c1</sub> 2.257

σ<sub>sMax</sub> 214.3 N/mm²  
 σ<sub>sMin</sub> 39.29 N/mm²  
 ε<sub>s</sub> 1.02 ‰

Essendo le tensioni calcolate, sia nel calcestruzzo che nell'acciaio, inferiori ai limiti prescritti per la combinazione di carico caratteristica, si considera tale verifica soddisfatta.

11.3.6.3 Sezione 3 SLE rara

Titolo : Soletta 100x26cm C35/45

N° strati barre 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	26	1	60	25.7
			2	6.79	24.8
			3	6.03	10.3
			4	38.01	5.4

Tipo Sezione  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Sollecitazioni  
 S.L.U.  Metodo n   
 N<sub>Ed</sub> 0 -519 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 41 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali  
 sp 6mm C35/45  
 ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 239.1 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub> 210'000 N/mm² f<sub>cd</sub> 19.83 ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 6 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
 ε<sub>syd</sub> 1.139 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 13.5  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.8  
 τ<sub>c1</sub> 2.257

σ<sub>sMax</sub> 58.97 N/mm²  
 σ<sub>sMin</sub> 27.6 N/mm²  
 ε<sub>s</sub> 0.2808 ‰

Verifica  
 N° iterazioni: 1  
 Precompresso

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

Essendo le tensioni calcolate, sia nel calcestruzzo che nell'acciaio, inferiori ai limiti prescritti per la combinazione di carico caratteristica, si considera tale verifica soddisfatta.

11.3.6.4 Sezione 4 SLE rara

Titolo : Soletta 100x26cm C35/45

N° strati barre 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	26	1	60	25.7
			2	6.79	24.8
			3	6.03	10.3
			4	38.01	5.4

Tipo Sezione  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Sollecitazioni  
 S.L.U.  Metodo n   
 N<sub>Ed</sub> 0 -519 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 -34 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali  
 B450C C35/45  
 ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub> 210'000 N/mm² f<sub>cd</sub> 19.83 ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 6 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
 ε<sub>syd</sub> 1.863 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 13.5  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.8  
 τ<sub>c1</sub> 2.257

σ<sub>c</sub> -0.02977 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 118.6 N/mm²  
 ε<sub>s</sub> 0.5646 ‰  
 d 20.6 cm  
 x 0.030 x/d 0.001504  
 δ 0.7

Verifica  
 N° iterazioni: 4  
 Precompresso

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

Essendo le tensioni calcolate, sia nel calcestruzzo che nell'acciaio, inferiori ai limiti prescritti per la combinazione di carico caratteristica, si considera tale verifica soddisfatta.

Controllo tensioni di esercizio per la combinazione di carico quasi permanente:

11.3.6.5 Sezione 1 SLE quasi permanente

Titolo : Soletta 100x26cm C35/45

N° strati barre 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	26	1	60	25.7
			2	6.79	24.8
			3	6.03	10.3
			4	38.01	5.4

Tipologia Sezione:  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Metodo di calcolo:  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Verifica  
 N° iterazioni: 0  
 Precompresso

Materiali: sp 6mm C35/45

$\epsilon_{su}$	67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	239.1 N/mm²	$\epsilon_{cu}$	3.5 ‰
$E_s$	210'000 N/mm²	$f_{cd}$	19.83
$E_s/E_c$	6	$f_{cc}/f_{cd}$	0.8
$\epsilon_{syd}$	1.139 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$	0.8
		$\tau_{c1}$	2.257

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n  
 $N_{Ed}$  0 -655 kN  
 $M_{xEd}$  0 1 kNm  
 $M_{yEd}$  0 0

P.to applicazione N:  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

$\sigma_{sMax}$  96.38 N/mm²  
 $\sigma_{sMin}$  35.57 N/mm²  
 $\epsilon_s$  0.4589 ‰

Essendo le tensioni calcolate nel calcestruzzo inferiori ai limiti tensionali prescritti per la combinazione di carico quasi permanente, si considera tale verifica soddisfatta.

11.3.6.6 Sezione 2 SLE quasi permanente

Titolo : Soletta 100x26cm C35/45

N° strati barre 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	26	1	60	25.7
			2	6.79	24.8
			3	6.03	10.3
			4	38.01	5.4

Tipologia Sezione:  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Metodo di calcolo:  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Verifica  
 N° iterazioni: 0  
 Precompresso

Materiali: B450C C35/45

$\epsilon_{su}$	67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391.3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$	3.5 ‰
$E_s$	210'000 N/mm²	$f_{cd}$	19.83
$E_s/E_c$	6	$f_{cc}/f_{cd}$	0.8
$\epsilon_{syd}$	1.863 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$	0.8
		$\tau_{c1}$	2.257

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n  
 $N_{Ed}$  0 -655 kN  
 $M_{xEd}$  0 -2 kNm  
 $M_{yEd}$  0 0

P.to applicazione N:  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

$\sigma_{sMax}$  100 N/mm²  
 $\sigma_{sMin}$  33.27 N/mm²  
 $\epsilon_s$  0.4763 ‰

Essendo le tensioni calcolate nel calcestruzzo inferiori ai limiti tensionali prescritti per la combinazione di carico quasi permanente, si considera tale verifica soddisfatta.

11.3.6.7 Sezione 3 SLE quasi permanente

Titolo : Soletta 100x26cm C35/45

N° strati barre 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	26	1	60	25.7
			2	6.79	24.8
			3	6.03	10.3
			4	38.01	5.4

Tipo Sezione  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Sollecitazioni  
 S.L.U.  Metodo n  
 N<sub>Ed</sub> 0 -430 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 2 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

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

Materiali  
 sp 6mm C35/45  
 ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 239.1 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub> 210'000 N/mm² f<sub>cd</sub> 19.83 ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 6 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
 ε<sub>syd</sub> 1.139 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 13.5  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.8  
 τ<sub>c1</sub> 2.257

σ<sub>sMax</sub> 61.64 N/mm²  
 σ<sub>sMin</sub> 24.38 N/mm²  
 ε<sub>s</sub> 0.2935 ‰

Verifica  
 N° iterazioni: 0  
 Precompresso

Essendo le tensioni calcolate nel calcestruzzo inferiori ai limiti tensionali prescritti per la combinazione di carico quasi permanente, si considera tale verifica soddisfatta.

11.3.6.8 Sezione 4 SLE quasi permanente

Titolo : Soletta 100x26cm C35/45

N° strati barre 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	26	1	60	25.7
			2	6.79	24.8
			3	6.03	10.3
			4	38.01	5.4

Tipo Sezione  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Sollecitazioni  
 S.L.U.  Metodo n  
 N<sub>Ed</sub> 0 -430 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 -3 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

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

Materiali  
 B450C C35/45  
 ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub> 210'000 N/mm² f<sub>cd</sub> 19.83 ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 6 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
 ε<sub>syd</sub> 1.863 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 13.5  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.8  
 τ<sub>c1</sub> 2.257

σ<sub>sMax</sub> 67.7 N/mm²  
 σ<sub>sMin</sub> 20.55 N/mm²  
 ε<sub>s</sub> 0.3224 ‰

Verifica  
 N° iterazioni: 0  
 Precompresso

Essendo le tensioni calcolate nel calcestruzzo inferiori ai limiti tensionali prescritti per la combinazione di carico quasi permanente, si considera tale verifica soddisfatta.

### 11.3.7 Verifiche a fessurazione

In accordo con il par. 5.1.4.4 del DM 17/01/18 nel caso di struttura in calcestruzzo ordinario si rispettano le limitazioni di tab. 4.1.IV relative al caso di armature poco sensibili. Si verificano unicamente le combinazioni di carico delle sezioni correnti.

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$	Stato limite	$w_d$
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Essendo, in accordo con il par. 4.1.2.2.4:

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

Tali verifiche vengono eseguite in corrispondenza dell'appoggio.

#### 11.3.7.1 Sezione 2 SLE frequente

Dal calcolo dell'asse neutro della sezione considerata, si è determinato quali armature sono effettivamente tese e cautelativamente si considerano solo:  $A_s = 10\phi 22$

Caratteristiche dei materiali			
Coefficiente di omogeneizzazione acc.-cls	n =	6	
Classe cls	$R_{ck} =$	45	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	2.1E+05	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico cls	$E_{cm} =$	34077	N/mm <sup>2</sup>
Caratteristiche geometriche della sezione			
Altezza	H =	26	cm
Larghezza	B =	100	cm
Area acciaio teso	$A_s =$	38.01	cm <sup>2</sup>
Copriferro baricentro acciaio teso	cs =	5.40	cm
Area acciaio compresso	$A'_s =$	60	cm <sup>2</sup>
Ricoprimento barre esterne tese	c =	4.0	cm
Diametro massimo barre tese	$\Phi =$	2.2	cm
Sezione fessurata: apertura fessure			
Momento flettente in condizioni di fessurazione	M =	24.00	kNm
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	N =	1019.00	kN
Tensione barra esterna tesa	$\sigma_s =$	180.90	N/mm <sup>2</sup>
Distanza media fra due fessure attigue			
Coefficiente k2	$\kappa_2 =$	0.5	
Coefficiente k3	$\kappa_3 =$	3.400	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	100.0	cm
Altezza efficace	$d_{eff} =$	13.0	cm
Area efficace	$A_{Ceff} =$	1300.0	cm <sup>2</sup>
Diametro equivalente	$\Phi_{eq} =$	2.2	cm

Area armature poste in Aceff	$A_s =$	38.01	cm <sup>2</sup>
Distanza media fra due fessure attigue	$\Delta_{smax} =$	26.39	cm
<b>Deformazione unitaria media</b>			
Coefficiente $k_t$	$k_t =$	0.4	
Coefficiente $k_1$	$k_1 =$	0.8	
Coefficiente $k_4$	$k_4 =$	0.425	
Deformazione unitaria media	$e_{sm} =$	6.04E-04	
<b>Ampiezza fessura</b>	$w_d =$	0.159	mm
<b>Apertura massima fessura</b>	$w_{amm} = w_2$	0.3	mm

La verifica risulta essere soddisfatta essendo rispettata la limitazione:  $w_d < w_2$

### 11.3.7.2 Sezione 2 SLE quasi permanente

I risultati mostrano che il calcestruzzo non si fessura essendo:

$$\sigma_c < f_{ctd} = 2.79MPa$$

**Titolo:** Soletta 100x26cm C35/45

**N° strati barre:** 4

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	26	1	60	25.7
			2	6.79	24.8
			3	6.03	10.3
			4	38.01	5.4

**Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n

**P.to applicazione N:** Centro

**Metodo di calcolo:** S.L.U. Metodo n

**Materiali:** B450C, C35/45

$\epsilon_{cu}$	67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰	$\sigma_c$	1.545 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$	391.3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$	3.5 ‰	$\sigma_c$	2.543 N/mm <sup>2</sup>
$E_s$	210'000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$	19.83	$\epsilon_s$	0.06674 ‰
$E_s/E_c$	6	$f_{cc}/f_{cd}$	0.8		
$\epsilon_{syd}$	1.863 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13.5		
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$	0.8		
		$\tau_{c1}$	2.257		

**Verifica:** N° iterazioni: 0

Precompresso

### 11.3.7.3 Sezione 4 SLE frequente

Dal calcolo dell'asse neutro della sezione considerata, si è determinato quali armature sono effettivamente tese e cautelativamente si considerano solo:  $A_s = 10\phi 22$

Caratteristiche dei materiali			
Coefficiente di omogeneizzazione acc.-cls	n =	6	
Classe cls	$R_{ck} =$	45	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	2.1E+05	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico cls	$E_{cm} =$	34077	N/mm <sup>2</sup>
Caratteristiche geometriche della sezione			
Altezza	H =	26	cm
Larghezza	B =	100	cm
Area acciaio teso	$A_s =$	38.01	cm <sup>2</sup>
Copri ferro baricentro acciaio teso	cs =	5.40	cm
Area acciaio compresso	$A'_s =$	60	cm <sup>2</sup>

Ricoprimento barre esterne tese	c =	4.0	cm
Diametro massimo barre tese	Φ =	2.2	cm
<b>Sezione fessurata: apertura fessure</b>			
Momento flettente in condizioni di fessurazione	M =	26.00	kNm
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	N =	466.00	kN
Tensione barra esterna tesa	σ <sub>s</sub> =	101.00	N/mm <sup>2</sup>
<b>Distanza media fra due fessure attigue</b>			
Coefficiente k2	k <sub>2</sub> =	0.5	
Coefficiente k3	k <sub>3</sub> =	3.400	
Larghezza efficace	b <sub>eff</sub> =	100.0	cm
Altezza efficace	d <sub>eff</sub> =	13.0	cm
Area efficace	A <sub>Ceff</sub> =	1300.0	cm <sup>2</sup>
Diametro equivalente	Φ <sub>eq</sub> =	2.2	cm
Area armature poste in Aceff	A <sub>s</sub> =	38.01	cm <sup>2</sup>
Distanza media fra due fessure attigue	Δ <sub>smax</sub> =	26.39	cm
<b>Deformazione unitaria media</b>			
Coefficiente k <sub>t</sub>	k <sub>t</sub> =	0.4	
Coefficiente k <sub>1</sub>	k <sub>1</sub> =	0.8	
Coefficiente k <sub>4</sub>	k <sub>4</sub> =	0.425	
Deformazione unitaria media	e <sub>sm</sub> =	2.89E-04	
<b>Ampiezza fessura</b>	w <sub>d</sub> =	0.076	mm
<b>Apertura massima fessura</b>	W <sub>amm</sub> = W <sub>2</sub>	0.3	mm

La verifica risulta essere soddisfatta essendo rispettata la limitazione:  $w_d < w_2$

### 11.3.7.4 Sezione 4 SLE quasi permanente

I risultati mostrano che il calcestruzzo non si fessura essendo:

$$\sigma_c < f_{ctd} = 2.79 \text{ MPa}$$

Titolo : Soletta 100x26cm C35/45

N° strati barre | 4 | Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	d [cm]
1	100	26	1	60	25.7
			2	6.79	24.8
			3	6.03	10.3
			4	38.01	5.4

Tipologia Sezione:  Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Diagramma sezione:

Metodo di calcolo:  S.L.U. +  S.L.U. -  Metodo n

Verifica:  Precompresso

N° iterazioni: 1

Materiali:

B450C		C35/45	
ε <sub>su</sub>	67.5 ‰	ε <sub>c2</sub>	2 ‰
f <sub>yd</sub>	391.3 N/mm <sup>2</sup>	ε <sub>cu</sub>	3.5 ‰
E <sub>s</sub>	210'000 N/mm <sup>2</sup>	f <sub>cd</sub>	19.83
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	6	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0.8
ε <sub>syd</sub>	1.863 ‰	σ <sub>c,adm</sub>	13.5
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm <sup>2</sup>	τ <sub>co</sub>	0.8
		τ <sub>c1</sub>	2.257

P.to applicazione N:

Centro  Baricentro cls

Coord.[cm] xN 0 yN 0

σ<sub>c</sub> 0.9223 N/mm<sup>2</sup>  
σ<sub>c</sub> 1.777 N/mm<sup>2</sup>  
ε<sub>s</sub> 0.04569 ‰





## 12 APPARECCHIATURE DI APPOGGIO E GIUNTO BENAZZA

Il sistema di vincolo dell'impalcato su spalle è costituito da isolatori elastomerici a elevato smorzamento.

### 12.1 AZIONI APPOGGI

Si riporta la tabella appoggi riassuntiva per ogni apparecchio di appoggio.

Il dimensionamento degli apparecchi di appoggio è svolto rispetto allo SLC, poiché il sistema d'isolamento deve essere in grado di sopportare gli spostamenti previsti in tale stato limite.

Vengono riportate sia le sollecitazioni elementari sia le sollecitazioni combinate secondo i coefficienti da normativa.

Essendo l'impalcato simmetrico le sollecitazioni agenti sugli appoggi della spalla A sono i medesimi agenti sulla spalla B.

SPALLA A				
	N max [kN]	N min [kN]	Hlong [kN]	Htrasv [kN]
Pesi Propri	4120	4050	0	0
Permanenti Portati	652	738	0	0
Vento	38.5	-38.5	0	220
Traffico	1870	1090	0	0
Frenatura	0	0	137	0
Azione termica	0	0	153	0
SLC L) $Ex + 0.3Ey + 0.3*Ez$	55.2	-55.2	813	243.9
SLC T) $0.3Ex + Ey + 0.3*Ez$	184	-184	243.9	813
SLV L) $Ex + 0.3Ey + 0.3*Ez$	45.6	-45.6	670	201
SLV T) $0.3Ex + Ey + 0.3*Ez$	152	-152	201	670

	Appoggio	COMBO	N max compr [kN]	N max traz [kN]	H long [kN]	H trasv [kN]	Hcombinato [kN]
SPALLA A - SLU	App. 1	8393	5834	110	330	348	8393
		9001	6225	110	198	227	9001
		8370	5857	295	198	355	8370
		8370	5857	110	198	227	8370
		8370	5857	184	198	270	8370
	App. 2	8393	5834	110	330	348	8393
		9001	6225	110	198	227	9001
		8370	5857	295	198	355	8370
		8370	5857	110	198	227	8370
		8370	5857	184	198	270	8370

SPALLA A - SLC	App. 1	SLC 1	4827	4733	813	244	849
		SLC 2	4956	4604	244	813	849
	App. 2	SLC 1	4827	4733	813	244	849
		SLC 2	4956	4604	244	813	849

SPALLA A - SLV	App. 1	SLC 1	4818	4742	670	201	700
		SLC 2	4924	4636	201	670	700
	App. 2	SLC 1	4818	4742	670	201	700
		SLC 2	4924	4636	201	670	700

Le rotazioni dovute ai carichi accidentali fattorizzate risultano pari a 0.004 rad a cui si aggiungono 0.005 rad di errore di posa. Le rotazioni dovute ai pesi propri e ai permanenti portati vengono invece compensate con apposita geometria della contropiasta di ancoraggio superiore degli apparecchi di appoggio.

## 12.2 SPOSTAMENTI MASSIMI ATTESI PER GLI APPOGGI

Lo spostamento massimo allo SLC (combinazione vettoriale tra i due spostamenti orizzontali) atteso è pari a 140 mm per gli isolatori.

Considerando anche il massimo eventuale spostamento dovuto alla temperatura uniforme (ridotta del 50%), si ottiene lo spostamento massimo di progetto dell'isolatore:

$$\Delta_d = 140 + 0.5 \cdot 11 = 146 \text{ mm}$$

Si definiscono quindi isolatori con capacità massima di spostamento pari a:  $\Delta = \pm 150 \text{ mm}$ .

## 12.3 VARCO E GIUNTI

### Dimensionamento varco di giunto

Lo spostamento massimo dell'impalcato atteso in corrispondenza delle spalle (in SLC+0.5\*DT) è pari a:

$$\Delta_y = 150 \text{ mm (in direzione longitudinale)}$$

$$\Delta_x = 140 \text{ mm (in direzione trasversale)}$$

Si sceglie un varco sulle spalle con escursione massima pari a **200 mm**: tale valore è assunto per problemi geometrici ed è sufficiente a garantire lo spostamento all'SLC.

### Dimensionamento giunti

Lo spostamento massimo dell'impalcato atteso in corrispondenza dei giunti sulle spalle (in SLD) è pari a:

$$\Delta_y = 50 \text{ mm (in direzione longitudinale)}$$

$$\Delta_x = 50 \text{ mm (in direzione trasversale)}$$

L'azione termica genera uno spostamento longitudinale su ogni giunto pari a:

$$\Delta_T = 0.00001 \cdot 70000 \text{ mm} \cdot (30^\circ) / 2 = 11 \text{ mm}$$

Considerando anche il massimo eventuale spostamento dovuto alla temperatura uniforme (ridotta del 50%), si ottiene lo spostamento massimo di progetto del giunto strutturale:

$$\Delta_d = 50 + 0.5 \cdot 11 = 60 \text{ mm}$$

Si sceglie quindi un giunto strutturale sulle spalle con escursione massima pari a:

$$\Delta_y = \pm 80 \text{ mm (longitudinale)}$$

$$\Delta_x = \pm 80 \text{ mm (trasversale)}$$