

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**DIREZIONE TECNICA**

**U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale**

**MIGLIORAMENTO SISMICO E OPERE DI COMPLETAMENTO DEI VIADOTTI ESISTENTI DELLA LINEA FERRANDINA MATERA**

**Relazione di calcolo**

*Impalcato a sezione mista L=31m*

SCALA:

-

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I A 5 F	0 3	D	0 9	CL	V I 1 3 0 0	0 0 3	A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato
A	Emissione Esecutiva	I.Lardani	Luglio 2019	F.Bonifacio	Luglio 2019	F.Gernone	Luglio 2019	Data A. Vittozzi Dott. Ing. Angelo Vittozzi Ordine degli Ingegneri della Provincia di Basilicata N° A20783 ITALFERR S.p.A. U.O. Opere Civili e Gestione delle Varianti

File: IA5F01D09CLVI1300003A\_relazione\_acc-cls\_31m\_R1.doc

n. Elab.:

## INDICE

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE</b> .....	<b>4</b>
1.1	Descrizione dell'opera.....	4
1.2	Scopo della relazione .....	7
<b>2</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>8</b>
<b>3</b>	<b>MATERIALI</b> .....	<b>9</b>
<b>4</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI</b> .....	<b>10</b>
4.1	Peso proprio della struttura (G1).....	10
4.2	Carichi permanenti portati (G2) .....	12
4.3	Coazioni .....	12
4.3.1	Ritiro della soletta in c.a. (RIT).....	12
4.3.2	Temperatura (TERM).....	13
4.4	<b>Azioni variabili da traffico ferroviario</b> .....	<b>13</b>
4.4.1	Traffico normale: Treno LM71.....	13
4.4.2	Traffico pesante: Treno SW/2.....	14
4.4.3	Effetti dinamici .....	14
4.4.4	Frenatura/ avviamento.....	15
4.4.5	Serpeggio.....	15
4.4.6	Forza centrifuga.....	15
4.5	<b>Vento</b> .....	<b>16</b>
4.6	<b>Neve</b> .....	<b>17</b>
4.7	<b>Azioni eccezionali</b> .....	<b>17</b>
4.8	<b>Resistenze parassite dei vincoli</b> .....	<b>18</b>
4.9	<b>Azione sismica (E)</b> .....	<b>19</b>
4.10	<b>Condizioni elementari e combinazioni di carico</b> .....	<b>21</b>
<b>5</b>	<b>MODELLO DI CALCOLO E CRITERI DI VERIFICA</b> .....	<b>25</b>
5.1	Modello n0 – solo carpenteria metallica.....	25
5.2	Modello n18 - Effetti di lunga durata (G2, Ritiro) .....	28
5.3	Modello n6 - Effetti di breve durata (carichi variabili) .....	32
5.4	<b>Caratteristiche delle sezioni</b> .....	<b>35</b>
5.4.1	Sezione Concio Laterale (c1).....	35

5.4.2	Sezione concio centrale (c2).....	38
<b>5.5</b>	<b>Verifica requisiti analisi statica.....</b>	<b>40</b>
<b>5.6</b>	<b>Sollecitazioni travi principali.....</b>	<b>43</b>
<b>5.7</b>	<b>Deformazioni travi principali.....</b>	<b>43</b>
<b>5.8</b>	<b>Verifiche tensionali travi principali.....</b>	<b>45</b>
<b>5.9</b>	<b>Verifica a fatica .....</b>	<b>48</b>
<b>5.10</b>	<b>Verifiche deformabilità .....</b>	<b>50</b>
5.10.1	Sghembo .....	50
5.10.2	Inflessione nel piano orizzontale .....	50
5.10.3	Inflessione nel piano verticale .....	51
5.10.4	Comfort dei passeggeri.....	52
<b>5.11</b>	<b>Verifica della soletta .....</b>	<b>54</b>
5.11.1	Analisi dei carichi .....	54
5.11.2	Combinazione di carico .....	56
5.11.3	Sollecitazioni massime e verifiche .....	56
<b>6</b>	<b>REAZIONI VNCOLARI .....</b>	<b>61</b>
<b>7</b>	<b>INCIDENZE ARMATURE .....</b>	<b>62</b>

# 1 INTRODUZIONE

## 1.1 Descrizione dell'opera

Il viadotto VI13 Nuovo Basento, ubicato alla progressiva km 1+056.07 della nuova linea Ferrandina – Matera La Matterella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale, si compone di 22 campate sviluppando una lunghezza complessiva di 1 km e 114 metri. Il viadotto presenta uno sviluppo planimetrico inizialmente curvilineo ( $R=600m$ ) per poi terminare in rettilineo.

Il viadotto è in salita, il tracciato cumula un dislivello tra l'ingresso e l'uscita dall'opera di circa 11.6m.

Sono presenti due tipologie di impalcati: impalcati misti con travi d'acciaio e soletta di calcestruzzo di luci 31 e 38m e impalcati con struttura reticolare a via inferiore di luci 60 e 85m con attacco diretto del binario.

Le pile sono a sezione circolare piena di diametro 3.6m, con altezze, misurate dallo spiccatto delle fondazioni al piano appoggi, comprese tra 7 e poco oltre i 14 metri. Le fondazioni sono di tipo profondo con pali trivellati di diametro 1.2m; si incontrano due tipologie di fondazione delle pile una a 9 pali (corrente) ed una a 12 pali, impiegata in corrispondenza delle campate di maggiore luce.

La spalla A è di tipo scatolare con altezza del muro frontale di 6.0m, questa è fondata su una platea di pali di diametro 1.2m.

La spalla B viene realizzata tramite una struttura scatolare cava, la cui carpenteria è studiata per adattarsi alla presenza della spalla del viadotto Basento esistente (VI01) che in questa area si affianca al viadotto in progetto, La struttura è caratterizzata da un ingombro planimetrico di 23x 9.7m ed è fondata su pali di diametro 1.2m.

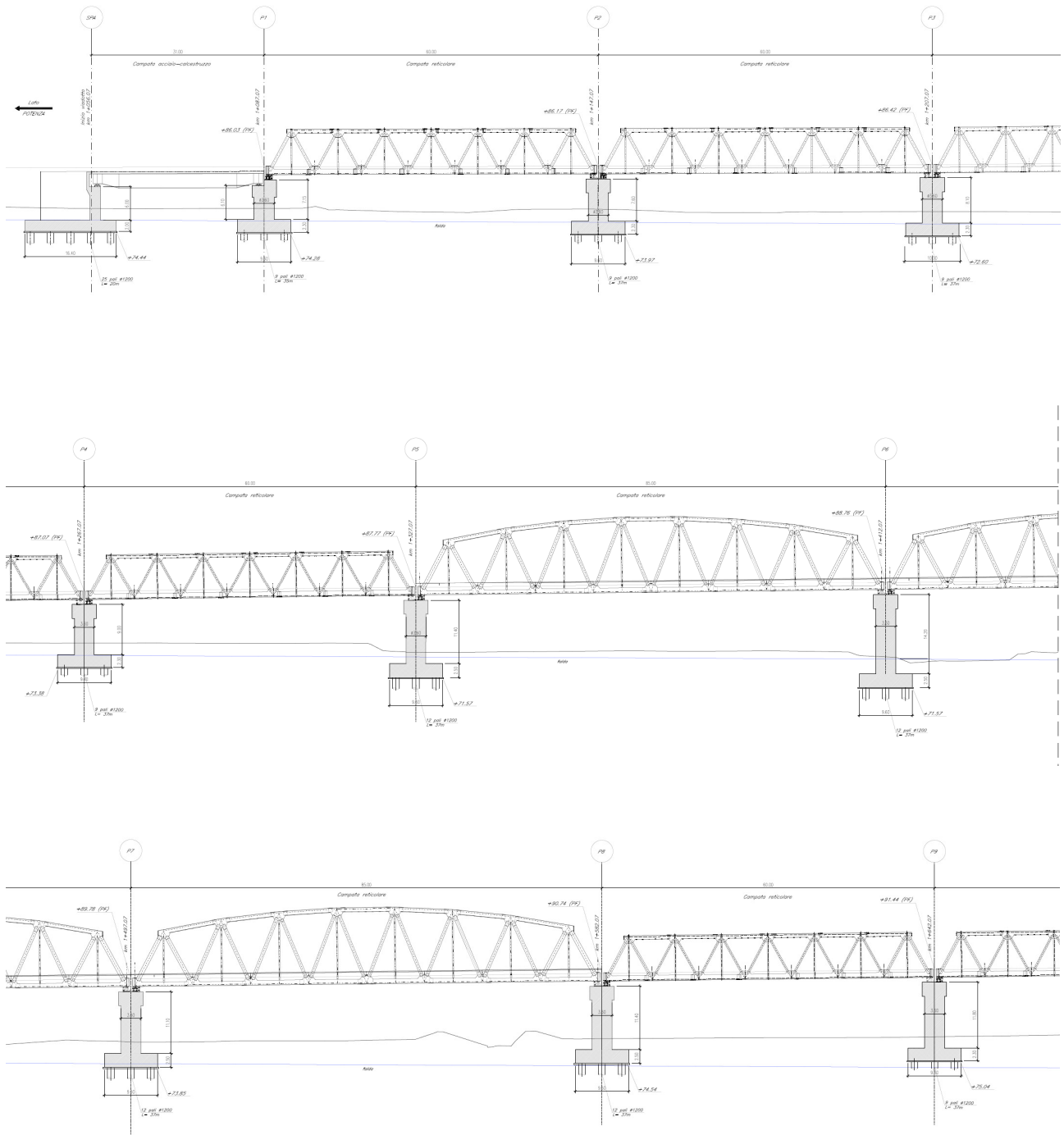


Figura 1: Sezione longitudinale viadotto VI13 Nuovo Basento

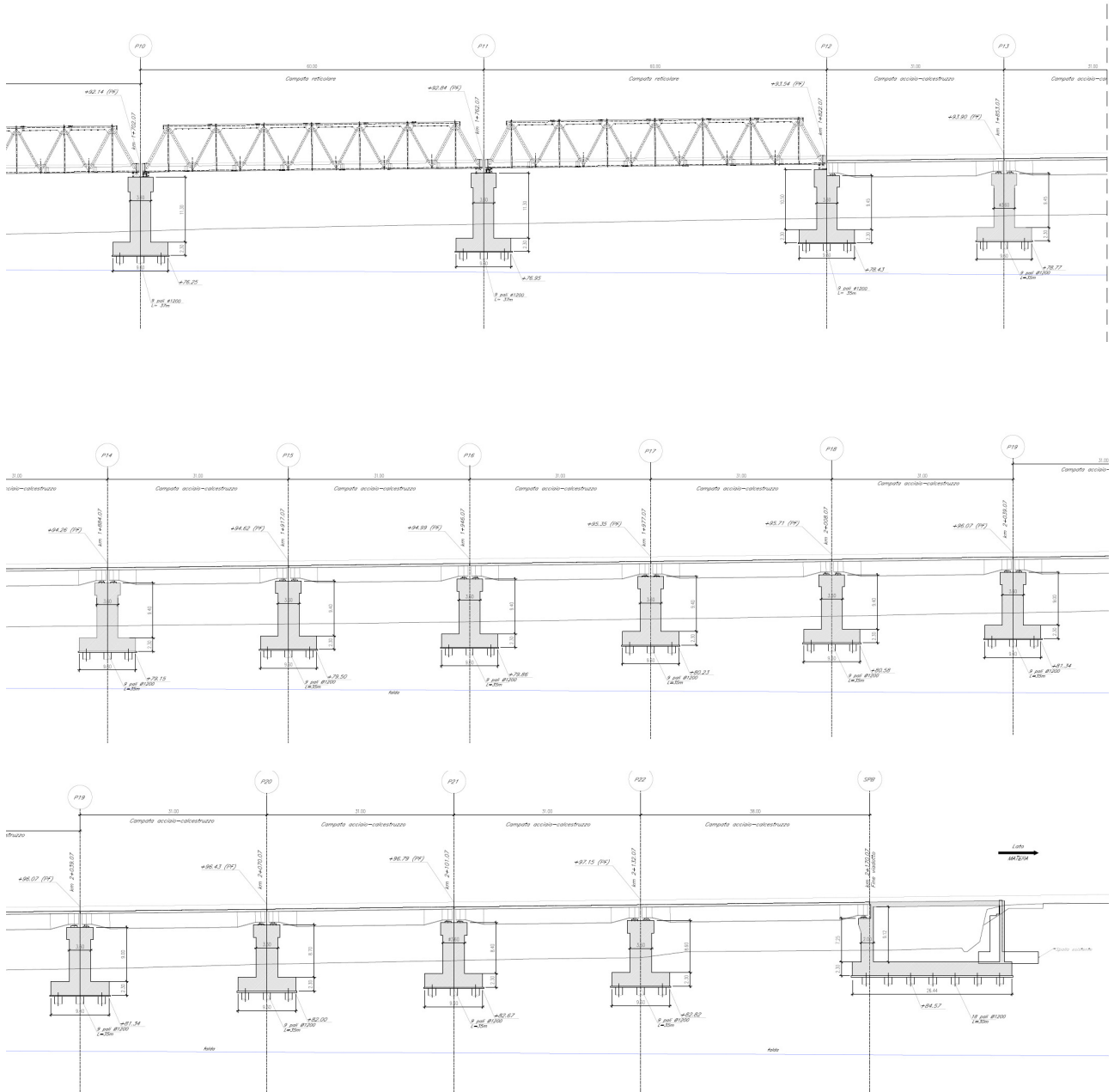


Figura 2: Sezione longitudinale viadotto VI13 Nuovo Basento

## 1.2 Scopo della relazione

L'oggetto della presente relazione di calcolo riguarda l'impalcato in composizione mista acciaio-calcestruzzo, di luce pari a 31m, luce di calcolo 29m, costituita da 10 maglie di lunghezza 2.90m previste. L'altezza delle travi è pari a 2.60m, ma diminuisce a 1.80m in corrispondenza degli appoggi; l'interasse è 3.60m.

Per le campate lato Matera è prevista la presenza del FFP.

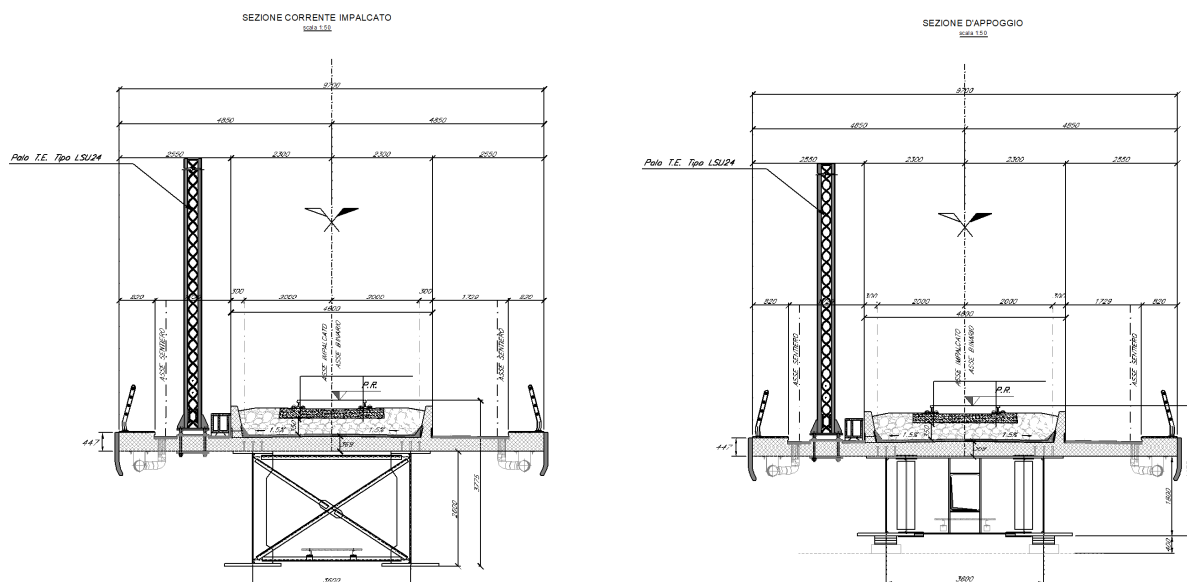


Figura 3: Sezione trasversale

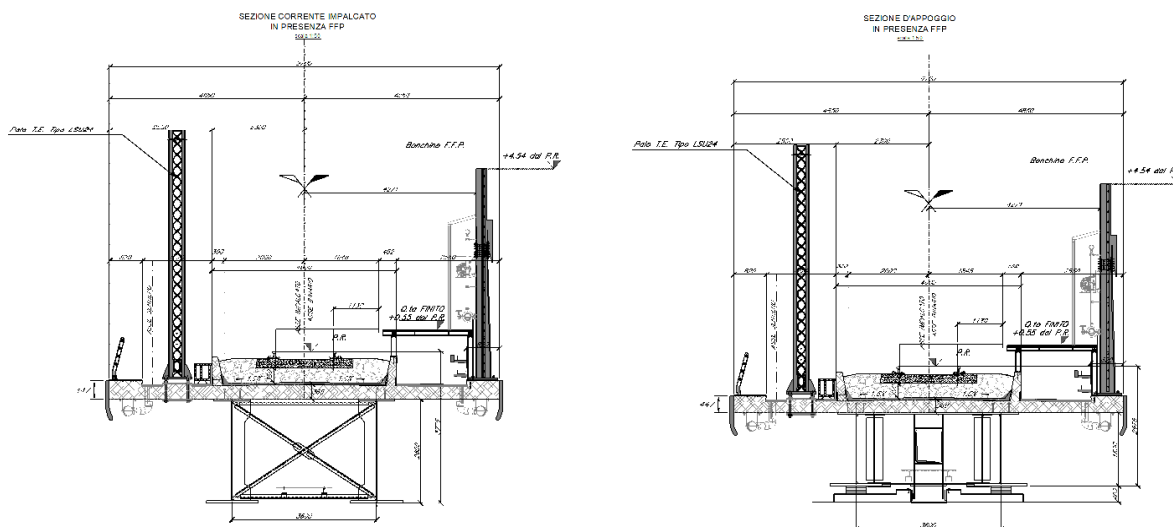


Figura 4: Sezione trasversale con FFP

## 2      **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.
- D.P.R. n. 380/2001 – Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia;
- Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»”, G.U. n.8 del 20 febbraio 2018.
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 - Istruzioni per l’applicazione dell’ «Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018.
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 C: “Manuale di progettazione delle opere civili - Parte II - sez.2: Ponti e strutture “.
- RFI DTC SI CS MA IFS 001 C: Manuale di progettazione delle opere civili - Parte II - sez.3.: Corpo stradale”.
- Regolamento (UE) N.1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione Europea.
- EN 1991-2 “Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2 : carichi da traffico sui ponti”
- EN 1992-1 “Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo - Parte 1-1 : Regole generali e regole per edifici”
- EN 1992-1 “Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo - Parte 2: ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi.”
- EN 1993-1 “Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1 : Regole generali e regole per edifici”
- EN 1993-1-8 “Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti”
- EN 1993-1-9 “Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Fatica”
- EN 1993-2 “Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 2 : Ponti di acciaio”
- EN 1994-2 “Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio- calcestruzzo - Parte 2 : Ponti”
- EN 1997-1 “Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica- Parte 1 : Regole generali.”
- UNI EN 1337 – Appoggi strutturali.



### 3 MATERIALI

- Calcestruzzo Soletta impalcato

Classe C32/40

Resistenza a compressione di progetto  $f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 18.13$  Mpa

Modulo elastico  $E_{cm} = 33$  Gpa

Classe di esposizione = XC3

Classe di consistenza min = S4

Rapporto  $a/c_{max} = 0.55$

Copriferro minimo = 50mm

- Acciaio da armatura ordinaria

Acciaio tipo B450 C

Resistenza di calcolo  $f_{yd} = f_{yk}/1.15 = 391$  Mpa

Modulo elastico  $E_s = 200$  Gpa

- Acciaio da carpenteria

Gli acciai impiegati per impieghi strutturali sono conformi alla normativa nazionale (DM 17.1.2018) e quella comunitaria (EN 10025), nonché alle linee guida RFI (NTC2018 e istruzione FS 44M)

Acciaio per carpenteria metallica:

- S355 J2 (elementi saldati)
- S355 J0 (elementi non saldati)

Bulloni:

- Viti classe M8.8 e dadi classe 8

Approvvigionamento, collaudo e controllo delle lavorazioni di officina dei materiali, nonché controlli da eseguire durante l'accettazione provvisoria e montaggio in opera della struttura, secondo RFI DTC SI PS SP IFS 001 A. La classe di esecuzione prevista è la exc3 eccetto per i camminamenti ed i grigliati per i quali si può utilizzare la classe di esecuzione exc2.

## 4 ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito i carichi utilizzati per il calcolo delle sollecitazioni e le corrispondenti verifiche degli elementi strutturali dell'opera.

### 4.1 Peso proprio della struttura (G1)

Il peso proprio strutturale delle opere è valutato sulla base dei pesi per unità di volume dei diversi materiali da costruzione.

Acciaio da carpenteria metallica:  $\gamma_a = 78.50 \text{ kN/m}^3$

Cemento armato:  $\gamma_c = 25.00 \text{ kN/m}^3$

Considerata la geometria dell'impalcato in oggetto per la singola campata si hanno i seguenti carichi strutturali:

#### Travi

	concio 1,0	concio 1,1	concio 2	concio 1,1	concio 1,0
L [mm]	1400	7400	13200	7400	1400
H [mm]	1800	2200	2600	2200	1800
hw [mm]	1750	2150	2540	2150	1750
tw [mm]	22	22	20	22	22
b inf [mm]	1350	1350	1350	1350	1350
t inf [mm]	25	25	35	25	25
b sup [mm]	900	900	900	900	900
t sup [mm]	25	25	25	25	25

A [m <sup>2</sup> ]	0.095	0.104	0.121	0.104	0.095
V [m <sup>3</sup> ]	0.133	0.766	1.591	0.766	0.133

V tot 2 travi [m <sup>3</sup> ]	6.778				
Peso 2 travi [kN]	532.1				

#### Controv. Inferiori

2 L 150x15	diagonali	montanti
A [mm <sup>2</sup> ]	8600	8600
L [m]	3.9	2.95
numero	20	11
V [m <sup>3</sup> ]	0.671	0.279

Volume tot [m <sup>3</sup> ]	0.950
Peso [kN]	74.6

**Controv. superiori**

2 L 100x10	diagonali	montanti
A [mm <sup>2</sup> ]	3840	3840
L [m]	3.9	2.95
numero	20	11
V [m <sup>3</sup> ]	0.300	0.125

Volume tot [m <sup>3</sup> ]	0.424
Peso [kN]	33.3

**Trasverso corrente**

2 L 100x10

A [mm <sup>2</sup> ]	3840
L [m]	4.1
numero	22

Volume tot [m <sup>3</sup> ]	0.346
Peso [kN]	27.2

**Trasverso testata parete piena**

V [m <sup>3</sup> ]	0.088
numero	2

Volume tot [m <sup>3</sup> ]	0.175
Peso [kN]	13.7

Complessivamente, considerando un incremento del 15% per tener conto di impiattamenti, bullonature ecc, per la carpenteria metallica si ottengono i seguenti carichi:

**Peso proprio carpenteria metallica = 745 kN**  
**pp<sub>CM</sub> = 25.7 kN/m**

Soletta ca (spessore medio 34 cm) =  $0.34 \text{ m} * 9.70\text{m} * 25 \text{ KN/m} = 82.5 \text{ kN/m}$

Complessivamente, considerando carpenteria metallica e soletta, si ottiene:

**Totale G1 = 108.2 kN/m**

## 4.2 Carichi permanenti portati (G2)

Il peso proprio della sovrastruttura ferroviaria (armamento, ballast, impermeabilizzazione) viene valutato tramite un peso di volume a pari a  $20 \text{ kN/m}^3$  applicato ad un'altezza convenzionale di 0.8m.

Sovrastruttura ferroviaria	$0.8\text{m} * 4.0\text{m} * 20\text{kN/m}^3 =$	<b>64 kN/m</b>
Grigliato marciapiede (50 kg/m <sup>2</sup> compresi i profili di supporto)	$2 * 2.0\text{m} * 0.5\text{kN/m}^2 =$	<b>2.0 kN/m</b>
Barriere parapetto	$2 * 2.5 \text{ kN/m} =$	<b>5.0 kN/m</b>
Canalette portacavi (2.0 KN/m)		<b><u>2.0 KN/m</u></b>

**Totale G2 = 89.20 KN/m**

## 4.3 Coazioni

### 4.3.1 Ritiro della soletta in c.a. (RIT)

#### Calcolo deformazione da ritiro a t inf (§11.2.10.6 NTC2008)

##### INPUT

fck	40 Mpa	
h0	428 mm	(=2 Ac/u)
UR	75 %	

##### OUTPUT

kh	0.718	
$\epsilon_{c0}$	-2.75E-05	
$\epsilon_{cd,inf}$	-1.97E-05	RITIRO DA ESSICCAMENTO
$\epsilon_{ca,inf}$	-7.50E-05	RITIRO AUTOGENO

**$\epsilon_{cs,inf}$  -9.47E-05** RITIRO TOT.

L'azione da ritiro della soletta viene calcolata considerando un modulo di elasticità del calcestruzzo ridotto in quanto effetto che si esplica a lungo termine ( $E_r = E_{cm} / 2.5$ )

$$\sigma_{rit} = \epsilon_{cs,inf} * E_r = 1.33 \text{ Mpa}$$

La sollecitazione esercitata dalla soletta sulle travi d'impalcato vale quindi

$$N_{rit} = \sigma_{rit} * A_c = 1330 \text{ Kpa} * (0.34 \text{ m} * 9.7\text{m}) = 4386 \text{ KN}$$

Tale azione agisce a livello della soletta pertanto determina una flessione sull'impalcato dovuta all'eccentricità tra soletta e baricentro geometrico dell'impalcato.

#### 4.3.2 Temperatura (TERM)

Si prende in considerazione i seguenti effetti termici:

Azione termica uniforme \* : +/- 15°C

Azione termica non uniforme\*\* : Differenza di temperatura di 5°C tra soletta e trave metallica

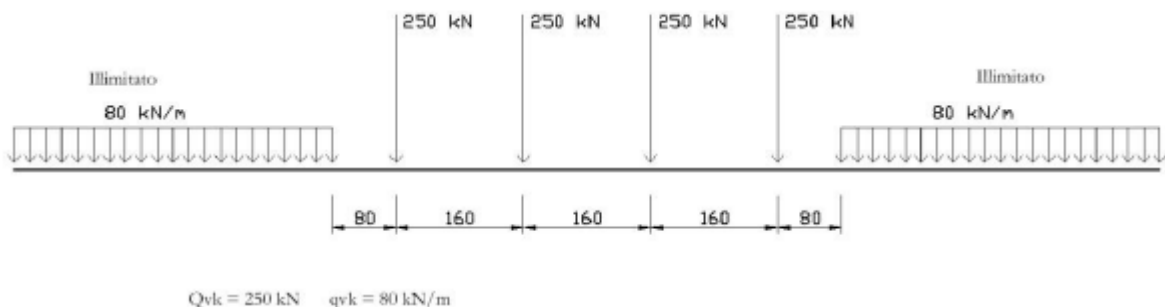
\* Ai fini del calcolo delle deformazioni termiche per il dimensionamento dei giunti, varchi, appoggi l'azione termica sarà incrementata del 50%.

\*\* L'effetto di tale azione viene introdotta nel modello analogamente al ritiro differenziale della soletta, vale a dire attraverso l'applicazione di una forza assiale e di un momento flettente sulle travi d'impalcato.

### 4.4 Azioni variabili da traffico ferroviario

#### 4.4.1 Traffico normale: Treno LM71

Questo treno di carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale e risulta articolato come da figura seguente:



**Figura 5.2.1 - Treno di carico LM71**

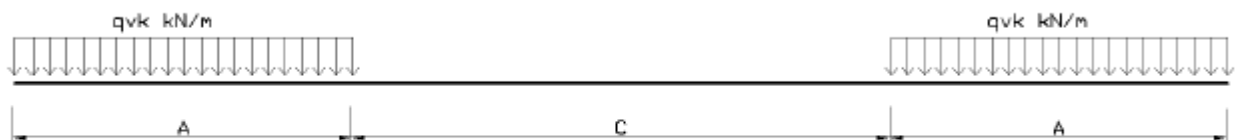
Per questo modello è prevista un'eccentricità di applicazione del carico rispetto all'asse teorico del binario pari a  $s/18$  ( $s = 1435$  mm , scartamento):

e  $_{LM71} = 80$  mm

I valori caratteristici del carico LM71 summenzionati devono essere incrementati per il coefficiente di adattamento  $\alpha = 1.1$ .

#### 4.4.2 Traffico pesante: Treno SW/2

Questo treno di carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante e risulta articolato come da figura seguente:



*Fig. 5.2.2 Treno di carico SW*

	Qwk (KN/m)	A (m)	C(m)
SW/2	150	25.00	7.00

#### 4.4.3 Effetti dinamici

Si considera una linea con manutenzione standard

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\Phi - 0.2}} + 0.73 \quad \text{con la limitazione} \quad 1.0 \leq \Phi_3 \leq 2.0$$

con la lunghezza  $L_\Phi$  valutata secondo la Tabella 2.5.1.4.2.5.3-1 del manuale di progettazione Ponti RFI:

- Travi principali - campata da 31m  $L_\Phi = L_c = 29.0$  m  **$\Phi_3 = 1.15$**
- Soletta impalcato - luce netta 2.7m  $L_\Phi = 3 \cdot L_c = 8.10$  m  **$\Phi_3 = 1.55$**

Ai fini delle verifiche a fatica, l'incremento dinamico vale (§2.7.1.2 Manuale di progettazione Ponti RFI):

$$\Phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L_\Phi - 0.2}} + 0.82 \quad \text{con la limitazione} \quad 1 \leq \Phi_2 \leq 1.67$$

- Travi principali - campata da 31m  $L_\Phi = L_c = 29.0$  m  **$\Phi_2 = 1.10$**

- Soletta impalcato - luce netta 2.7m  $L_{\phi} = 3 * L_c = 8.10$  m

$$\Phi 2 = 1.36$$

#### 4.4.4 Frenatura/ avviamento

I valori caratteristici dell'azione sono calcolati secondo le seguenti formule:

Avviamento  $Q_{1a,k} = 33 \text{ KN/m} * L \leq 1000 \text{ KN}$  (modelli LM71 SW/0 SW/2)

Frenatura  $Q_{1b,k} = 20 \text{ KN/m} * L \leq 6000 \text{ KN}$  (modelli LM71 SW/0)

Frenatura  $Q_{1b,k} = 35 \text{ KN/m} * L$  (modelli SW/2)

I valori caratteristici devono essere moltiplicati per il coefficiente  $\alpha$ .

- LM71 ( $\alpha=1.1$ ):

Avviamento $Q_{1a,k}$ [KN]	Frenatura $Q_{1b,k}$ [KN]
1089	660

- SW/2 ( $\alpha=1.0$ ):

Avviamento $Q_{1a,k}$ [KN]	Frenatura $Q_{1b,k}$ [KN]
990	875

#### 4.4.5 Serpeggio

Si considera una forza orizzontale concentrata agente sulla sommità della rotaia più alta di intensità pari a  $Q_{sk}=100\text{KN}$ . A tale carico si applica il coefficiente di adattamento  $\alpha$ , menzionato in precedenza.

[KN]	LM71 ( $\alpha=1.1$ )	SW2 ( $\alpha=1.0$ )
Azione serpeggio	110	100

#### 4.4.6 Forza centrifuga

Il valore caratteristico della forza centrifuga è valutato secondo le seguenti espressioni:

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} (f \cdot Q_{vk}) = \frac{V^2}{127 \cdot r} (f \cdot Q_{vk}) \quad (5.2.9.a)$$

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} (f \cdot q_{vk}) = \frac{V^2}{127 \cdot r} (f \cdot q_{vk}) \quad (5.2.9.b)$$

dove:

$Q_{tk}$ -  $q_{tk}$  = valore caratteristico della forza centrifuga [kN - kN/m];

$Q_{vk}$ -  $q_{vk}$  = valore caratteristico dei carichi verticali [kN - kN/m];

$v$  = velocità di progetto espressa in m/s;

$V$  = velocità di progetto espressa in km/h;

$f$  = fattore di riduzione (definito in seguito);

$g$  = accelerazione di gravità in m/s<sup>2</sup>;

$r$  = è il raggio di curvatura in m.

$$f = \left[ 1 - \frac{V-120}{1000} \left( \frac{814}{V} + 1,75 \right) \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{2,88}{L_f}} \right) \right] \quad (5.2.10)$$

Raggio di curvatura  $r=600$  m

Velocità di progetto  $V=100$  km/h

Calcolo del coefficiente  $V^2/ 127r$

$$V^2/ 127r = 0.13$$

In definitiva, dunque, la forza centrifuga ha intensità pari a ( $f = 1$ ):

13% del carico verticale del treno

Essa si considera agente verso l'esterno della curva, applicata alla quota di 1.8m dal piano del ferro.

#### 4.5 Vento

Cautelativamente, la pressione del vento sulle strutture dell'impalcato viene considerata pari a 2.5KN/m<sup>2</sup>.

La pressione del vento si applica ad una superficie convenzionale del treno caratterizzata da un'altezza di 4m a partire dal piano del ferro oltre alla superficie dell'impalcato direttamente investita.

Nel caso in esame si ha:



	L=31m; L=48m
H impalcato	3.8 m
H treno	4 m

La forza orizzontale al metro lineare applicata sugli impalcato di luce 31 e 38 metri è dunque pari a :

$$F_{\text{vento}} = 2.5 \text{ KN/m} * (4+3.8) \text{ m} = 18.45 \text{ kN/m} \quad \text{Ponte carico}$$

$$F_{\text{vento}^*} = 2.5 \text{ KN/m} * 3.8 \text{ m} = 9.05 \text{ kN/m} \quad \text{Ponte scarico}$$

Si fa notare che nel calcolo delle sollecitazioni sull'impalcato si tiene conto del fatto che è presente un'eccentricità verticale tra il centro di applicazione della forza orizzontale dovuta al vento e l'impalcato, pertanto nel modello di calcolo all'azione orizzontale viene associato un momento torcente, applicato sulle due travi in parti uguali, che deriva dalla summenzionata eccentricità, secondo lo schema riportato di seguito:

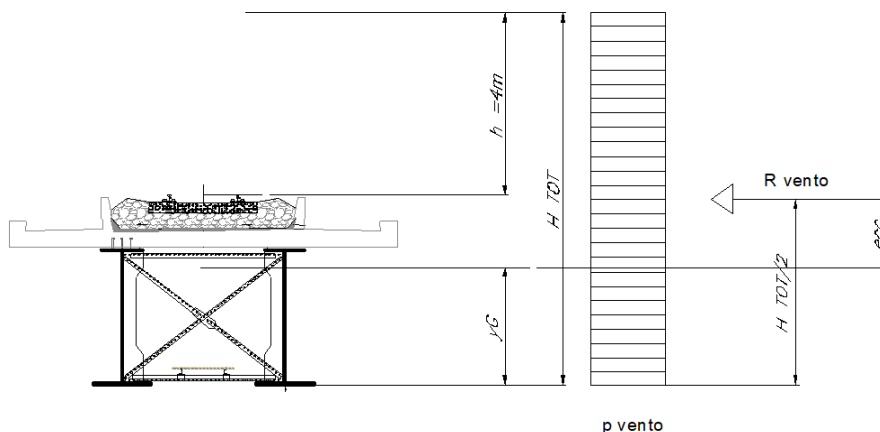


Figura 5: schema di applicazione azione del vento

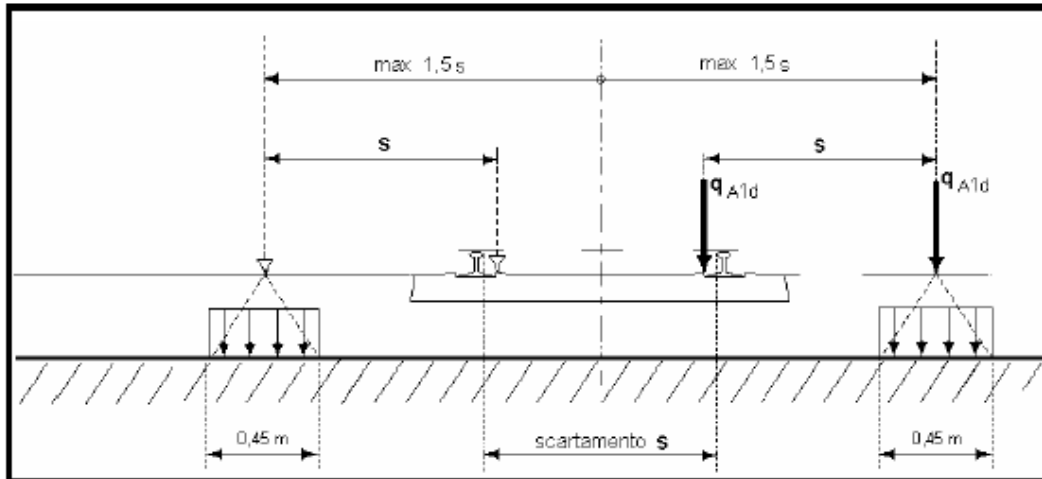
#### 4.6 Neve

L'azione della neve non viene considerata nei calcoli in quanto non dimensionante.

#### 4.7 Azioni eccezionali

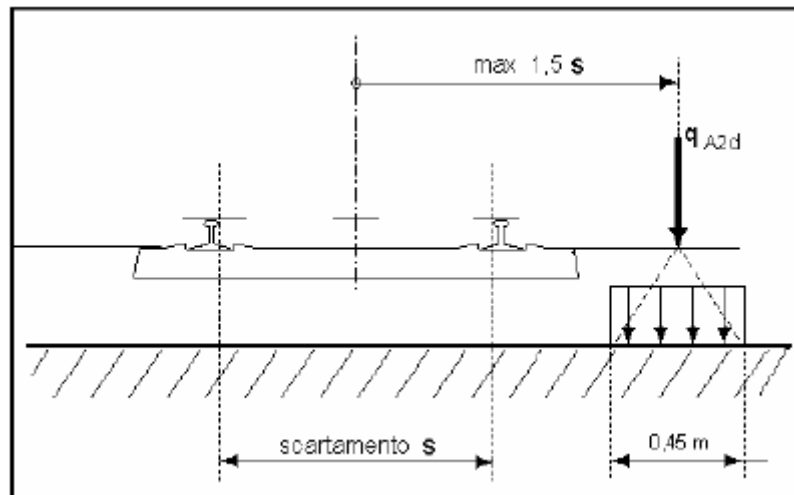
##### Deragliamento schema 1

Sono state considerate due stese di carico di lunghezza 6.40 m, intensità di 60 kN/m, ad una distanza pari allo scartamento S ed eccentriche rispettivamente 1.5 s e s.



### Deragliamento schema 2

È stato considerato un carico lineare di lunghezza 20m, intensità  $80 \cdot 1.4$  kN/m, eccentrico di 1.5s rispetto all'asse binari ( $80 \cdot 1.4 \cdot 20/5 = 448$  kN).



### 4.8 Resistenze parassite dei vincoli

Si adotta un coefficiente di attrito  $f=0.06$  ai fini del calcolo della resistenza parassita dei vincoli mobili.

L'entità di tale forza ( $F_a$ ), diretta secondo l'asse del viadotto, vale per travi in semplice appoggio:

Spalle  $F_a = f (V_g + V_q)$

Pile  $F_a = f (0.2V_g + V_q)$

dove

$V_g$  Reazione verticale massima associata ai carichi permanenti,

$V_q$  Reazione verticale massima associata ai carichi mobili dinamicizzati.

#### 4.9 Azione sismica (E)

Per il viadotto in esame si assumono le seguenti caratteristiche dell'opera:

Vita utile  $V_u = 75$  anni

Classe d'uso II ( $C_u = 1.0$ )

Lo spettro di progetto è stato ottenuto utilizzando il foglio di calcolo elettronico messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE:

LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE:  PROVINCIA:  COMUNE:

**Elaborazioni grafiche**

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

**Elaborazioni numeriche**

Tabella parametri

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta



Interpolazione

superficie rigata

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

Nodi del reticolo intorno al sito



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

## FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info  
Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_U$   info

Valori di progetto

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

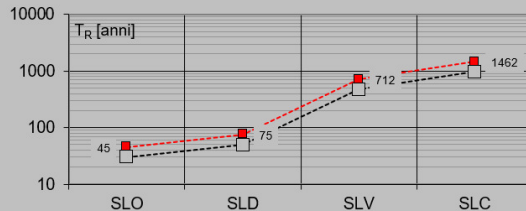
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="45"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="75"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="712"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1462"/>

Elaborazioni

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

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO

FASE 1

**FASE 2**

FASE 3

## FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato  info

Risposta sismica

Categoria di sottosuolo  info

$S_B =$

$C_C =$

info

Categoria topografica  info

$h/H =$

$S_T =$

info

( $h$ =quota sito,  $H$ =altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento  $\xi$  (%)

$\eta =$

info

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore  $q_0$

Regol. in altezza

info

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore  $q$

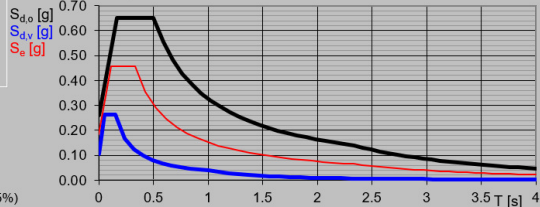
$\eta =$

info

Elaborazioni

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

Spettri di risposta



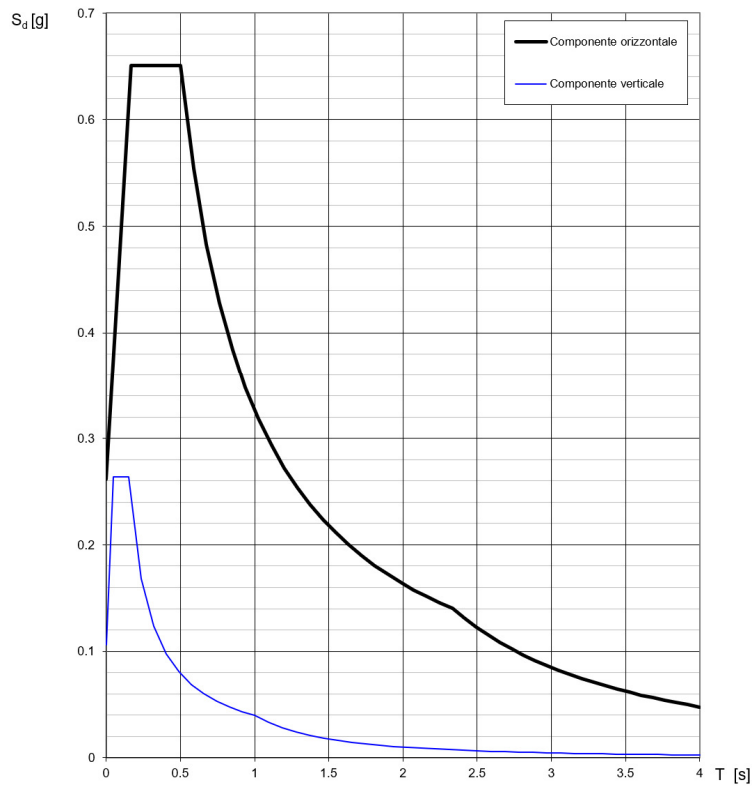
INTRO

FASE 1

FASE 2

**FASE 3**

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



#### 4.10 Condizioni elementari e combinazioni di carico

Sono state verificate le seguenti combinazioni di carico:

- Combinazioni fondamentali – SLU;
- Combinazioni eccezionali;
- Combinazioni sismiche;
- Combinazioni frequenti.

Per l'analisi della struttura sono stati considerati due gruppi di carico: il gruppo di carico 1 e il gruppo 3.

	Carco verticale	Frenatura/avviamento*	Forza centrifuga	Serpeggio
LM71 gr1	1	0.5	1	1
LM71 gr3	1	1	0.5	0.5
SW/2 gr1	1	0.5	1	1
SW/2 gr3	1	1	0.5	0.5

\* Si considera l'azione (frenatura/avviamento) con intensità più alta.

I coefficienti riportati nella tabella sottostante sono il prodotto  $\gamma \cdot \psi$ :

carico	G1	G2	gradiente	serpeggio mezzeria	serpeggio appoggio	centrifuga LM71	centrifuga SW/2	avv/frenatura LM71	avv/frenatura SW/2	treno LM71	treno SW/2	vento treno carico	vento treno scarico	sisma x	sisma y	sisma z
slu 1	1.35	1.50	0.90	1.45	0.00	1.45	0.00	0.73	0.00	1.45	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
slu 2	1.35	1.50	0.90	1.45	0.00	0.00	1.45	0.00	0.73	0.00	1.45	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
slu 3	1.35	1.50	0.90	0.00	1.45	1.45	0.00	0.73	0.00	1.45	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
slu 4	1.35	1.50	0.90	0.00	1.45	0.00	1.45	0.00	0.73	0.00	1.45	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
slu 5	1.35	1.50	0.90	1.45	0.00	1.45	0.00	0.73	0.00	1.45	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00
slu 6	1.35	1.50	0.90	1.45	0.00	0.00	1.45	0.00	0.73	0.00	1.45	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00
slu 7	1.35	1.50	0.90	0.00	1.45	1.45	0.00	0.73	0.00	1.45	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00
slu 8	1.35	1.50	0.90	0.00	1.45	0.00	1.45	0.00	0.73	0.00	1.45	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00
slu 9	1.35	1.50	0.90	0.73	0.00	0.73	0.00	1.45	0.00	1.45	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
slu 10	1.35	1.50	0.90	0.73	0.00	0.00	0.73	0.00	1.45	0.00	1.45	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
slu 11	1.35	1.50	0.90	0.00	0.73	0.73	0.00	1.45	0.00	1.45	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
slu 12	1.35	1.50	0.90	0.00	0.73	0.00	0.73	0.00	1.45	0.00	1.45	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
slu 13	1.35	1.50	0.90	0.73	0.00	0.73	0.00	1.45	0.00	1.45	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00
slu 14	1.35	1.50	0.90	0.73	0.00	0.00	0.73	0.00	1.45	0.00	1.45	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00
slu 15	1.35	1.50	0.90	0.00	0.73	0.73	0.00	1.45	0.00	1.45	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00
slu 16	1.35	1.50	0.90	0.00	0.73	0.00	0.73	0.00	1.45	0.00	1.45	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00
slu 17	1.35	1.50	0.90	0.58	0.00	0.58	0.00	1.16	0.00	1.16	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
slu 18	1.35	1.50	0.90	0.58	0.00	0.00	0.58	0.00	1.16	0.00	1.16	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
slu 19	1.35	1.50	0.90	0.00	0.58	0.58	0.00	1.16	0.00	1.16	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
slu 20	1.35	1.50	0.90	0.00	0.58	0.00	0.58	0.00	1.16	0.00	1.16	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
slu 21	1.35	1.50	0.90	0.58	0.00	0.58	0.00	1.16	0.00	1.16	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00
slu 22	1.35	1.50	0.90	0.58	0.00	0.00	0.58	0.00	1.16	0.00	1.16	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00
slu 23	1.35	1.50	0.90	0.00	0.58	0.58	0.00	1.16	0.00	1.16	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00

carico	G1	G2	gradiente	serpeggio mezzeria	serpeggio appoggio	centrifuga LM71	centrifuga SW/2	avv/frenatura LM71	avv/frenatura SW/2	treno LM71	treno SW/2	vento treno carico	vento treno scarico	sisma x	sisma y	sisma z
slu 24	1.35	1.50	0.90	0.00	0.58	0.00	0.58	0.00	1.16	0.00	1.16	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00
slu 25	1.35	1.50	1.50	0.00	0.00	0.58	0.00	1.16	0.00	1.16	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
slu 26	1.35	1.50	1.50	0.58	0.00	0.00	0.58	0.00	1.16	0.00	1.16	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
slu 27	1.35	1.50	1.50	0.00	0.58	0.58	0.00	1.16	0.00	1.16	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
slu 28	1.35	1.50	1.50	0.00	0.58	0.00	0.58	0.00	1.16	0.00	1.16	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
slu 29	1.35	1.50	1.50	0.58	0.00	0.58	0.00	1.16	0.00	1.16	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00
slu 30	1.35	1.50	1.50	0.58	0.00	0.00	0.58	0.00	1.16	0.00	1.16	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00
slu 31	1.35	1.50	1.50	0.00	0.58	0.58	0.00	1.16	0.00	1.16	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00
slu 32	1.35	1.50	1.50	0.00	0.58	0.00	0.58	0.00	1.16	0.00	1.16	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00
slv 1	1.00	1.00	0.50	0.20	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
slv 2	1.00	1.00	0.50	0.20	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	-1.00	-0.30	0.30
slv 3	1.00	1.00	0.50	0.20	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	1.00	0.30	-0.30
slv 4	1.00	1.00	0.50	0.20	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	-1.00	-0.30	-0.30
slv 5	1.00	1.00	0.50	0.20	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
slv 6	1.00	1.00	0.50	0.20	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.00	-1.00	-0.30	0.30
slv 7	1.00	1.00	0.50	0.20	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.00	1.00	0.30	-0.30
slv 8	1.00	1.00	0.50	0.20	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.00	-1.00	-0.30	-0.30
slv 9	1.00	1.00	0.50	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
slv 10	1.00	1.00	0.50	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	-1.00	-0.30	0.30
slv 11	1.00	1.00	0.50	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	1.00	0.30	-0.30
slv 12	1.00	1.00	0.50	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	-1.00	-0.30	-0.30
slv 13	1.00	1.00	0.50	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
slv 14	1.00	1.00	0.50	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.00	-1.00	-0.30	0.30
slv 15	1.00	1.00	0.50	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.00	1.00	0.30	-0.30
slv 16	1.00	1.00	0.50	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.00	-1.00	-0.30	-0.30
sle 1	1	1	0.5	0.8	0	0.8	0	0.4	0	0.8	0	0	0	0	0	0
sle 2	1	1	0.5	0.8	0	0	0.8	0	0.4	0	0.8	0	0	0	0	0
sle 3	1	1	0.5	0	0.8	0.8	0	0.4	0	0.8	0	0	0	0	0	0
sle 4	1	1	0.5	0	0.8	0	0.8	0	0.4	0	0.8	0	0	0	0	0
sle 5	1	1	0.5	0.8	0	0.8	0	0.4	0	0.8	0	0	0	0	0	0
sle 6	1	1	0.5	0.8	0	0	0.8	0	0.4	0	0.8	0	0	0	0	0
sle 7	1	1	0.5	0	0.8	0.8	0	0.4	0	0.8	0	0	0	0	0	0

carico	G1	G2	gradiente	serpeggio mezzeria	serpeggio appoggio	centrifuga LM71	centrifuga SW/2	avv/frenatura LM71	avv/frenatura SW/2	treno LM71	treno SW/2	vento treno carico	vento treno scarico	sisma x	sisma y	sisma z
sle 8	1	1	0.5	0	0.8	0	0.8	0	0.4	0	0.8	0	0	0	0	0

Di seguito si riportano le combinazioni eccezionali:

carico	G1	G2	gradiente	serpeggio	centrifuga	avv/frenatura	treno	vento treno carico	deraggiamento sch. 1	deraggiamento sch. 2
ecc 1	1	1	0.5	0	0	0	0	0	1	0
ecc 2	1	1	0.5	0	0	0	0	0	0	1



## 5 MODELLO DI CALCOLO E CRITERI DI VERIFICA

Per il calcolo delle sollecitazioni e per l'analisi strutturale sono stati realizzati dei modelli agli elementi finiti con il programma di calcolo SAP2000 Plus v.15.1.0. L'analisi statica effettuata è di tipo elastico lineare e le verifiche sono state effettuate agli stati limite in conformità alle Normative Vigenti), in particolare le verifiche sono state condotte adottando il metodo degli stati limite secondo quanto indicato al par 2.2 del DM 17.1.2018 limitando le tensioni dei materiali secondo quanto indicato nell'opportuna sezione del Manuale di progettazione delle opere civili RFI DTC SI PS MA IFS 001 C.

Il modello di calcolo impiega una schematizzazione a graticcio dell'impalcato attraverso elementi "frame" rappresentanti: le travi principali, i trasversi e la soletta d'impalcato.

Sono stati realizzati tre modelli di calcolo, ciascuno è impiegato per il calcolo delle sollecitazioni afferenti alla condizione che esso rappresenta.

### 5.1 Modello n0 – solo carpenteria metallica

#### Azioni agenti:

Pesi propri strutturali ( $g_1$ ):

- Carpenteria metallica;
- Soletta (predalles + getto non collaborante).

Le travi sono rappresentate da elementi frame, suddivisi in conci, ai quali sono state assegnate le reali caratteristiche geometriche ed inerziali.

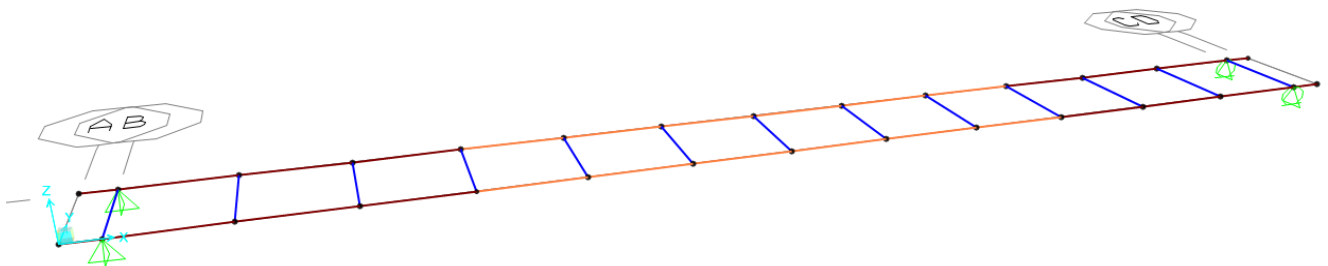


Figura 6: modello n0

I/Wide Flange Section

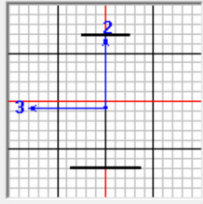
**Section Name** trave c1

Section Notes

Properties  Property Modifiers  Material + S355

Dimensions

Outside height ( t3 )	2.6
Top flange width ( t2 )	0.9
Top flange thickness ( tf )	0.025
Web thickness ( tw )	0.022
Bottom flange width ( t2b )	1.35
Bottom flange thickness ( tfb )	0.025



Display Color

I/Wide Flange Section

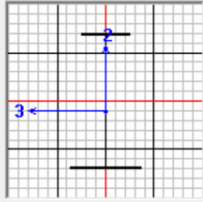
**Section Name** trave c2

Section Notes

Properties  Property Modifiers  Material + S355

Dimensions

Outside height ( t3 )	2.6
Top flange width ( t2 )	0.9
Top flange thickness ( tf )	0.025
Web thickness ( tw )	0.02
Bottom flange width ( t2b )	1.35
Bottom flange thickness ( tfb )	0.03



Display Color

Figura 7: caratteristiche geometriche delle due tipologie di concio di trave - modello n0

In funzione del reale posizionamento dei diaframmi, sono stati inseriti degli elementi trasversali alle travi.

Per poter inserire il trasverso all'interno del modello globale della struttura, si procede ad una semplificazione della sua geometria, analizzando le rigidezze flessionale ed assiale; lo scopo è

quello di ricavare un diaframma equivalente a quello reale, ma in parete piena, di più semplice modellazione attraverso elementi frame generici.

Per la modellazione si analizza l'elemento reticolare (di dimensioni note), applicando una forza verticale unitaria ad un'estremità per ricavare la rigidezza flessionale (comportamento trave doppiamente incastrata alle estremità,  $k=12EJ/l^3$ ): nota la geometria ( $I$ ), il materiale (acciaio,  $E=2,1 \cdot 10^8$  kN/m<sup>2</sup>) e la forza applicata ( $P=100$  kN), si ricava lo spostamento  $w=P/k$ .

Per ricavare la rigidezza assiale ( $k = EA / l$ ) si attribuisce un cedimento  $\eta$  orizzontale unitario ad un estremo del trasverso reticolare e si determina la reazione vincolare,  $R_{tot}=k\eta$ , dalla quale si ricava l'area equivalente è:

$$A=R_{tot} l/(E\eta)$$

Attribuendo l'area ridotta alla trave in parete piena si deve ottenere la stessa reazione vincolare (a parità di cedimento vincolare), a dimostrazione che la rigidezza assiale è la stessa.

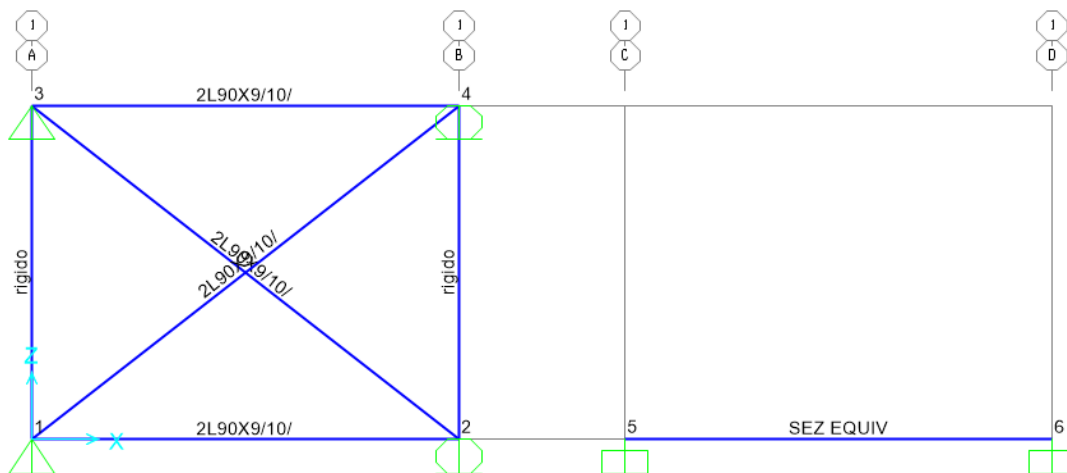


Figura 8: sotto-modellazione del trasverso reticolare, configurazione indeformata

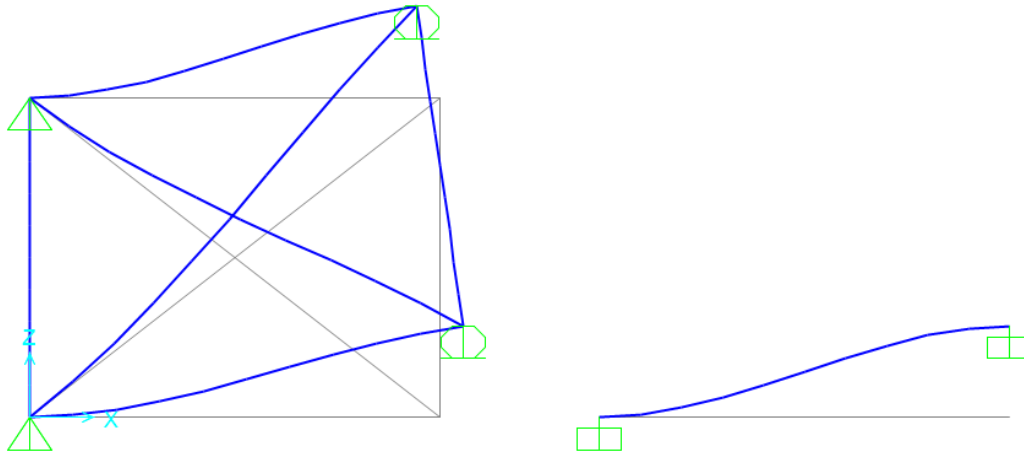


Figura 9: sotto-modellazione del trasverso reticolare, configurazione deformata

Property Data			
Section Name		trasverso	
Properties			
Cross-section (axial) area	6.208E-03	Section modulus about 3 axis	1.
Torsional constant	1.000E-08	Section modulus about 2 axis	1.
Moment of Inertia about 3 axis	1.340E-03	Plastic modulus about 3 axis	1.
Moment of Inertia about 2 axis	2.300E-06	Plastic modulus about 2 axis	1.
Shear area in 2 direction	1.	Radius of Gyration about 3 axis	1.
Shear area in 3 direction	1.	Radius of Gyration about 2 axis	1.
OK		Cancel	

Figura 10: caratteristiche inerziali equivalenti del trasverso reticolare

## 5.2 Modello n18 - Effetti di lunga durata (G2, Ritiro)

Modulo di elasticità del calcestruzzo:  $E_{cm}^* = E_{cm} \times (n_0/n_L)$

Impalcato costituito dalla carpenteria metallica e dalla soletta, resa collaborante, omogenizzata con coefficiente  $n_0/n_L = 18$ .

Azioni agenti:

Pesi propri strutturali (g1):

- Soletta (ringrossi marciapiedi);

Pesi permanenti portati (g2):

- Strato di usura;
- Strato di collegamento (binder);
- Ritiro del calcestruzzo ( $\epsilon_2$ );
- Effetto della termica uniforme ( $\epsilon_{3\_TU}$ ).

Le travi sono rappresentate sempre da elementi frame generici, suddivisi in conci analoghi a quelli del modello n0, ai quali sono state assegnate le caratteristiche geometriche ed inerziali corrispondenti alla trave in acciaio e alla porzione di soletta collaborante.

I/Wide Flange Section

Section Name:

Section Notes:

Properties:

Property Modifiers:

Material:

Dimensions:

Outside height ( t3 )	<input type="text" value="2.6"/>
Top flange width ( t2 )	<input type="text" value="0.9"/>
Top flange thickness ( tf )	<input type="text" value="0.025"/>
Web thickness ( tw )	<input type="text" value="0.022"/>
Bottom flange width ( t2b )	<input type="text" value="1.35"/>
Bottom flange thickness ( tfb )	<input type="text" value="0.025"/>

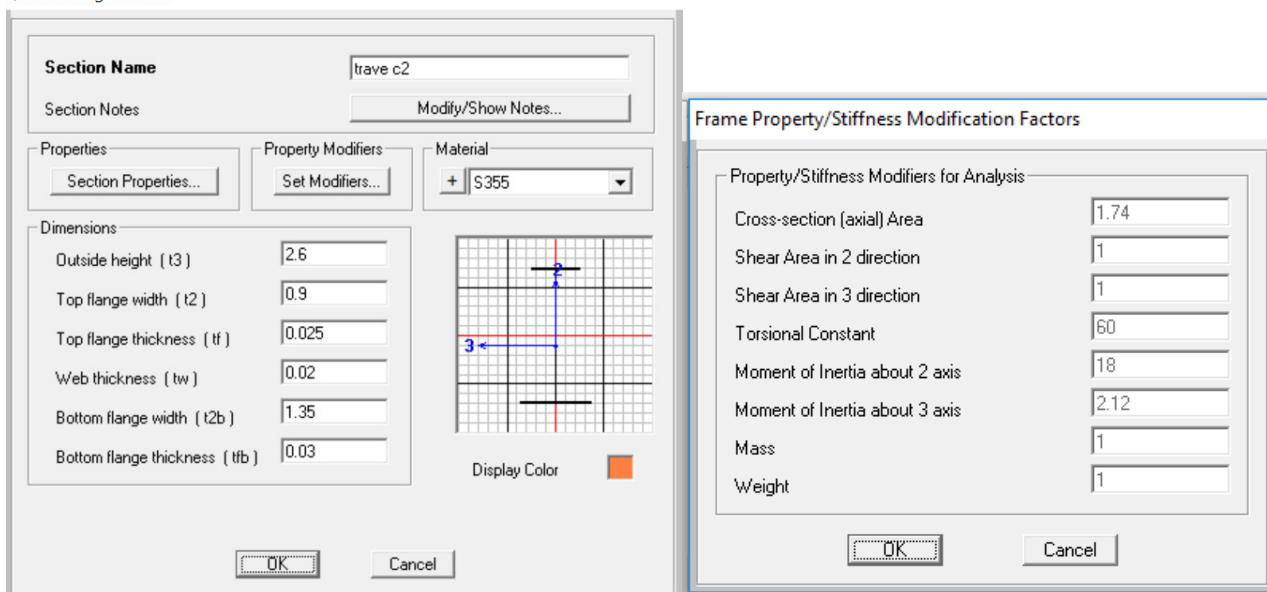
Display Color:

Frame Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis:

Cross-section (axial) Area	<input type="text" value="1.77"/>
Shear Area in 2 direction	<input type="text" value="1"/>
Shear Area in 3 direction	<input type="text" value="1"/>
Torsional Constant	<input type="text" value="81"/>
Moment of Inertia about 2 axis	<input type="text" value="23"/>
Moment of Inertia about 3 axis	<input type="text" value="2.04"/>
Mass	<input type="text" value="1"/>
Weight	<input type="text" value="1"/>

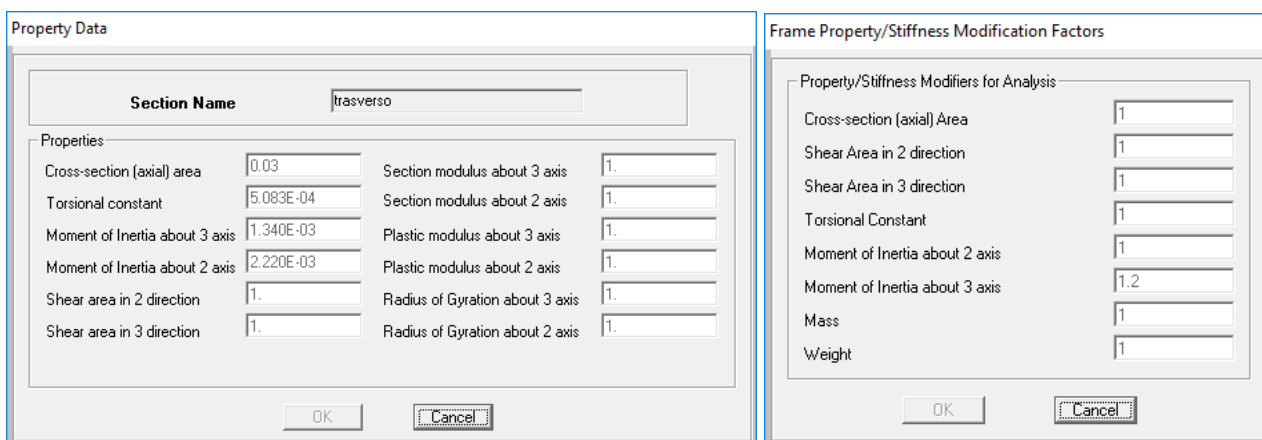
I/Wide Flange Section



The image shows two overlapping software dialog boxes. The left box, titled 'I/Wide Flange Section', is for defining the properties of a wide flange section. It includes fields for 'Section Name' (trave c2), 'Material' (S355), and various dimensions: Outside height (t3) = 2.6, Top flange width (t2) = 0.9, Top flange thickness (tf) = 0.025, Web thickness (tw) = 0.02, Bottom flange width (t2b) = 1.35, and Bottom flange thickness (tfb) = 0.03. A grid diagram shows the section's geometry with axes 2 and 3. The right box, titled 'Frame Property/Stiffness Modification Factors', lists analysis modifiers: Cross-section (axial) Area = 1.74, Shear Area in 2 direction = 1, Shear Area in 3 direction = 1, Torsional Constant = 60, Moment of Inertia about 2 axis = 18, Moment of Inertia about 3 axis = 2.12, Mass = 1, and Weight = 1.

Figura 11: caratteristiche geometriche delle due tipologie di concio di trave - modello n18

Trasversalmente alle travi sono stati inseriti gli elementi frame rappresentanti i diaframmi: a differenza del modello n0, è stata considerata una quota parte di soletta collaborante con il trasverso.



The image shows two overlapping software dialog boxes. The left box, titled 'Property Data', is for defining the properties of a frame element. It includes fields for 'Section Name' (trasverso) and various properties: Cross-section (axial) area = 0.03, Torsional constant = 5.083E-04, Moment of Inertia about 3 axis = 1.340E-03, Moment of Inertia about 2 axis = 2.220E-03, Shear area in 2 direction = 1, Shear area in 3 direction = 1, Section modulus about 3 axis = 1, Section modulus about 2 axis = 1, Plastic modulus about 3 axis = 1, Plastic modulus about 2 axis = 1, Radius of Gyration about 3 axis = 1, and Radius of Gyration about 2 axis = 1. The right box, titled 'Frame Property/Stiffness Modification Factors', lists analysis modifiers: Cross-section (axial) Area = 1, Shear Area in 2 direction = 1, Shear Area in 3 direction = 1, Torsional Constant = 1, Moment of Inertia about 2 axis = 1, Moment of Inertia about 3 axis = 1.2, Mass = 1, and Weight = 1.

Figura 12: elementi frame per il trasverso equivalente - modello n18

Per modellare la soletta, sono stati inseriti ulteriori elementi frame trasversali, con interesse regolare.

La soletta, è stata suddivisa in strisce di una larghezza 1.05m e di spessore 0.41m, quindi è stata inserita nel modello una trave con le caratteristiche meccaniche di tale striscia.

Per quanto riguarda le caratteristiche di rigidezza della sezione, sono state considerate quelle relative a tale geometria eccezion fatta per la rigidezza torsionale. L'inerzia torsionale alla Saint Venant di un rettangolo allungato vale:

$$K_{\text{torsionale}} = b s^3 / 3$$

In effetti tale rigidezza vale per una trave, quando si parla invece di strisce di soletta che costituiscono il grigliato equivalente per l'analisi a trave è necessario considerare solo metà di tale rigidezza in quanto una metà viene attribuita appunto alle strisce longitudinali e l'altra metà a quelle trasversali, altrimenti si avrebbe una sovrapposizione delle rigidezze. Si ottiene in definitiva:

$$K_{\text{torsionale}} = b s^3 / 6$$

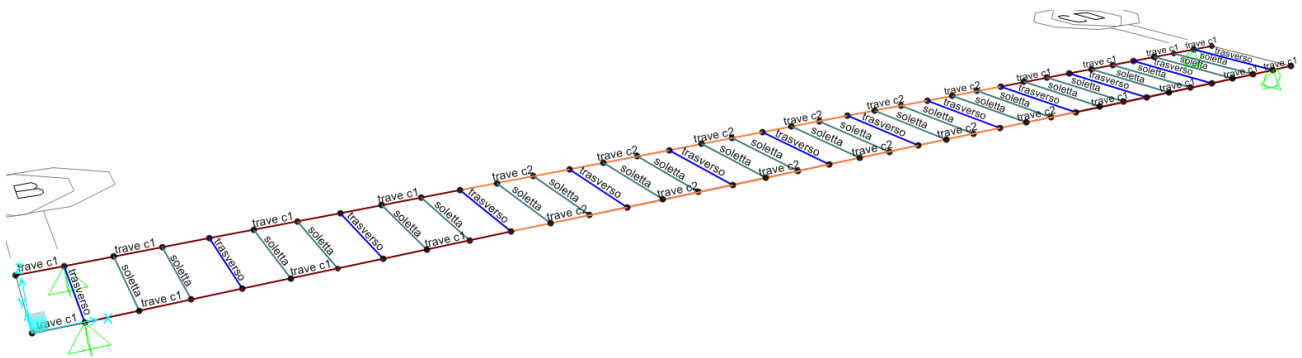


Figura 13: modello n18

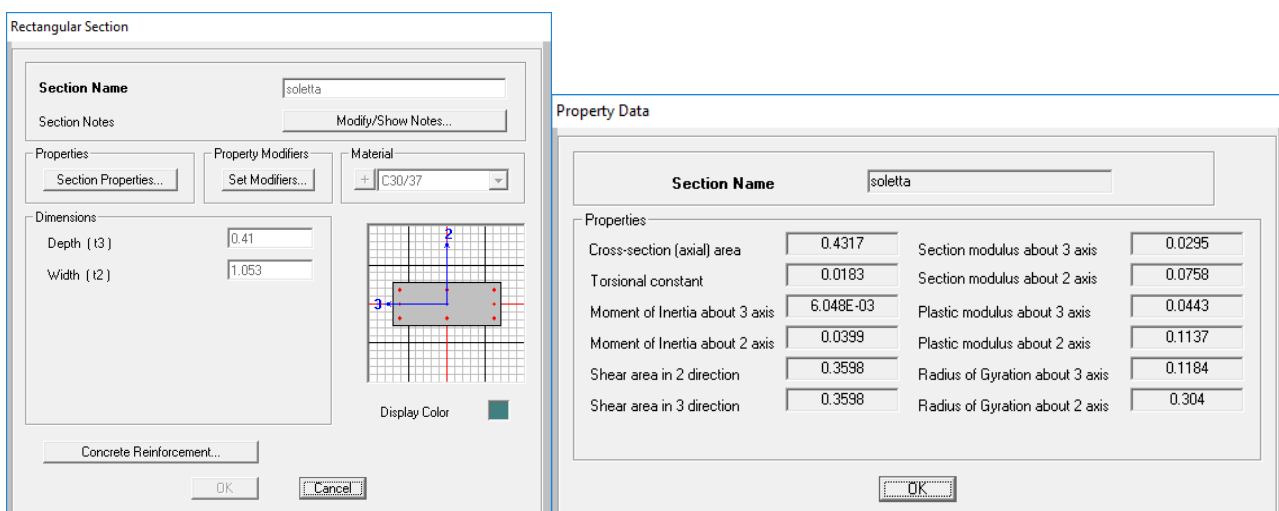


Figura 14: elementi frame di soletta - modello n18

### 5.3 Modello n6 - Effetti di breve durata (carichi variabili)

Modulo di elasticità del calcestruzzo:  $E_{cm}^* = E_{cm} \times (n_0/n_L)$

Impalcato costituito dalla carpenteria metallica e dalla soletta, così come descritto per il modello n18, l'unica differenza riguarda il coefficiente di omogeneizzazione, pari a  $n_0/n_L = 6$ .

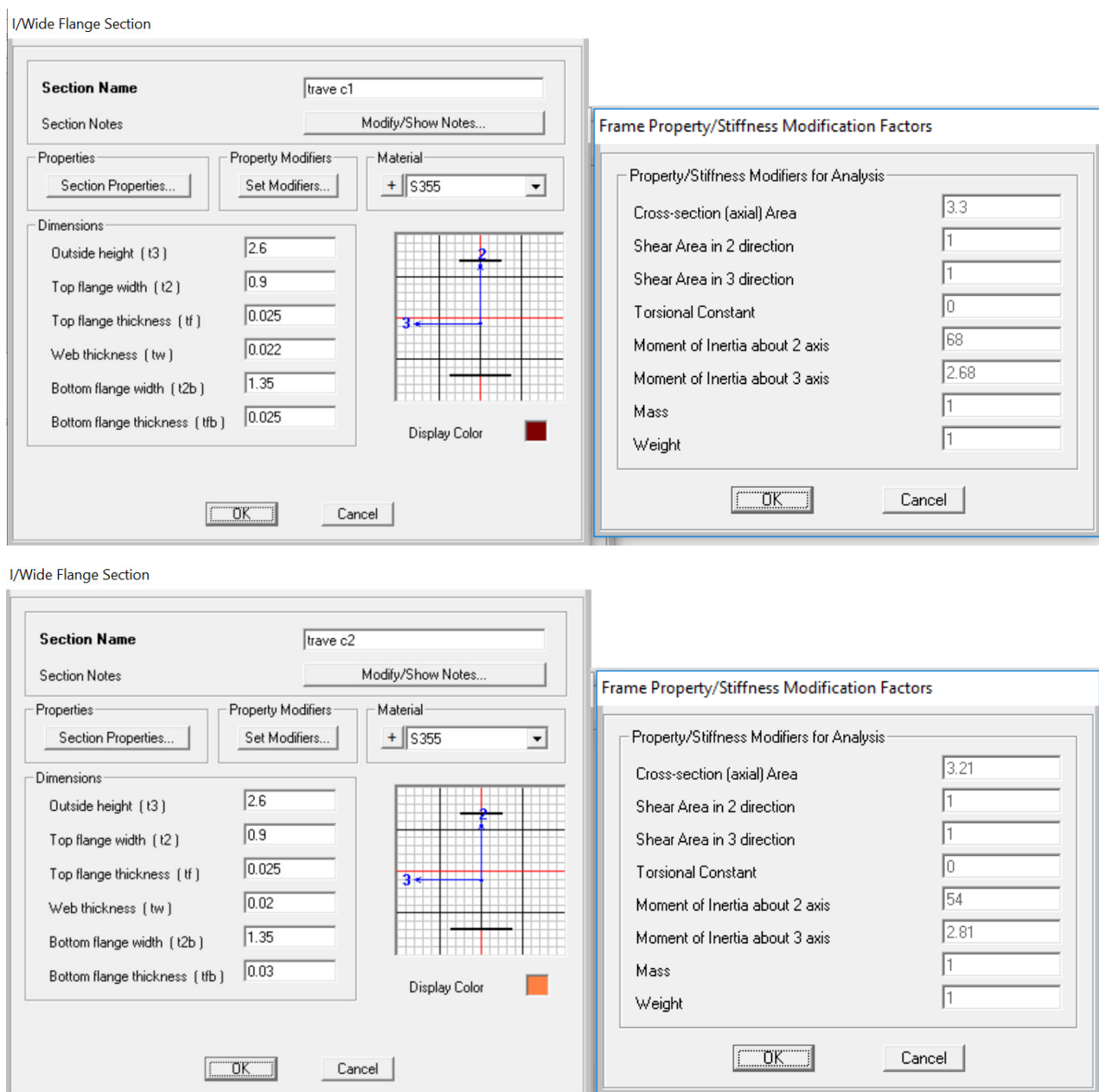


Figura 15: caratteristiche geometriche delle due tipologie di concio di trave - modello n6



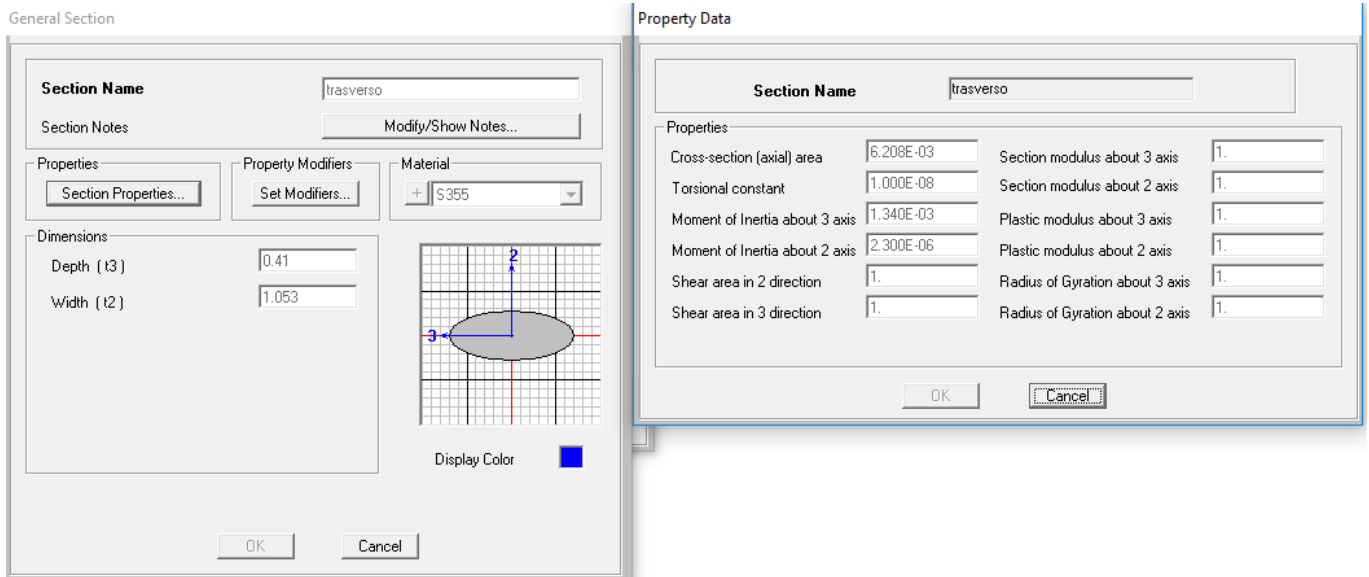


Figura 16: elementi frame per il trasverso equivalente - modello n6

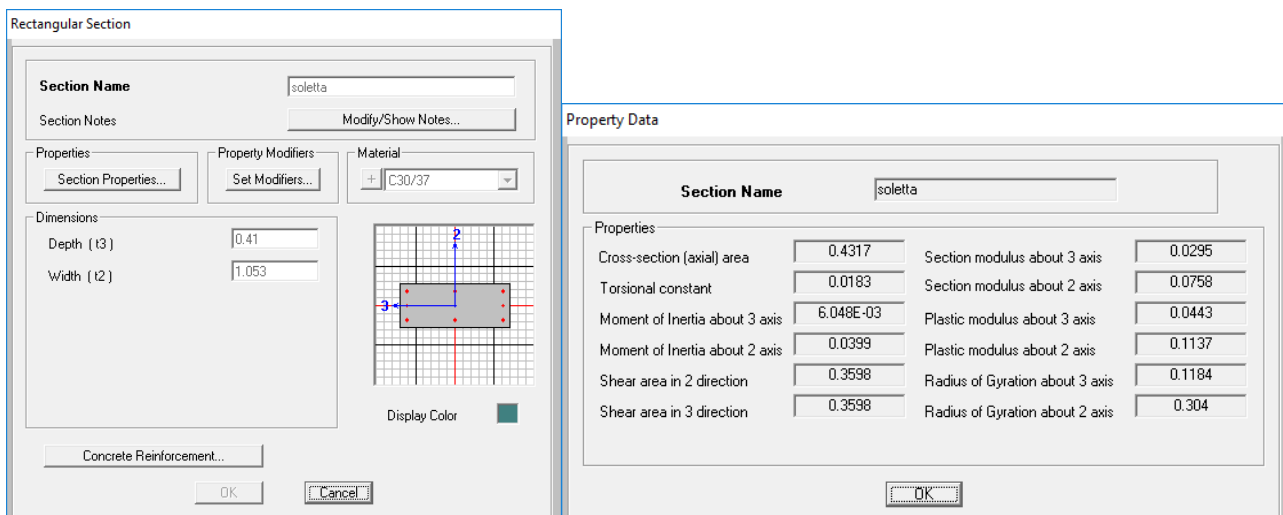


Figura 17: elementi frame di soletta - modello n6

Azioni agenti: carichi variabili

- Effetto del gradiente termico verticale lineare nell'impalcato ( $\epsilon_{3\_GT}$ ),
- Carichi da traffico,
- Azione del vento ( $q_5$ ),
- Azione sismica ( $q_6$ ).

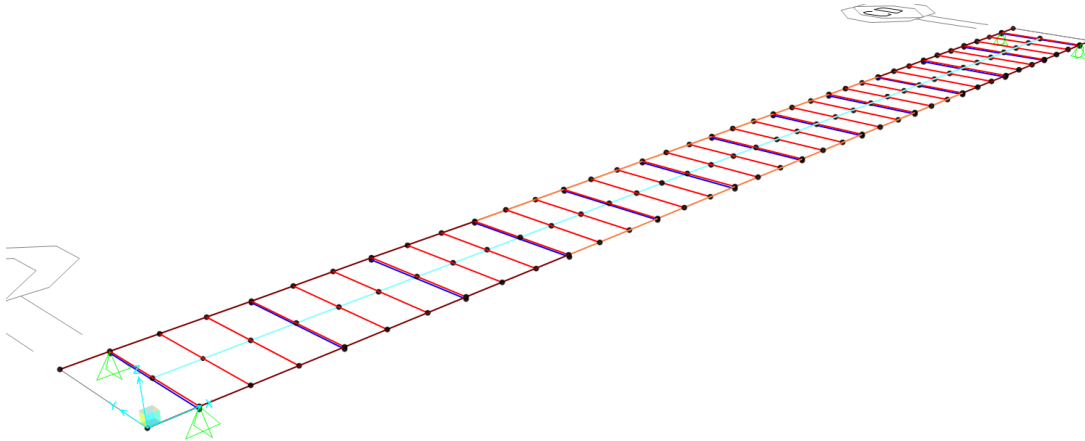


Figura 18: modello n6

Il sistema di riferimento globale è il seguente:

- x Asse longitudinale ponte
- y Asse trasversale
- z Asse verticale

Il sistema di riferimento locale è il seguente:

- 1 Asse della trave
- 2 Asse Verticale
- 3 Asse verticale

Si adotta il sistema di unità di misura internazionale (SI).

## 5.4 Caratteristiche delle sezioni

La travata è suddivisa in tre conci (c1-c2-c1), ogni concio ha sezione costante.

### 5.4.1 Sezione Concio Laterale (c1)

GEOMETRIA (c1)	[mm]
Altezza totale (H)	2600
Larghezza piattabanda sup (bs)	900
Spessore piattabanda sup (ts)	25
Larghezza piattabanda inf (bi)	1350
Spessore piattabanda inf (ti)	25
Spessore anima (tw)	22

Tabella 1

### Classificazione della sezione

La sezione risulta di classe 4, in quanto risulta di classe 4 sia il piatto superiore che l'anima. Considerata la presenza della soletta superiore che stabilizza la piattabanda, si adotterà la sezione ridotta del piatto solo per la fase di modellazione n0 (peso acciaio e peso del getto liquido), mentre per le altre fasi il piatto superiore sarà interamente reagente; nei confronti dell'anima a vantaggio di sicurezza si adotterà in tutte le fasi l'area ridotta.

**CLASSIFICAZIONI SEZIONE A DOPPIO T EN1993.1 (CLASSE 3 O 4)  
E CALCOLO DELLA SEZIONE NETTA**

(IPOTESI DI PRESSOFLESSIONE RETTA SECONDO L'ASSE MAGGIORE)

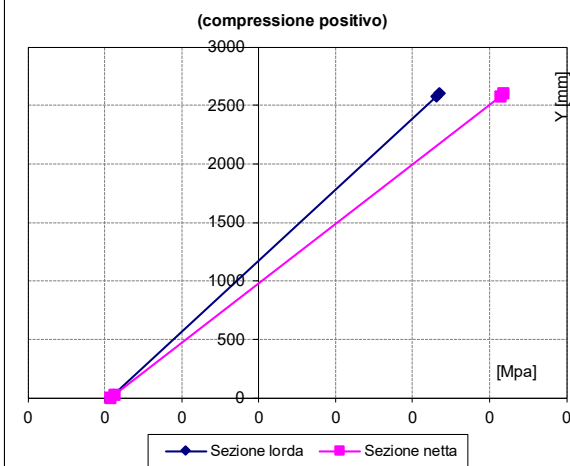
GEOMETRIA (c1)	[mm]
Altezza totale (h)	2600
Larghezza piattabanda sup (bs)	900
Spessore piattabanda sup (ts)	25
Larghezza piattabanda inf (bi)	1350
Spessore piattabanda inf (ti)	25
Spessore anima (tw)	22

ACCIAIO	
fyk [MPa]	355

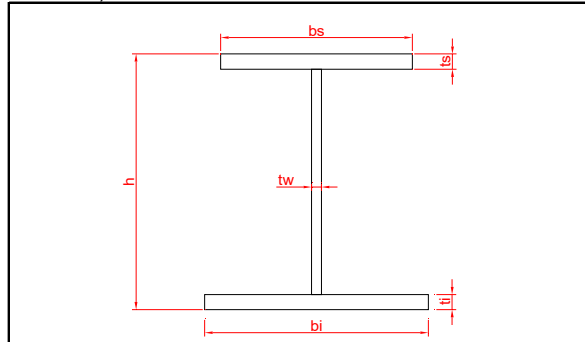
SOLLECITAZIONI	
Ned (+ compresso) [KN]	0
Med (+ teso sotto) [KNm]	1

CARATTERISTICHE ELASTICHE SEZIONE LORDA	
Area [mm <sup>2</sup> ]	1.12E+05
Baricentro (yg)	1171
AN el (y an el)	1171
J vert [mm <sup>2</sup> ]	1.22E+11
W sup [mm <sup>3</sup> ]	8.52E+07
W inf [mm <sup>3</sup> ]	-1.04E+08
peso [T/m]	0.88

CARATTERISTICHE ELASTICHE SEZIONE NETTA	
Area [mm <sup>2</sup> ]	7.63E+04
Baricentro (yg*)	979
AN el (y an el)	979
J vert* [mm <sup>2</sup> ]	1.02E+11
W sup* [mm <sup>3</sup> ]	6.28E+07
W inf* [mm <sup>3</sup> ]	-1.04E+08
e=yg-yg* [mm]	192



(+ compress.)	$\sigma_{sup}$
Sez.lorda [Mpa]	0
Sez.netta [Mpa]	0
(+ compress.)	$\sigma_{inf}$
Sez.lorda [Mpa]	0
Sez.netta [Mpa]	0



**CLASSIFICAZIONE ELEMENTI**

A) Piattabanda sup.	EL.COMPRESSO
c	417
t	25
c/t	16.7
c/t CL3	11.4
	<b>CLASSE 4</b>
B) Piattabanda inf.	EL.TESO
c	642
t	0
c/t	#DIV/0!
c/t CL3	11.4
	<b>CLASSE 1</b>
C) Anima	
c	2506
t	22
PSI	-0.732
c/t	113.9
c/t CL3	79.8
	<b>CLASSE 4</b>

**CALCOLO AREE EFFICACI SEZIONI CLASSE 4**

A) Piattabanda sup.	EL.COMPRESSO
b	417
Ksigma	0.43
LAMBDA p	1.10
p	0.75
beff	314
B) Piattabanda inf.	EL.TESO
b	642
Ksigma	0.43
LAMBDA p	#DIV/0!
p	#DIV/0!
beff	642
C) Anima	
b	2506
Ksigma	17.66
LAMBDA p	1.17
p	0.76
beff	1102
beff1	441
beff2	661

Larghezza collaborante

$$b_{eff} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2} = 4.44m$$

con

$$b_0 = 0.5m$$

$$b_{e1} = 2.25 m$$

$$b_{e2} = 1.75 m$$

$$\beta_1 = (0.55 + 0.025 * 38 / 2.25) = 0.97$$

$$\beta_2 = (0.55 + 0.025 * 38 / 1.75) = 1.093 > 1 \rightarrow \beta_2 = 1$$

Riepilogo caratteristiche inerziali

CONCIO C1	Modello n0	Modello n18	Modello n6
Area [mm <sup>2</sup> ]	76320	172195	335973
Av [mm <sup>2</sup> ]	25214	25214	25214
Yg [mm]	979	1969	2358
Jy [mm <sup>4</sup> ]	1.02E+11	2.38E+11	2.29E+11
Ws, inf [mm <sup>3</sup> ]	1.04E+08	1.21E+08	9.69E+07
Ws, sup [mm <sup>3</sup> ]	-6.28E+07	-3.77E+08	-9.46E+08
Wc, sup [mm <sup>3</sup> ]	0.00E+00	-4.44E+09	-2.38E+09

Tabella 2

#### 5.4.2 Sezione concio centrale (c2)

<b>GEOMETRIA</b>	<b>[mm]</b>
Altezza totale (h)	2600
Larghezza piattabanda sup (bs)	900
Spessore piattabanda sup (ts)	25
Larghezza piattabanda inf (bi)	1350
Spessore piattabanda inf (ti)	35
Spessore anima (tw)	20

Tabella 3

#### Classificazione della sezione

La sezione risulta di classe 4, in quanto risulta di classe 4 sia il piatto superiore che l'anima. Considerata la presenza della soletta superiore che stabilizza la piattabanda, si adotterà la sezione ridotta del piatto solo per le verifiche in fase n0 (peso acciaio e peso del getto liquido), mentre per le altre fasi il piatto superiore sarà interamente reagente; nei confronti dell'anima a vantaggio di sicurezza si adotterà in tutte le fasi l'area ridotta.

Ai fini delle inerzie strutturali si considera la sezione d'acciaio interamente reagente.

**CLASSIFICAZIONI SEZIONE A DOPPIO T EN1993.1 (CLASSE 3 O 4)  
E CALCOLO DELLA SEZIONE NETTA**

(IPOTESI DI PRESSOFLESSIONE RETTA SECONDO L'ASSE MAGGIORE)

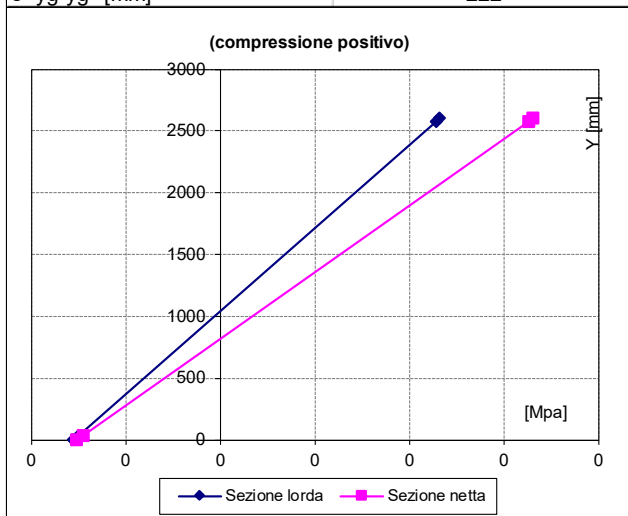
GEOMETRIA	[mm]
Altezza totale (h)	2600
Larghezza piattabanda sup (bs)	900
Spessore piattabanda sup (ts)	25
Larghezza piattabanda inf (bi)	1350
Spessore piattabanda inf (ti)	35
Spessore anima (tw)	20

ACCIAIO	
f <sub>yk</sub> [MPa]	355

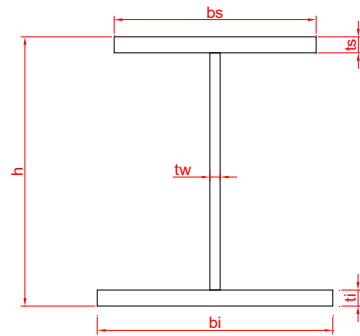
SOLLECITAZIONI	
Ned (+ compresso) [KN]	0
Med (+ teso sotto) [KNm]	1

CARATTERISTICHE ELASTICHE SEZIONE LORDA	
Area [mm <sup>2</sup> ]	120550
Baricentro (y <sub>g</sub> )	1040
AN el (y an el)	1040
J vert [mm <sup>2</sup> ]	1.34E+11
W sup [mm <sup>3</sup> ]	8.60E+07
W inf [mm <sup>3</sup> ]	-1.29E+08
peso [T/m]	0.95

CARATTERISTICHE ELASTICHE SEZIONE NETTA	
Area [mm <sup>2</sup> ]	85619
Baricentro (y <sub>g</sub> <sup>*</sup> )	817
AN el (y an el)	817
J vert <sup>*</sup> [mm <sup>2</sup> ]	1.08E+11
W sup <sup>*</sup> [mm <sup>3</sup> ]	6.05E+07
W inf <sup>*</sup> [mm <sup>3</sup> ]	-1.32E+08
e=y <sub>g</sub> -y <sub>g</sub> <sup>*</sup> [mm]	222



(+ compress.)	σ <sub>sup</sub>
Sez.lorda [Mpa]	0
Sez.netta [Mpa]	0
(+ compress.)	σ <sub>inf</sub>
Sez.lorda [Mpa]	0
Sez.netta [Mpa]	0



CLASSIFICAZIONE ELEMENTI

A) Piattabanda sup.	EL.COMPRESSO
c	420
t	25
c/t	16.8
c/t CL3	11.4
	<b>CLASSE 4</b>
B) Piattabanda inf.	EL.TESO
c	645
t	0
c/t	#DIV/0!
c/t CL3	11.4
	<b>CLASSE 1</b>
C) Anima	
c	2500
t	20
PSI	-0.582
c/t	125.0
c/t CL3	71.5
	<b>CLASSE 4</b>

CALCOLO AREE EFFICACI SEZIONI CLASSE 4

A) Piattabanda sup.	EL.COMPRESSO
b	420
Ksigma	0.43
LAMBDA p	1.11
p	0.75
beff	315
B) Piattabanda inf.	EL.TESO
b	645
Ksigma	0.43
LAMBDA p	#DIV/0!
p	#DIV/0!
beff	645
C) Anima	
b	2500
Ksigma	14.78
LAMBDA p	1.41
p	0.64
beff	1017
beff1	407
beff2	610

Larghezza collaborante

$$b_{eff} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2} = 4.44m$$

con

$$b_0 = 0.5m$$

$$b_{e1} = 2.25 m$$

$$b_{e2} = 1.75 m$$

$$\beta_1 = (0.55 + 0.025 * 38 / 2.25) = 0.97$$

$$\beta_2 = (0.55 + 0.025 * 38 / 1.75) = 1.093 > 1 \rightarrow \beta_2 = 1$$

Riepilogo caratteristiche inerziali

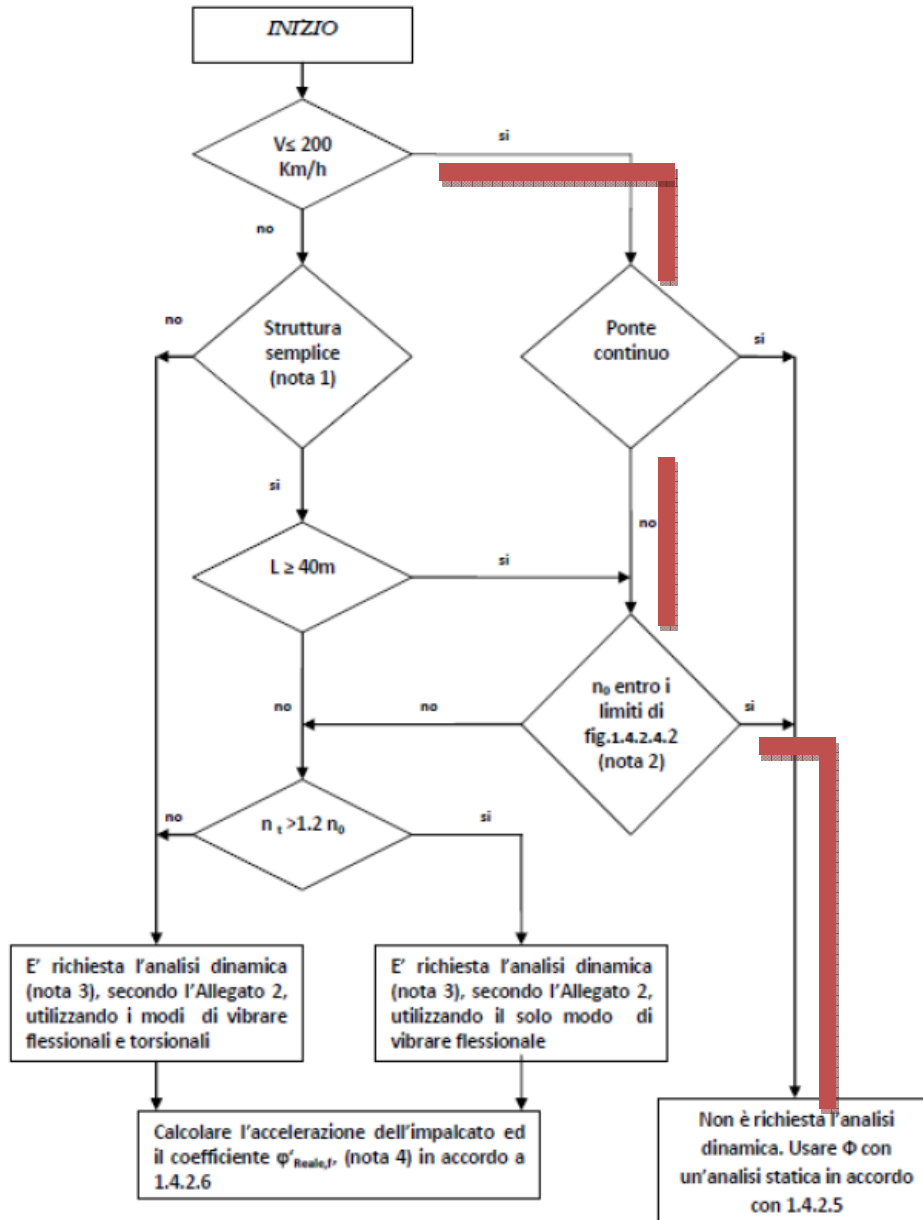
CONCIO C2	Modello n0	Modello n18	Modello n6
Area [mm <sup>2</sup> ]	85619	181622	345400
Av [mm <sup>2</sup> ]	21141	21141	21141
Yg [mm]	817	1843	2281
Jy [mm <sup>4</sup> ]	1.08E+11	2.80E+11	2.70E+11
Ws, inf [mm <sup>3</sup> ]	1.32E+08	1.52E+08	1.18E+08
Ws, sup [mm <sup>3</sup> ]	-6.05E+07	-3.70E+08	-8.46E+08
Wc, sup [mm <sup>3</sup> ]	0.00E+00	-4.62E+09	-2.48E+09

Tabella 4

## 5.5 Verifica requisiti analisi statica

Con riferimento al diagramma di flusso indicato al §2.5.1.4.2.4 del Manuale Progettazione Ponti (RFI DTC SI PS MA IFS 001 C) e riportato sotto per maggiore chiarezza, si procede alla verifica dell'applicabilità del metodo di analisi statica degli effetti del traffico ferroviario sull'opera.





Trattandosi di un viadotto a travi poggiate con velocità di progetto < 200 km/h (100 km/h), l'applicabilità del metodo è definita dalla frequenza propria dell'impalcato ( $n_0$ ), che deve soddisfare la seguente relazione.

$$n_{0 \text{ inf}} < n < n_{0 \text{ sup}}$$

dove  $n$  è la frequenza propria dell'impalcato.

$$n = 17.75 / \sqrt{d_0} = 5.05 \text{ Hz} \quad (d_0 = 12 \text{ mm, abbassamento sotto carichi permanenti}^*)$$

$$n_{0 \text{ sup}} = 94.76L^{-0.748} = 7.4 \text{ Hz}$$

$$n_{0 \text{ inf}} = 23.58L^{-0.592} = 3.2 \text{ Hz} \quad \text{per } 20\text{m} < L < 100\text{m}$$

La condizione risulta soddisfatta.

\*Calcolo della freccia sotto carichi permanenti:

$$q = 59.2 \text{ kN/m} + 44.6 \text{ kN/m} = 103.8 \text{ kN/m}$$

$$f = 5/385 * q * l^4 / EJ = 5/385 * 103.8 \text{ kN/m} * (29\text{m})^4 / (210000 \text{ MPa} * 0.508 \text{ m}^4) = 0.011 \text{ m}$$

A conferma del valore della frequenza, si riportano i risultati della prima forma modale dell'impalcato forniti dal modello di calcolo:

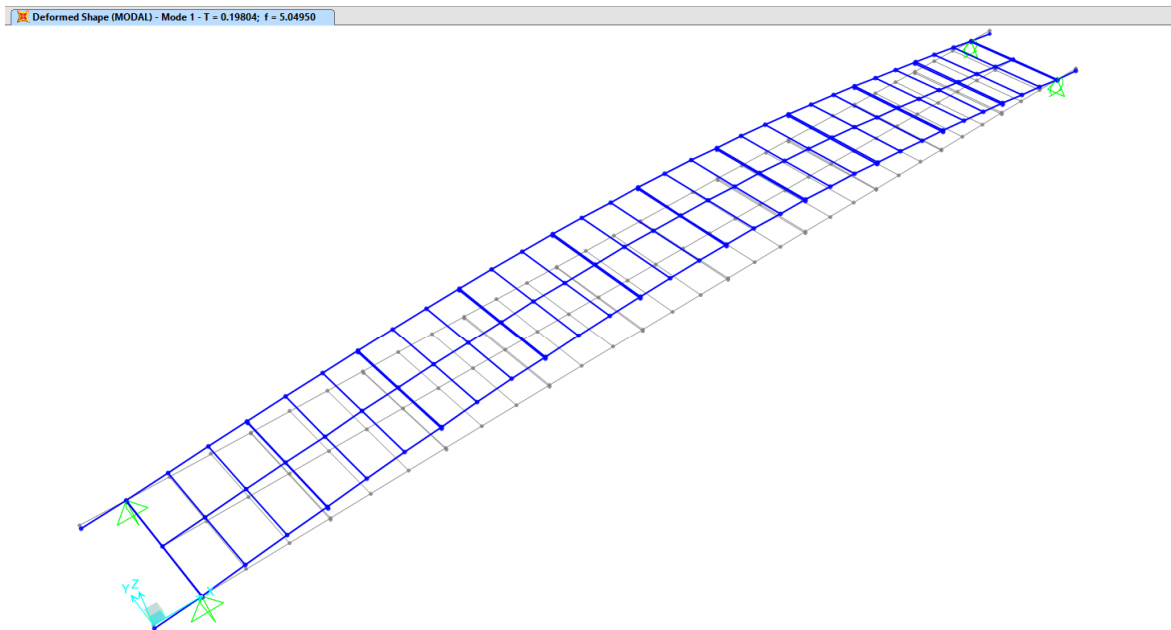


Figura 19: primo modo di vibrare

## 5.6 Sollecitazioni travi principali

Di eseguito si esplicitano le sollecitazioni elementari. Vista la simmetria del problema, le tabelle riportano soltanto i valori di metà campata.

x	G1		G2		ritiro			gr 1 - LM71			gr 1 - SW/2			temperatura		vento ponte carico		
	M3	V	M3	V	M3	N	V	M3	N	V	M3	N	V	M3	P	M3	N	V
[m]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]
0.0	-30	-857	-22	-647	2632	-2002	0	-12	-111	-1062	-12	-86	-1214	2258	-3010	-10	0	-101
1.0	1151	-772	869	-582	2632	-2002	0	1508	-80	-1058	1734	-62	-1208	2258	-3010	124	0	-94
3.9	3140	-600	2369	-453	2632	-2002	0	4148	6	-868	4822	7	-975	2258	-3010	339	0	-73
6.8	4632	-429	3494	-323	2632	-2002	0	6182	81	-695	7157	64	-751	2258	-3010	499	0	-52
9.7	5627	-257	4244	-194	2632	-2002	0	7567	140	-540	8739	108	-553	2258	-3010	604	0	-31
12.6	6124	-86	4623	-62	2632	-2002	0	8316	178	-393	9570	136	-384	2258	-3010	657	0	-10
15.4	6186	0	4666	0	2632	-2002	0	8541	185	-385	9795	141	-378	2258	-3010	664	0	-3

## 5.7 Deformazioni travi principali

Si riportano le tabelle in cui si esplicitano i valori di abbassamento per i carichi permanenti (G1, G2), da ritiro e da traffico. L'abbassamento totale è calcolato come segue:

$$U_{tot} = U_{3\_G1} + U_{3\_G2} + U_{3\_ritiro} + 25\% * U_{3\_traffico}$$

x [m]	U3_G1 [mm]	U3_G2 [mm]	U3_ritiro [mm]	U3 traffico [mm]	Utot [mm]
0.0	2	1	1	1	3
1.0	0	0	0	0	0
3.9	-5	-2	-1	-3	-8
6.8	-10	-4	-3	-6	-15
9.7	-14	-5	-3	-8	-21
12.6	-16	-6	-4	-9	-24
15.4	-17	-7	-4	-10	-25

Di seguito si riporta l'andamento degli abbassamenti dovuti ai carichi applicati (G1, traffico ferroviario):

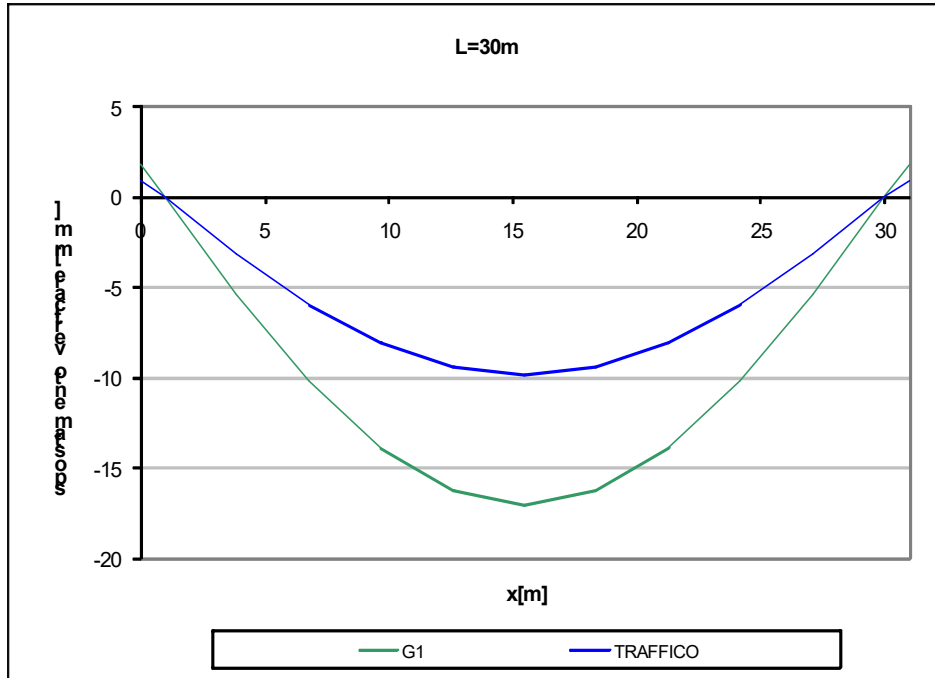


Figura 20: abbassamenti campata

## 5.8 Verifiche tensionali travi principali

Si riporta la verifica in termini tensionali per la combinazione SLU più gravosa (SLU4).

Le tensioni limite dei piatti sono:

$$\sigma_{lim} = f_{yk}/\gamma_{M0} = 355/1.05 = 338 \text{ MPa} \quad \text{se } t < 40\text{mm}$$

$$\sigma_{lim} = f_{yk}/\gamma_{M0} = 335/1.05 = 319 \text{ MPa} \quad \text{se } t > 40\text{mm}$$

$$\tau_{lim} = f_{yk}/\gamma_{M0} / \sqrt{3} = 195 \text{ MPa} \quad \text{per } t < 40\text{mm}$$

Nei grafici e nelle tabelle seguenti sono riportati gli esiti delle verifiche.

	$\sigma \text{ max[MPa]}$	$\tau \text{ max[MPa]}$
concio C1	241	115
concio C2	284	57

Tabella 5

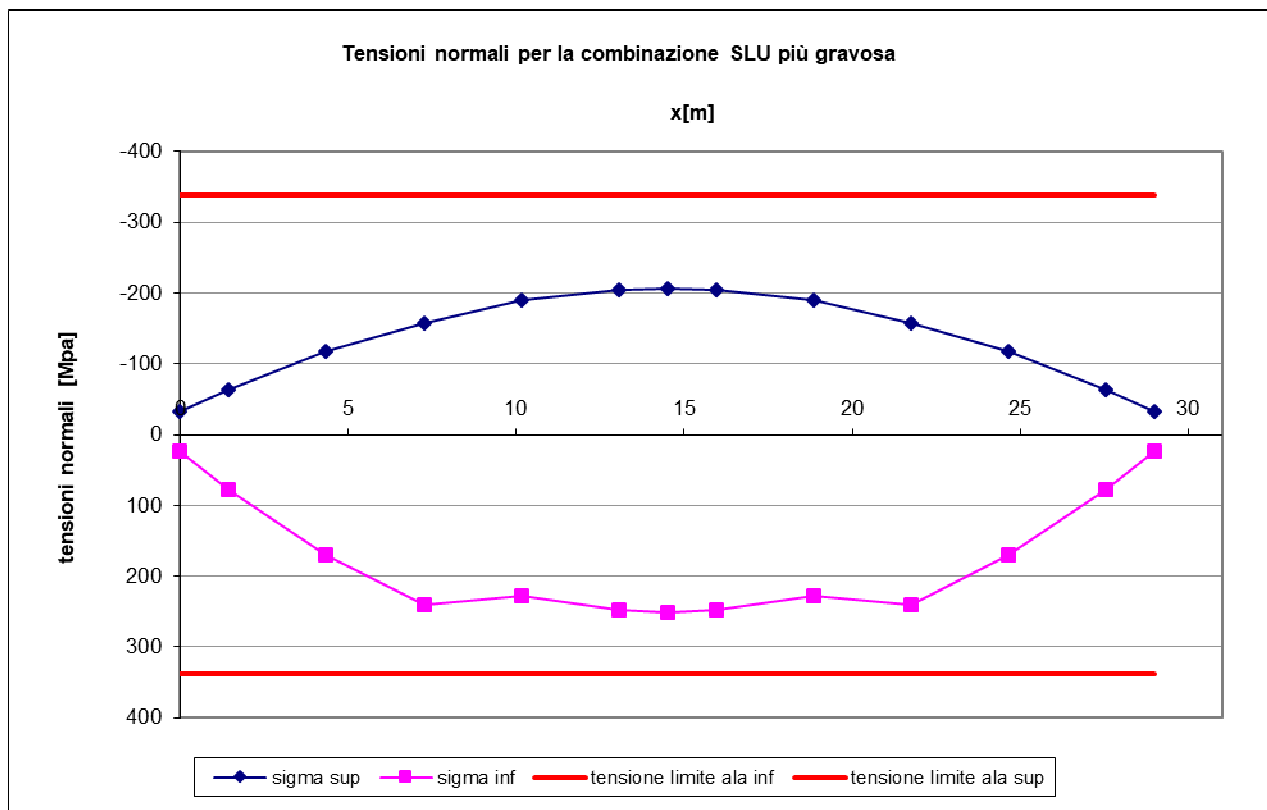


Figura 21: tensioni normali SLU

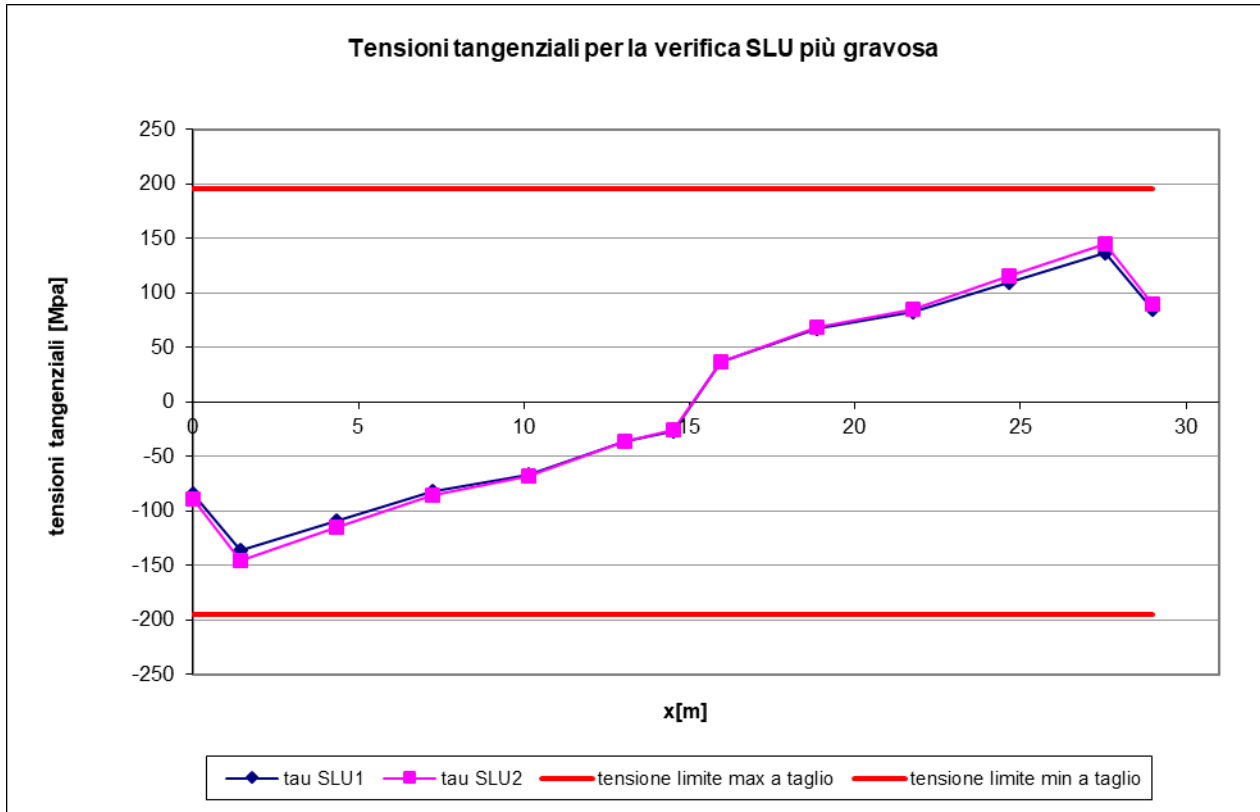


Figura 22: tensioni tangenziali SLU

Le caratteristiche inerziali utilizzate per il calcolo delle tensioni sono le seguenti:

		N0	N18	N6	
concio 1	Ws,i	1.04E+08	1.21E+08	9.69E+07	mm3
	Ws,s	-6.28E+07	-3.77E+08	-9.46E+08	mm3
concio 2	Ws,i	1.32E+08	1.52E+08	1.18E+08	mm3
	Ws,s	-6.05E+07	-3.70E+08	-8.46E+08	mm3

		N0	N18	N6	
concio 1	Atot	76320	172195	335973	mm2
	Aw	25214	25214	25214	mm2
	Aw appoggio	43500	43500	43500	mm2
concio 2	Atot	85619	181622	345400	mm2
	Aw	21141	21141	21141	mm2

Tabella 6

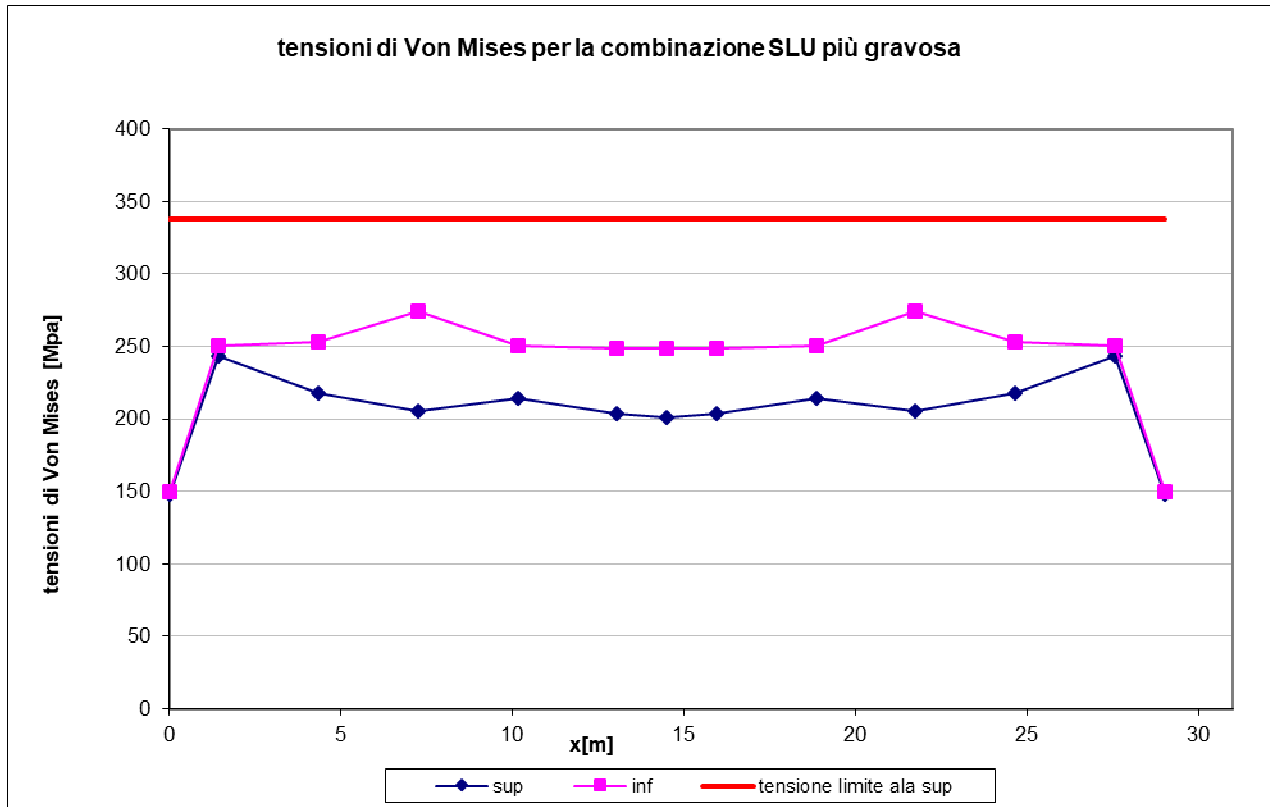


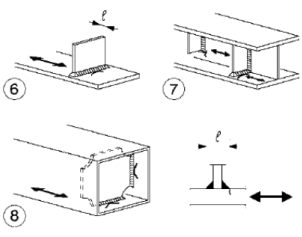
Figura 23: tensioni di Von Mises SLU per la campata di luce 30m

campata L 30m	$\sigma_{\text{VonMises}}$ [MPa]	FS = $\sigma_{\text{limite}} / \sigma_{\text{VonMises}}$
concio C1	<b>282</b>	<b>1.20</b>
concio C2	<b>257</b>	<b>1.31</b>

Tabella 7

## 5.9 Verifica a fatica

Si riporta la verifica a fatica della trave principale nella sezione di mezzzeria secondo il seguente dettaglio costruttivo:

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

Classe di dettaglio di riferimento:

(b)  $\Delta\sigma_c = 71$  MPa.

La verifica viene condotta seguendo il metodo dei coefficienti  $\lambda$  secondo §2.7.1.2 del Manuale di progettazione (RFI DTC SI PS MA IFS 001 C), si deve verificare la seguente condizione:

$$\Delta\sigma_{Ed} < k_s * \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$$

dove

$$\Delta\sigma_{Ed} = \lambda * \psi_2 * \Delta\sigma_{LM71}$$

$$\gamma_{Mf} = 1.35$$

$$k_s = (25/t)^{0.2} \text{ (t= spessore del piatto)}$$

Calcolo del coefficiente  $\lambda$ :

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 < \lambda_{max}$$

$$\lambda_1 = 0.65 \text{ (per } L=30\text{m da tab 2.7.1.2.1-1 MdP)}$$

$$\lambda_2 = 1 \text{ (traffico annuo futuro pari a } 24.95 \text{ E6 t/anno)}$$

$$\lambda_3 = 1 \text{ (vita utile 100 anni)}$$

$$\lambda_4 = 1 \text{ (binario singolo)}$$

$$\lambda_{max} = 1.40$$

$$\lambda = 0.65$$

Calcolo del coefficiente  $\psi_2$ :



$$\psi_2 = [1.44 / (L_\phi^{0.5} \cdot 0.2)] + 0.82$$

$$\psi_2 = 1.10,$$

con  $L_\phi = 29\text{m}$

Calcolo e verifica della tensione prodotta dal convoglio LM71  $\Delta\sigma_{LM71}$ :

- saldatura ala superiore:

$$\Delta\sigma_{LM71} = M_{LM71} / W_{y,sup} = 7614 \text{ KN/m} / 0.901\text{m}^3 = 8447 \text{ kPa}$$

$$\Delta\sigma_{LM71} = 8.5 \text{ MPa}$$

VERIFICA:  $\Delta\sigma_{Ed} = 5.8 \text{ MPa} < ks^* \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf} = 52.6 \text{ MPa}$

$$ks = 1 \text{ (t = 25mm)}$$

La verifica è soddisfatta.

- saldatura ala inferiore:

$$\Delta\sigma_{LM71} = M_{LM71} / W_{y,inf} = 7614 \text{ KN/m} / 0.106\text{m}^3 = 71741 \text{ kPa}$$

$$\Delta\sigma_{LM71} = 71.7 \text{ MPa}$$

VERIFICA:  $\Delta\sigma_{Ed} = 49.4 \text{ MPa} < ks^* \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf} = 50.7 \text{ MPa}$

$$ks = 0.96 \text{ (t = 30mm)}$$

La verifica è soddisfatta.

## 5.10 Verifiche deformabilità

### 5.10.1 Sghembo

Deve risultare che lo sghembo tra le due rotaie del binario non sia inferiore ai seguenti limiti:

per	$V \leq 120$ km/h;	$t \leq 4,5$ mm/3m
per	$120 < V \leq 200$ km/h;	$t \leq 3,0$ mm/3m
per	$V > 200$ km/h;	$t \leq 1,5$ mm/3m

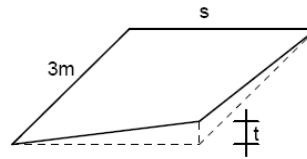


Figura 5.2.14 - Sghembo ammissibile

Nel caso in esame  $t \leq 4.5\text{m} / 3\text{m}$  essendo ( $V < 0\text{km/h}$ ).

Dal modello di calcolo si leggono gli abbassamenti delle due travi a 3 m dagli appoggi sotto il passaggio del treno di carico LM71 incrementato per il coefficiente dinamico.

Trave destra  $uz\_dx = 1.9$  mm

Trave sinistra  $uz\_sx = 1.4$  mm

Considerato l'interasse delle travi ( $i = 3.6\text{m}$ ) e lo scartamento del binario ( $s = 1.435\text{m}$ ), si risale allo sghembo massimo del binario:

$$t_{\max} = (uz\_dx - uz\_sx) * s / i = 0.2\text{mm}/3\text{m} < 4.5\text{mm}/3\text{m} \text{ ca soddisfatta.}$$

### 5.10.2 Inflessione nel piano orizzontale

Considerando la presenza del treno di carico LM71 e SW/0, incrementato con il corrispondente coefficiente dinamico e con il coefficiente  $\alpha$ , l'azione del vento, la forza laterale (serpeggio), la forza centrifuga e gli effetti della variazione di temperatura lineare fra i due lati dell'impalcato, l'inflessione nel piano orizzontale dell'impalcato non deve produrre:

- Una variazione angolare maggiore di quella fornita nella successiva Tab. 5.2.VIII;
- Un raggio di curvatura orizzontale minore dei valori di cui alla citata tabella.

Tabella 5.2.VIII - Massima variazione angolare e minimo raggio di curvatura

Velocità [km/h]	Variazione Angolare massima	Raggio minimo di curvatura	
		Singola campata	Più campate
$V \leq 120$	0,0035 rd	1700 m	3500 m
$120 < V \leq 200$	0,0020 rd	6000 m	9500 m
$200 < V$	0,0015 rd	14000 m	17500 m

Nel caso in esame, per  $V=100\text{km/h}$  e impalcato a più campate, si hanno i seguenti limiti:

variazione angolare massima =  $0.0035\text{rad}$

raggio minima di curvatura =  $3500\text{m}$

$$d_h = 0.001\text{m}$$

$$R = L^2 / (8d_h) = 105125\text{m} > 3500\text{m}$$

$$\theta = 0.00007\text{rad} < 0.0035\text{rad}$$

La verifica è soddisfatta.

### 5.10.3 Inflessione nel piano verticale

Considerando la presenza dei treni di carico LM71, SW/0, SW/2, incrementati con il corrispondente coefficiente dinamico e con il coefficiente  $\alpha$  il massimo valore di inflessione per effetto di tali carichi ferroviari non deve eccedere il valore  $L/600$ .

Deve essere rispettata la seguente limitazione:

$$\Theta < 8/H$$

dove  $H$  [in mm] rappresenta la distanza del piano di regolamento del ballast o, nel caso di attacco diretto, del piano di posa della rotaia dal centro di rotazione dell'apparecchio di appoggio dell'impalcato.

Nel caso in esame si ha:

$$\text{Abbassamento LM71} = 10\text{mm} < L/600 = 29\text{m}/600 = 48\text{mm}$$

Verifica soddisfatta.

$$\Theta = 0.0008\text{rad} < 8/3000\text{mm} = 0.0026\text{rad}$$

H=3m

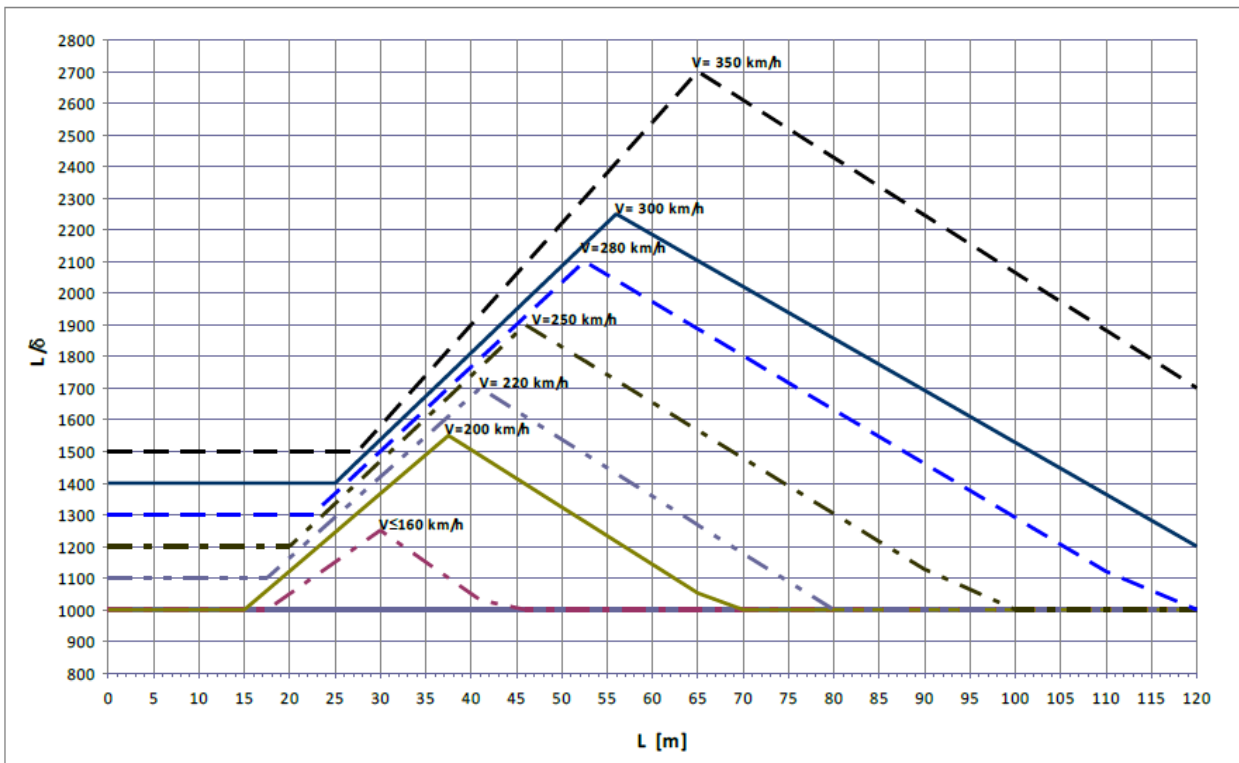
Verifica soddisfatta.

#### 5.10.4 Comfort dei passeggeri

Il comfort di marcia per i passeggeri è controllato limitando i valori della freccia verticale dei ponti ferroviari in funzione della luce e del numero delle campate consecutive, dello schema statico del ponte e della velocità V di percorrenza del convoglio.

L'inflessione verticale deve calcolarsi in asse al binario, considerando il modello di carico LM71 con il relativo incremento dinamico e con il coefficiente  $\alpha$ ; in caso di ponte a doppio binario dovrà considerarsi carico un solo binario e calcolarsi la freccia in asse a tale binario carico, applicando un solo modello di carico LM71 con il relativo incremento dinamico e con il coefficiente  $\alpha$ .

Nella successiva figura sono riportati i valori del limite di deformabilità, validi per viadotti con impalcati semplicemente appoggiati aventi tre o più campate:



Valore limite  $L/\delta = 1050$



Nuova linea Ferrandina – Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione di calcolo campata 31m

COMMESSA  
IA5F

LOTTO  
03 D09

CODIFICA  
CL

DOCUMENTO  
VI1300003

REV.  
A

FOGLIO  
53 di 62

Valore di calcolo  $29000\text{mm}/10\text{mm} = 2900 > 1000$

Dove  $L = 29\text{m}$

$\delta = 10\text{mm}$

Verifica soddisfatta.

## 5.11 Verifica della soletta

### 5.11.1 Analisi dei carichi

Sono stati presi in considerazione i seguenti carichi.

#### Permanenti strutturali (G1)

Peso della soletta (spessore 40 cm)  $0.4\text{m} \cdot 25\text{kN/m}^3 = 10 \text{ kN/m}^2$

#### Permanenti portati (G2)

Sovrastruttura ferroviaria  $0.8 \text{ m} \cdot 20 \text{ kN/m}^3 = 16.0 \text{ kN/m}^2$

Cordolo laterale (20x38cm)  $0.2 \text{ m} \cdot 0.38 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 1.90 \text{ kN/m}$

Barriere parapetto **2.5 kN/m**

#### Traffico

Considerando una diffusione del carico secondo  $\frac{1}{4}$  nel ballast ed a  $45^\circ$  nella soletta, la ruota da 250 kN si ripartisce trasversalmente su una larghezza pari a 2.975m.

Si considerano anche i coefficienti  $\alpha$  (pari a 1.1) e  $\Phi$  (pari a 1.55), si ottiene:

$$q \text{ traffico} = (250\text{kN} / 1.6\text{m}) / 2.975\text{m} \cdot 1.55 \cdot 1.1 = 89.6 \text{ kN/m}^2$$

#### Folla

Si considera la folla agente sullo sbalzo della sezione trasversale della soletta di lunghezza 2.00m:

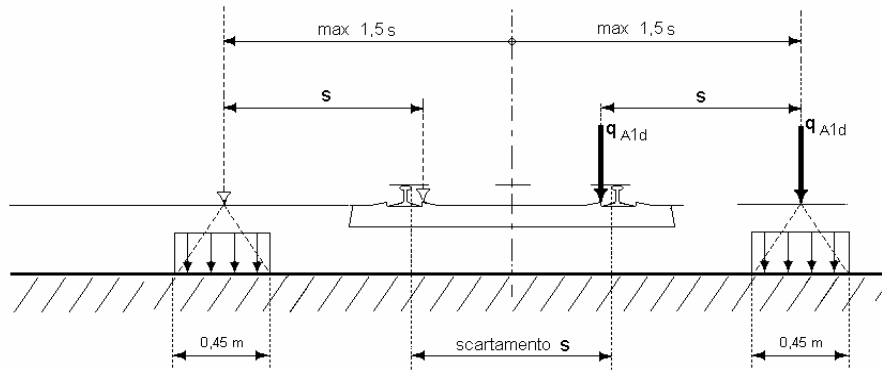
$$q \text{ folla} = 10 \text{ kN/m}^2$$

#### Deragliamento

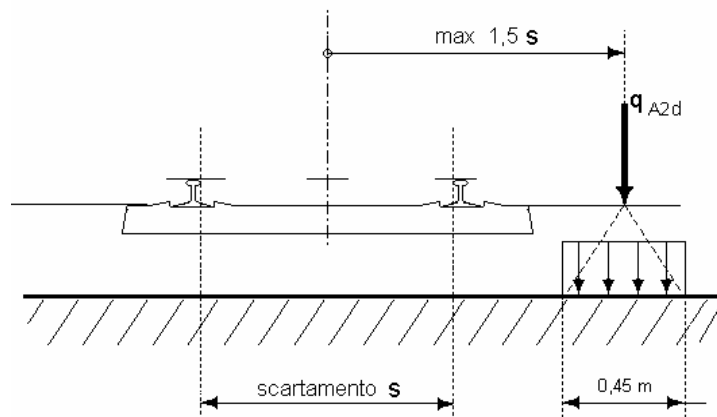
Si considerano i due casi di seguito riportati:

**Caso 1:** Si considerano due carichi verticali lineari  $q_{A1d} = 60 \text{ kN/m}$  (comprensivo dell'effetto dinamico) ciascuno.

Trasversalmente i carichi distano fra loro di  $S$  pari a 1.435 m (scartamento del binario).



**Caso 2:** Si considera un unico carico lineare  $q_{A2d} = 80 \text{ kN/m} \times 1,4$  esteso per 20 m e disposto con una eccentricità massima, lato esterno, di  $1,5 \cdot s$  rispetto all'asse del binario.



Per il caso in esame si considera un carico concentrato pari a:

$$Q_{A2d} = 80 \text{ kN/m} \cdot 1,4 = 112 \text{ kN/m}$$

agente ad una distanza dall'asse del binario di

$$1,5 \cdot s = 1,5 \cdot 1,435 \text{ m} = 2,1525 \text{ m}$$

### 5.11.2 Combinazione di carico

Di seguito si elencano le combinazioni di carico che massimizzano gli effetti sulla soletta:

Combinazioni					
Carico	Comb. SLU1	Comb. SLU2	Comb. SLE1	Comb. SLE2	Comb. eccezionale
G1	1.35	1.35	1	1	1
G2	1.5	1.5	1	1	1
Traffico	1.45	0	1	0	0
Folla	0	1.45	0	1	0
Deragliament	0	0	0	0	1

Tabella 8

### 5.11.3 Sollecitazioni massime e verifiche

Si riportano le sollecitazioni massime delle combinazioni sopra descritte:

M+ mezzeria SLU	M- appoggio SLU	V appoggio SLU	M+ mezzeria SLE	M- appoggio SLE
[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
206	-107	250	141	-75

Tabella 9: sollecitazioni massime SLU, SLE

Moment 3-3 Diagram (SLU1)

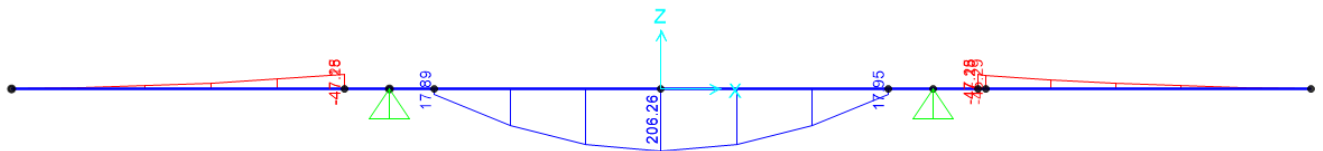


Figura 24: Momento flettente massimo positivo SLU

Moment 3-3 Diagram (SLU2)

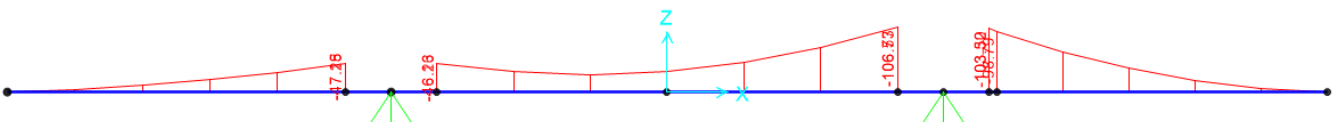


Figura 25: Momento flettente massimo negativo SLU



Moment 3-3 Diagram (SLE1)

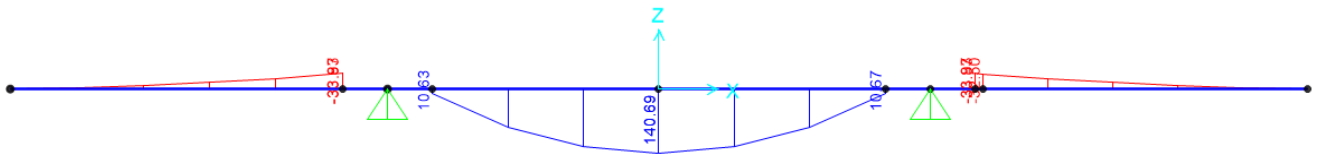


Figura 26: Momento flettente massimo positivo SLE

Moment 3-3 Diagram (SLE2) X

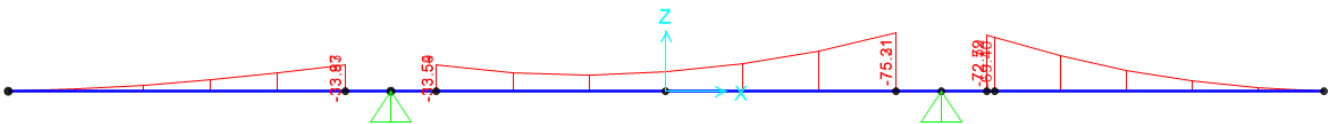


Figura 27: Momento flettente massimo negativo SLE

### Verifica a flessione

Si dispongono le seguenti barre di armatura continue su tutta la soletta:

ferri superiori:  $\Phi 20/20$

ferri inferiori:  $\Phi 20/10$

Come mostrato nelle immagini sottostanti, si ottengono i seguenti valori di resistenza:

$M_{rd\_SLU +} = 389.1 \text{ kNm} > M_{ed\_SLU +} = 206 \text{ kNm}$

$M_{rd\_SLU -} = -204.3 \text{ kNm} < M_{ed\_SLU -} = -107 \text{ kNm}$

Pertanto le verifiche in combinazione SLU sono soddisfatte.

Verifica C.A. S.L.U. - File: soletta\_SLE\_R1

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	15.71	5
			2	31.42	35

Tipologia Sezione:  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Metodo di calcolo:  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Tipologia flessione:  
 Retta  Deviata

Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Solecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 140 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipologia rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> 389.1 kN m

Materiali

B450C		C32/40	
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>	200 000 N/mm²	f <sub>cd</sub>	17
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0.8
ε <sub>syd</sub>	1.957 ‰	σ <sub>c,adm</sub>	2.25
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm²	τ <sub>co</sub>	0.2
		τ <sub>c1</sub>	0.9714

σ<sub>c</sub> -17 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 14.49 ‰  
 d 35 cm  
 x 6.808 x/d 0.1945  
 δ 0.7

Verifica C.A. S.L.U. - File: soletta\_SLU

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	15.71	5
			2	31.42	35

Tipologia Sezione:  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Metodo di calcolo:  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Tipologia flessione:  
 Retta  Deviata

Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Solecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 140 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipologia rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> -204.3 kN m

Materiali

B450C		C32/40	
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>	200 000 N/mm²	f <sub>cd</sub>	17
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0.8
ε <sub>syd</sub>	1.957 ‰	σ <sub>c,adm</sub>	2.25
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm²	τ <sub>co</sub>	0.2
		τ <sub>c1</sub>	0.9714

σ<sub>c</sub> -17 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 21.63 ‰  
 d 35 cm  
 x 4.874 x/d 0.1393  
 δ 0.7

### Verifica a taglio

In corrispondenza degli appoggi sono previsti cavallotti  $\Phi 16/20$

resist. Caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	32	N/mm <sup>2</sup>
	$f_{cd}$	18	
coeff. parziale	$\gamma_c$	1.5	
larghezza membratura resistente a V	$b_w$	1000	mm
altezza membratura resistente a V	H	400	mm
altezza utile	d	360	mm
area della sezione	$A_{TOT}$	360000	mm <sup>2</sup>
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
ok	$\sigma_{cp}$	0.00	N/mm <sup>2</sup>
	$\alpha_c$	1.00	
Acciaio	$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>
Feb44k	$f_{yd}$	391	N/mm <sup>2</sup>
diametro staffe (spille)	$\varnothing_w$	16	mm
Area staffa (spilla)	$A_{\varnothing_w}$	201	mm <sup>2</sup>
0.9 d	z	324	mm
passo delle staffe (spille)	$s_w$	500	mm
	n° bracci	2.5	
angolo di inclinazione	$\theta$	22.3	°
deve essere compreso tra 1 e 2.5	$\cot(\theta)$	2.50	
angolo di inclinazione armatura rispetto asse palo	$\alpha$	45	°
	$\cot(\alpha)$	1.00	
	$A_{s_w} / s_w$	1.01	mm <sup>2</sup> /mm
Taglio resistente per "taglio trazione"	$V_{Rsd}$	315	kN
Taglio resistente per "taglio compressione"	$V_{Rcd}$	1418	kN
taglio sollecitante	$V_{Ed}$	250	kN
fattore di sicurezza per GR (par. 7.9.5.2.2)	$\gamma_{Rd}$	1	
taglio resistente	$V_{Rd}$	315	kN
	$V_{Ed}$	<	$V_{Rd}$
		verifica	

Si ottiene:  $V_{ed} = 250 \text{ kN} < V_{rd} = 315 \text{ kN}$ , quindi la verifica risulta soddisfatta.

### Verifica a fessurazione

Per la soletta d'impalcato si considera una condizione ambientale ordinaria, pertanto il limite di apertura delle fessure è  $w_2 = 0.3\text{mm}$ .

INPUT			OUTPUT		
B sez	1000	mm	diff. def. armature-cls		
h sez	400	mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	4.25E-04	-
y ferro	68	mm	distanza max fessure		
$\Phi$ (barre)	20	mm	s r, max	2.95E+02	mm
n.barre	10	-	ampiezza fessure:		
cls C	32	MPa	wk	0.1252	mm
x AN	130	mm	LIMITE	0.30	mm
$\sigma_s$	145.9	MPa	Sez. verificata		
kt	0.6	-			
k1	0.8	-			
k2	0.5	-			
k3	3.4	-			
k4	0.425	-			

La verifica è soddisfatta.

## 6 REAZIONI VNCOLARI

Lo schema appoggi è rappresentato nella figura sottostante.

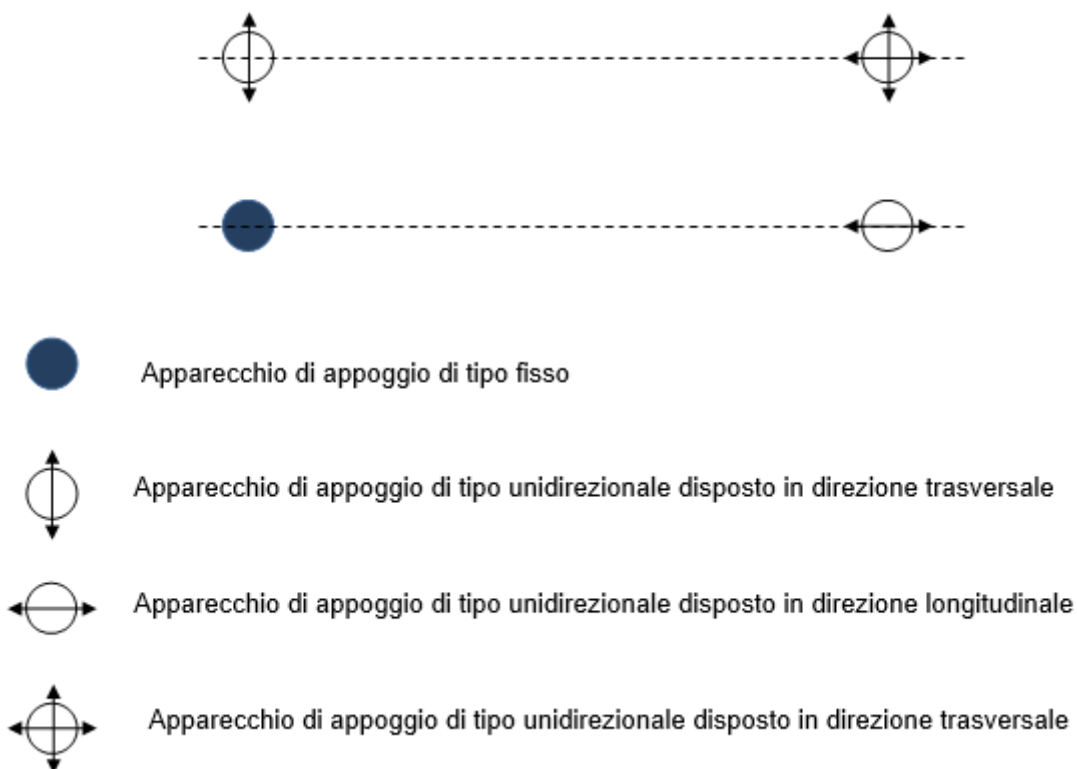


Figura 28

Nella tabella seguente si riportano i massimi scarichi sugli appoggi in combinazione SLU e SLV.

	SLU			SLV		
	N	F trasv	F long	N	F trasv	F long
fisso	4350	600	1850	3800	3300	3450
unid long	4350	600	0	3800	3300	0
unid trasv	4350	0	1850	3800	0	3450
multid	4350	0	0	3800	0	0

Tabella 10



Nuova linea Ferrandina – Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione di calcolo campata 31m

COMMESSA  
IA5F

LOTTO  
03 D09

CODIFICA  
CL

DOCUMENTO  
VI1300003

REV.  
A

FOGLIO  
62 di 62

## 7 INCIDENZE ARMATURE

Incidenza armatura soletta impalcato

150 kg / m<sup>3</sup>