

COMMITTENTE



DIREZIONE INVESTIMENTI

PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. COORDINAMENTO NO CAPTIVE E INGEGNERIA DI SISTEMA

PROGETTO DEFINITIVO

VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO - SASSARI - OLBIA

VARIANTE DI BONORVA - TORRALBA

VIADOTTO VI01 STRUTTURA MISTA

Relazione di Calcolo impalcato a struttura mista acciaio-calcestruzzo $L=45m$ ($L_c=43.0m$), $L=40m$ ($L_c=38.0m$) e $L=30m$ ($L_c=29.0m$) singolo binario

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

R R 0 H **0 4** **D** **1 3** **CL** **VI 0 1 0 7** **0 0 1** **B**

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
B	Emissione a seguito parere CSLPP	P.Tortolini	Novembre 2018	A. Ciavarella	Novembre 2018	T.Paoletti	Novembre 2018	L. Berardi Novembre 2018
A	Emissione Esecutiva	P.Tortolini	Marzo 2018	A. Ciavarella	Marzo 2018	T.Paoletti	Marzo 2018	

File: RR0H04D13CLVI0107001B.docx

n. Elab.:

INDICE

1	INTRODUZIONE	5
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
3	MATERIALI	7
3.1	Calcestruzzo	7
3.2	Acciaio da armatura ordinaria.....	8
3.3	Acciaio da carpenteria.....	8
4	ANALISI DEI CARICHI	9
4.1	Peso proprio della struttura (G1).....	9
4.2	Carichi permanenti portati (G2)	10
4.3	Coazioni	10
4.3.1	Ritiro della soletta in c.a. (RIT).....	10
4.3.2	Temperatura (TERM)	11
4.4	Azioni variabili da traffico ferroviario.....	11
4.5	Vento.....	16
4.6	Neve	18
4.7	Resistenze parassite dei vincoli.....	18
4.8	Sisma (E).....	18
4.9	Azioni eccezionali.....	20
5	IMPALCATO	22
5.1	Modellazione e software di calcolo.....	22
5.2	Combinazione dei carichi.....	35
5.2.1	Definizione dei gruppi delle azioni da traffico	35
5.2.2	Combinazioni azioni SLU	35

5.2.3	Combinazioni azioni SLE (comb. caratteristica).....	36
5.2.4	Combinazioni sismica.....	36
5.3	Caratteristiche delle sezioni	37
5.3.1	Sezione Concio Laterale (c1) - H trave = 2.6m	37
5.3.2	Sezione concio centrale (c2) - H trave = 2.6m.....	40
5.3.3	Sezione Concio Laterale (c1) - H trave = 3.0m	43
5.3.4	Sezione concio centrale (c2) - H trave = 3.0m.....	46
5.4	Verifica requisiti analisi statica.....	49
5.5	Sollecitazioni travi principali	54
5.6	Deformazioni travi principali.....	56
5.7	Verifiche tensionali travi principali	60
5.8	Verifiche deformabilità.....	69
5.8.1	Sghembo	69
5.8.2	Inflessione nel piano orizzontale	71
5.8.3	Inflessione nel piano verticale	72
5.8.4	Comfort dei passeggeri.....	73
5.9	Verifica a fatica.....	76
5.9.1	Verifica a fatica sullo sviluppo delle travi.....	77
5.9.2	Verifica a fatica in corrispondenza del giunto.....	82
5.10	Verifica dei trasversi/diaframmi	83
5.11	Verifica della soletta	84
5.11.1	Analisi dei carichi	84
5.11.2	Combinazione di carico	86
5.11.3	Sollecitazioni massime e verifiche	86

VI01 – Viadotto struttura mista

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0107001	B	4 di 100

6	APPOGGI E GIUNTI.....	91
6.1	Reazione appoggi.....	91
6.2	Escursione giunti e appoggi	93
6.3	Ritegni sismici.....	96
6.3.1	Ritegno sismico longitudinale	96
6.3.2	Ritegno sismico trasversale	98
7	INCIDENZE ARMATURE.....	100

1 INTRODUZIONE

La seguente relazione di calcolo si occupa dell'impalcato del viadotto VI01 della variante di Bonorva. Il viadotto si compone di 7 campate: due campate laterali da 30 metri, una da 45 e le altre da 40 metri (misurate in asse pila). Ciascun impalcato ospita un singolo binario ed è realizzato mediante 2 travi a struttura mista in acciaio calcestruzzo di luce netta pari a 29m, 43 e 38m ed altezza di 2.6m per le campate di luce 30 e 40m ed altezza di 3.0m per la campata di luce 45m. L'interasse delle travi è pari a 3.6m, mentre l'altezza complessiva dell'impalcato dal piano del ferro è pari a 3.80m. Planimetricamente il viadotto presenta un raggio di curvatura di 1100m, mentre ha un andamento altimetrico con pendenza -1.6% nel verso delle progressive crescenti.

L'opera è funzionale ad una linea ferroviaria di categoria D4, con velocità di progetto di 140 Km/h.

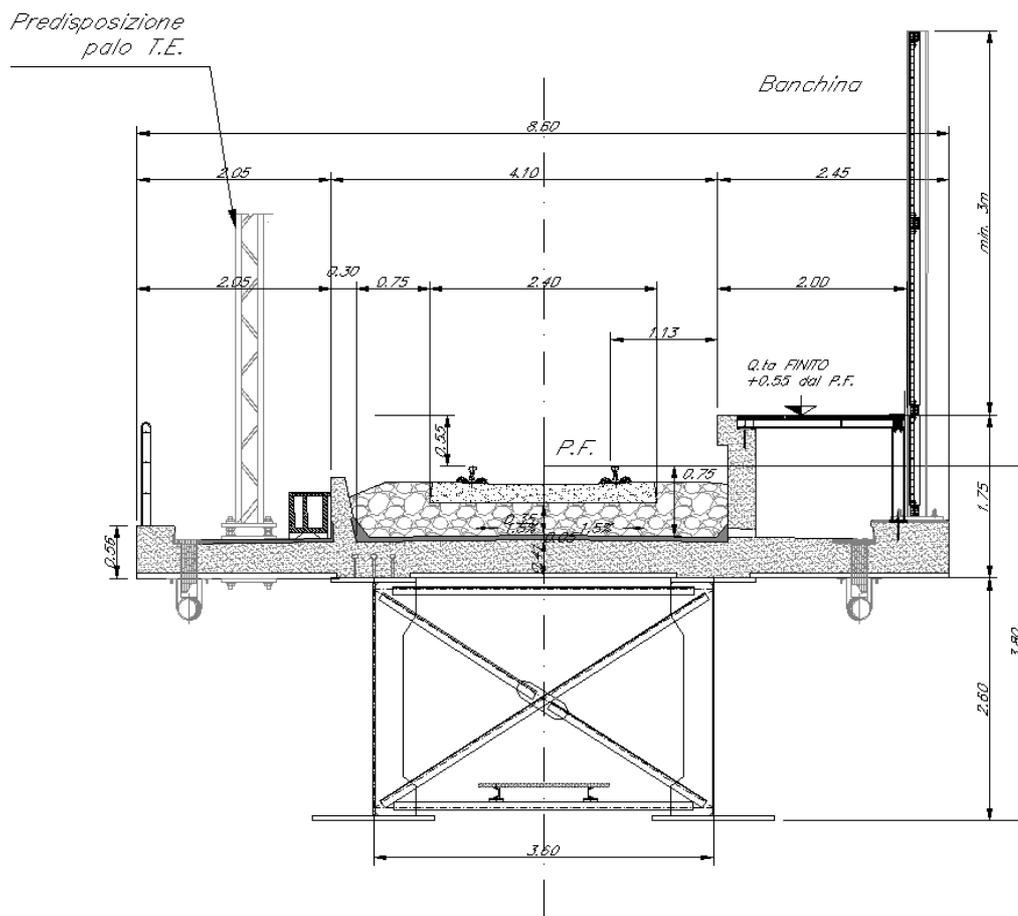


Figura 1: Sezione trasversale

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;
- D.M. del 14.01.2008 “*Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni*” (G.U. n.29 del 04.02.2008);
- Circolare del 02.02.2009 contenente le istruzioni per le l’applicazione delle “*Nuove norme tecniche per le costruzioni*” di cui al D.M. del 14.01.2008 (G.U. n.47 del 26.02.2009).
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 A: “*Manuale di progettazione delle opere civili - Parte II - sez.2 : Ponti e strutture* “ del 30/12/2016.
- RFI DTC SI CS MA IFS 001 A: *Manuale di progettazione delle opere civili - Parte II - sez.3. : Corpo stradale*” del 30/12/2016.
- 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

3.1 CALCESTRUZZO

- **Soletta impalcato**

Classe C32/40

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

Modulo elastico $E_{cm} = 33 \text{ Gpa}$

Classe di esposizione = XC3

Classe di consistenza min = S4

Rapporto $a/c_{max} = 0.55$

Copriferro minimo = 50mm

- **Elevazioni, pile e spalle**

Classe C32/40

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

Modulo elastico $E_{cm} = 33 \text{ Gpa}$

Classe di esposizione = XC4

Classe di consistenza min = S3

Rapporto $a/c_{max} = 0.50$

Copriferro minimo = 40mm

- **Fondazioni**

Classe C25/30

Resistenza a compressione di progetto $f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 14.16 \text{ Mpa}$

Modulo elastico $E_{cm} = 31 \text{ Gpa}$

Classe di esposizione = XC2

Classe di consistenza min = S3

VI01 – Viadotto struttura mista

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0107001	B	8 di 100

Rapporto $a/c_{\max} = 0.60$

Copriferro minimo = 40mm

- **Magrone**

Classe C12/15

Classe di esposizione = X0

3.2 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

3.3 ACCIAIO DA CARPENTERIA

Acciaio tipo S355

Resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{yk}/1.05 = 338$ Mpa

Modulo elastico $E_s = 210$ Gpa

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:

Carpenteria metallica impalcato L=45m ($i=4.50 \text{ KN/m}^2$)* = $8.6 \text{ m} * 4.50 \text{ KN/m}^2 = \mathbf{38.70 \text{ KN/m}}$

Soletta ca (spessore medio 41 cm) = $0.41 \text{ m} * 8.60\text{m} * 25 \text{ KN/m} = \mathbf{88.15 \text{ KN/m}}$
126.85 KN/m

Carpenteria metallica impalcato L=40m ($i=4.00 \text{ KN/m}^2$)* = $8.6 \text{ m} * 4.00 \text{ KN/m}^2 = \mathbf{34.40 \text{ KN/m}}$

Soletta ca (spessore medio 41 cm) = $0.41 \text{ m} * 8.60\text{m} * 25 \text{ KN/m} = \mathbf{88.15 \text{ KN/m}}$
122.50 KN/m

Carpenteria metallica impalcato L=30m ($i=3.50 \text{ KN/m}^2$)* = $8.6 \text{ m} * 3.50 \text{ KN/m}^2 = \mathbf{30.10 \text{ KN/m}}$

Soletta ca (spessore medio 41 cm) = $0.41 \text{ m} * 8.60\text{m} * 25 \text{ KN/m} = \mathbf{88.15 \text{ KN/m}}$
118.25 KN/m

* L'incidenza indicata comprende travi principali, traversi, controventi e giunzioni e piattame vario ed è stata stimata a priori sulla base della tipologia di impalcato oggetto di studio.

VI01 – Viadotto struttura mista

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0107001	B	10 di 100

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 kN/m^3 (ponte in curva) applicato ad un'altezza convenzionale di 0.8m.

Sovrastruttura ferroviaria	$0.8 \text{ m} * 3.7\text{m} * 20 \text{ KN/m}^3 = 59.2 \text{ KN/m}$
Muretti per marciapiedi FFP	$2 * 0.3 \text{ m} * 1.4\text{m} * 25 \text{ KN/m}^3 = 21 \text{ KN/m}$
Grigliato marciapiede (50 kg/m ² compresi i profili di supporto)	$2 * 2.0 \text{ m} * 0.5 \text{ KN/m}^2 = 2.0 \text{ KN/m}$
Barriere parapetto	$2 * 2.5 \text{ KN/m} = 5.0 \text{ KN/m}$
Canalette portacavi (2.0 KN/m)	<u>2.0 KN/m</u>
	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
ϵ_{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

$$N_{rit} = \sigma_{rit} * A_c = 1330 \text{ Kpa} * (0.35 \text{ m} * 8.6\text{m}) = 4003.3 \text{ KN}$$

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 pari a:

$$N_{\Delta T, NU} = +/- 6020 \text{ kN}$$

$$M_{\Delta T, NU} = +/- 4515 \text{ kNm per l'impalcato con travi di altezza 2.6 m,}$$

$$M_{\Delta T, NU} = +/- 7525 \text{ kNm per l'impalcato con travi di altezza 3.0 m.}$$

4.4 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO FERROVIARIO

Traffico normale: Treno LM71

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

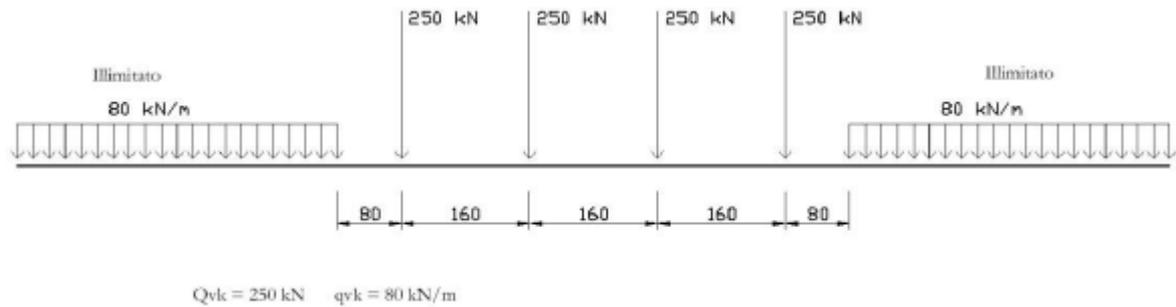


Figura 5.2.1 - Treno di carico LM71

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

$e_{LM71} = 80 \text{ mm}$

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

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:

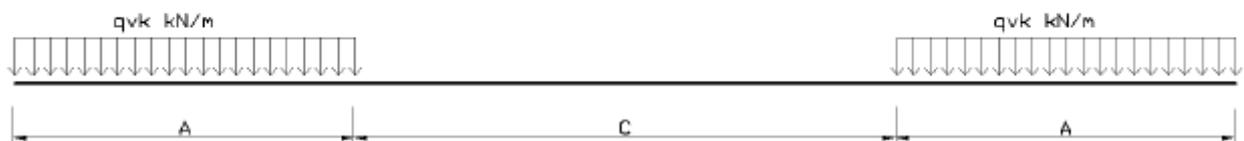


Fig. 5.2.2 Treno di carico SW

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

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_Φ valutata secondo la Tabella 2.5.1.4.2.5.3-1 del manuale di progettazione Ponti RFI

- Travi principali - campata da 45m $L_\Phi = L_c = 43.0$ m **$\Phi_3 = 1.07$**
- Travi principali - campata da 40m $L_\Phi = L_c = 38.0$ m **$\Phi_3 = 1.09$**
- Travi principali - campata da 30m $L_\Phi = L_c = 29.0$ m **$\Phi_3 = 1.15$**
- Soletta impalcato - luce netta 2.7m $L_\Phi = 3 * L_c = 8.10$ 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 45m $L_\Phi = L_c = 43.0$ m **$\Phi_2 = 1.05$**
- Travi principali - campata da 40m $L_\Phi = L_c = 38.0$ m **$\Phi_2 = 1.06$**
- Travi principali - campata da 30m $L_\Phi = L_c = 29.0$ m **$\Phi_2 = 1.10$**
- Soletta impalcato - luce netta 2.7m $L_\Phi = 3 * L_c = 8.10$ m **$\Phi_2 = 1.36$**

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 α .

VI01 – Viadotto struttura mista

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0107001	B	14 di 100

- LM71 ($\alpha=1.1$):

Campata [m]	Avviamento Q1a,k [KN]	Frenatura Q1b,k [KN]
45	1110	990
40	1000	880
30	1089	660

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

Campata (m)	Avviamento Q1a,k [KN]	Frenatura Q1b,k [KN]
45	1000	1330
40	1000	1155
30	990	875

Serpeggio

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

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

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/s²;

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 $r=1100$ m

Velocità di progetto $V=140$ km/h (LM71)

$V=100$ km/h (SW/2)

Calcolo del coefficiente $V^2/127r$

- LM71: 0.14
- SW/2: 0.07

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

14% del carico verticale LM71

7% del carico verticale SW/2

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

4.5 VENTO

L'azione del vento è schematizzata come una pressione statica la cui intensità è data da:

$$p = q_b * c_e * c_p * c_d$$

dove

q_b pressione cinetica di riferimento

c_e coefficiente di esposizione

c_p coefficiente di forma (1.4 prima trave 0.2 travi successive)

c_d coefficiente dinamico (=1)

Per l'opera in studio si ha:

- Velocità di riferimento del vento:

$$v_b = 28 \text{ m/s (Sardegna orientale con altitudine } <750 \text{ m slm)}$$

- Pressione cinetica di riferimento ($\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$):

$$q_b = 0.5 * \rho * v_b^2 = 490 \text{ N/m}^2 = 0.49 \text{ KN/m}^2$$

- Coefficiente di esposizione:

$$c_e = k_r^2 * c_t * \ln(z/z_0) * [7 + c_t \ln(z/z_0)] = 2.81$$

$$k_r = 0.19 \text{ e } z_0 = 0.05 \text{ m (II cat. esposizione del sito, Zona 6, Rugosità D)}$$

$$c_t = 1 \text{ (coefficiente di topografia)}$$

$$z = 20 \text{ m (quota media impalcato dal pc)}$$

In definitiva la pressione del vento vale:

$$p = 0.49 \text{ KN/m}^2 * 2.81 * 1.4 * 1 = 1.93 \text{ KN/m}^2 \quad \text{(trave direttamente investita)}$$

$$p = 0.49 \text{ KN/m}^2 * 2.81 * 0.2 * 1 = 0.28 \text{ KN/m}^2 \quad \text{(travi successive)}$$

VI01 – Viadotto struttura mista

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0107001	B	17 di 100

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=30m; L=40m	L=45m
H impalcato	3.8 m	4.2 m
H treno	4 m	4 m
H trave	2.6 m	3.0 m

La forza orizzontale al metro lineare applicata sugli impalcato di luce 30 e 40 metri è dunque pari a :

$$F_{\text{vento}} = 1.93 \text{ KN/m} * (4+3.8)\text{m} + 0.28\text{KN/m} * 2.6\text{m} = 15.78 \text{ kN/m} \quad \text{Ponte carico}$$

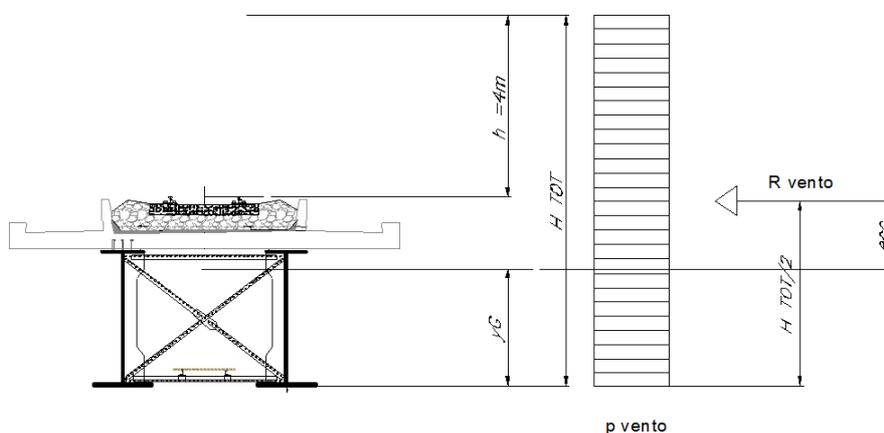
$$F_{\text{vento}^*} = 1.93 \text{ KN/m} * 3.8\text{m} + 0.28\text{KN/m} * 2.6\text{m} = 8.06 \text{ kN/m} \quad \text{Ponte scarico}$$

La forza orizzontale al metro lineare applicata sull'impalcato di luce 45 metri è dunque pari a :

$$F_{\text{vento}} = 1.93 \text{ KN/m} * (4+4.2)\text{m} + 0.28\text{KN/m} * 3.0\text{m} = 16.67 \text{ kN/m} \quad \text{Ponte carico}$$

$$F_{\text{vento}^*} = 1.93 \text{ KN/m} * 4.2\text{m} + 0.28\text{KN/m} * 3.0\text{m} = 8.95 \text{ kN/m} \quad \text{Ponte scarico}$$

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:



4.6 NEVE

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

4.7 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.

4.8 SISMA (E)

La regione Sardegna ricade in zona sismica di IV categoria, i dati definenti lo spettro sismico sono riportati nella tabella 2 relativa alla pericolosità sismica del territorio nazionale contenuta nelle NTC2008.

TABELLA 2: Valori di a_g, F_o, T_c^* per le isole, con l'esclusione della Sicilia, Ischia, Procida e Capri.

Isole	$T_R=30$			$T_R=50$			$T_R=72$			$T_R=101$			$T_R=140$			$T_R=201$			$T_R=475$			$T_R=975$			$T_R=2475$		
	a_g	F_o	T_c^*	a_g	F_o	T_c^*	a_g	F_o	T_c^*	a_g	F_o	T_c^*	a_g	F_o	T_c^*	a_g	F_o	T_c^*	a_g	F_o	T_c^*	a_g	F_o	T_c^*	a_g	F_o	T_c^*
Arcipelago Toscano, Isole Egadi, Pantelleria, Sardegna, Lampedusa, Linosa, Ponza, Palmarola, Zannone	0,186	2,61	0,273	0,235	2,67	0,296	0,274	2,70	0,303	0,314	2,73	0,307	0,351	2,78	0,313	0,393	2,82	0,322	0,500	2,88	0,340	0,603	2,98	0,372	0,747	3,09	0,401

Per i viadotti in esame si assumono le seguenti caratteristiche dell'opera:

Vita utile $V_u = 75$ anni

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

Pertanto l'azione sismica allo stato limite ultimo (salvaguardia della vita SLV) è caratterizzata da un tempo di ritorno di $T_r = 712$ anni.

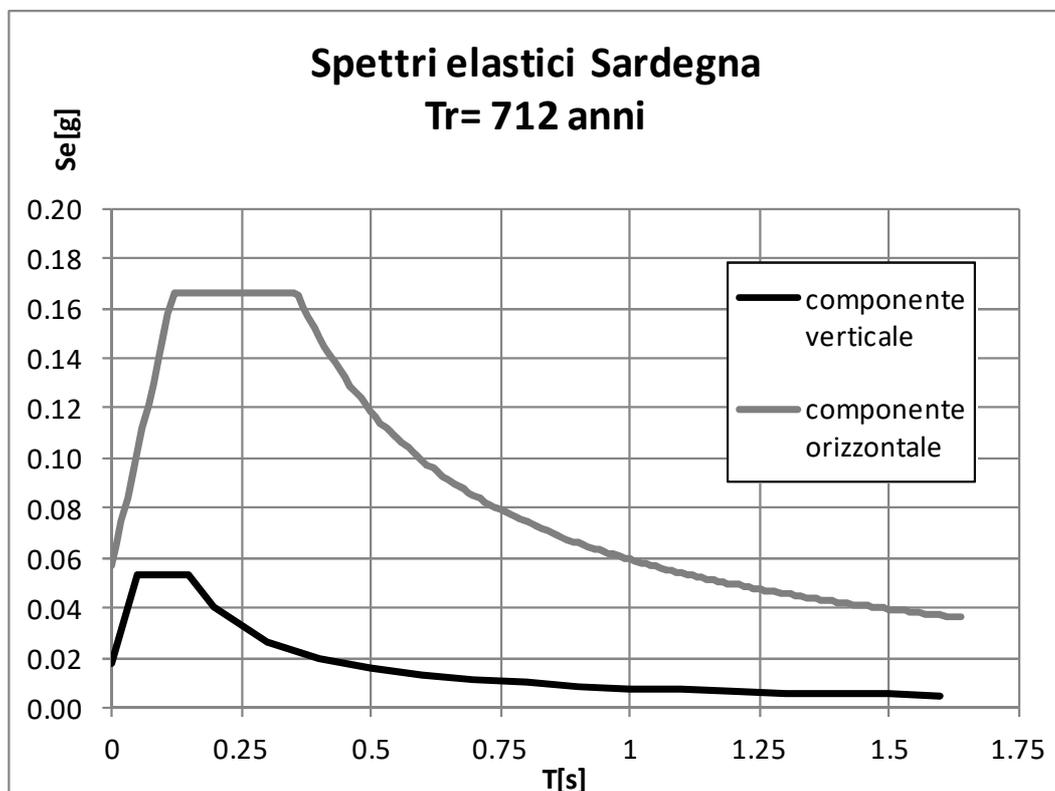
I parametri ottenuti per interpolazione da quelli della tabella 2 sono i seguenti:

SLV	Tr = 712 anni
ag [g]	0.057
Fo	2.936
T*c [s]	0.358

Considerate le caratteristiche dei terreni di fondazione (vedasi relazione geotecnica) e quelle topografiche si assume una categoria di sottosuolo “A” ($S_S = 1.0$) ed un coefficiente topografico T1 ($S_T = 1.0$).

In definitiva dunque le due componenti degli spettri sismici per lo SLV sono i seguenti :

SLV	componente Orizz.	Componente Vert.
ag [g]	0.057	0.018
Fo,v	2.936	0.943
Tb [s]	0.119	0.05
Tc [s]	0.358	0.15
Tc [s]	10.827	1.00
η	1	1



4.9 AZIONI ECCEZIONALI

Quale azione eccezionale si considera il deragliamento del treno al di sopra del ponte.

Caso 1

Si considerano due carichi lineari $q_{A1d} = 60\text{KN/m}$ (comprensivo dell'effetto dinamico) ciascuno, posizionati longitudinalmente su una lunghezza di 6.4m. Trasversalmente i due carichi distanti tra loro $s = 1435\text{mm}$ saranno posizionati in tutte le posizioni più sfavorevoli entro i limiti indicati nella figura sottostante.

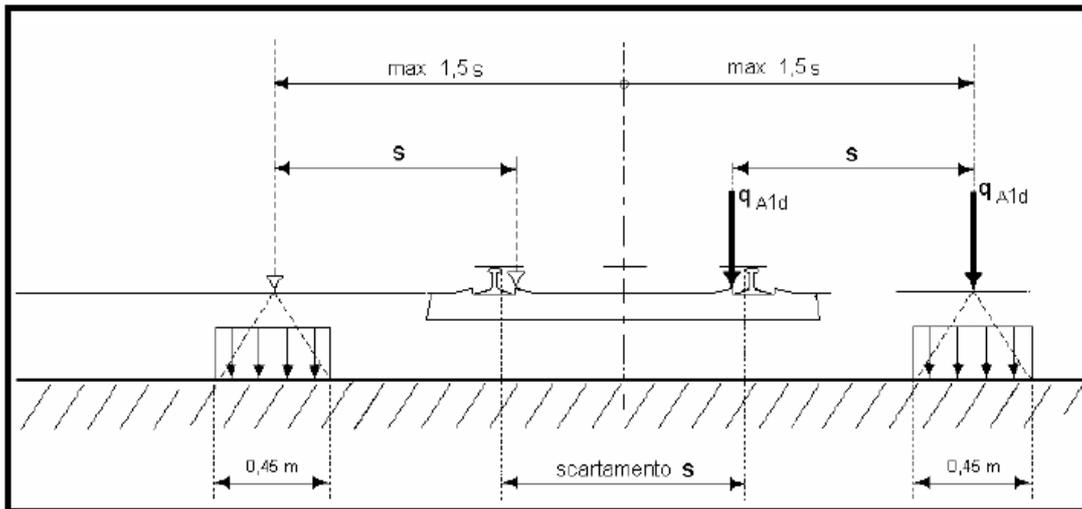


Figura 5.2.12 - Caso 1

Caso 2

Si considera un carico unico $q_{A2d} = 80 \cdot 1.4 \text{ KN/m}$ esteso per 20m e disposto con una eccentricità massima verso l'esterno di $1.5s$ ($s=1435\text{mm}$, scartamento) rispetto all'asse del binario. Tale condizione di carico è impiegata per verificare la stabilità globale dell'opera (ribaltamento dell'impalcato) ed il collasso della soletta.

VI01 – Viadotto struttura mista
Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0107001	B	21 di 100

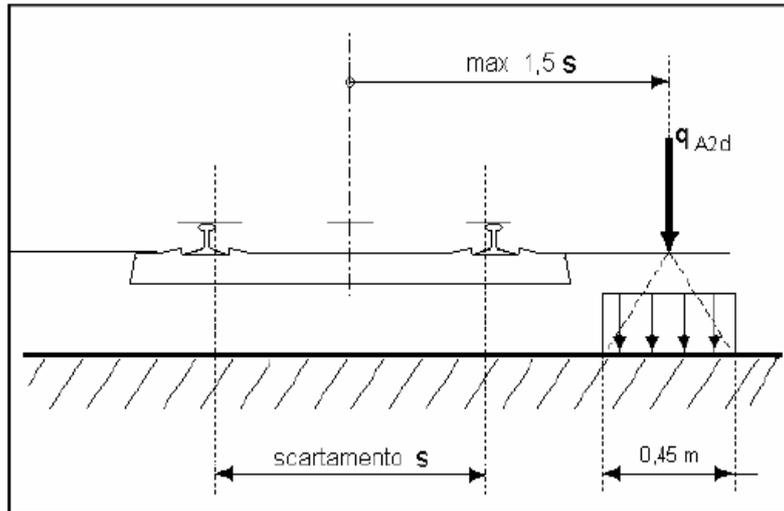


Figura 5.2.13 - Caso 2

5 IMPALCATO

L'impalcato ospita un singolo binario ed è realizzato mediante 2 travi a struttura mista in acciaio calcestruzzo di luce netta pari a 43.0m, 38.0m e 28.0 m ed altezza di 2.6m per le campate di luce 28 e 38m ed altezza di 3.0m per la campata di luce 43.0m. L'interasse delle travi è pari a 3.6m, mentre l'altezza complessiva dell'impalcato dal piano del ferro è pari a 3.80m (per le luci minori) e 4.20m (per la luce massima).

Le travi metalliche sono costituite da due tipologie di conci saldati a completa penetrazione, o in alternativa bullonati. Il varo delle coppie di travi verrà effettuato per sollevamento per mezzo di una autogrù. Una volta posizionate saranno solidarizzate con il montaggio dei traversi e dei controventi, posti sia inferiormente che superiormente.

La soletta sarà gettata in opera su predalles in cls prefabbricate autoportanti.

Oltre i traversi di testata, realizzati a sezione piena, sono previsti traversi intermedi reticolari.

5.1 MODELLAZIONE E SOFTWARE DI CALCOLO

Per lo studio del comportamento strutturale dell'impalcato sotto i carichi d'esercizio si è fatto ricorso al codice di analisi strutturale SAP2000 della CSI.

Il modello di calcolo prescelto 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 ciascuno è impiegato per il calcolo delle sollecitazioni afferenti alla condizione che esso rappresenta:

Modello n0 – solo carpenteria metallica

Azioni agenti:

Pesi propri strutturali (g1):

- 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.

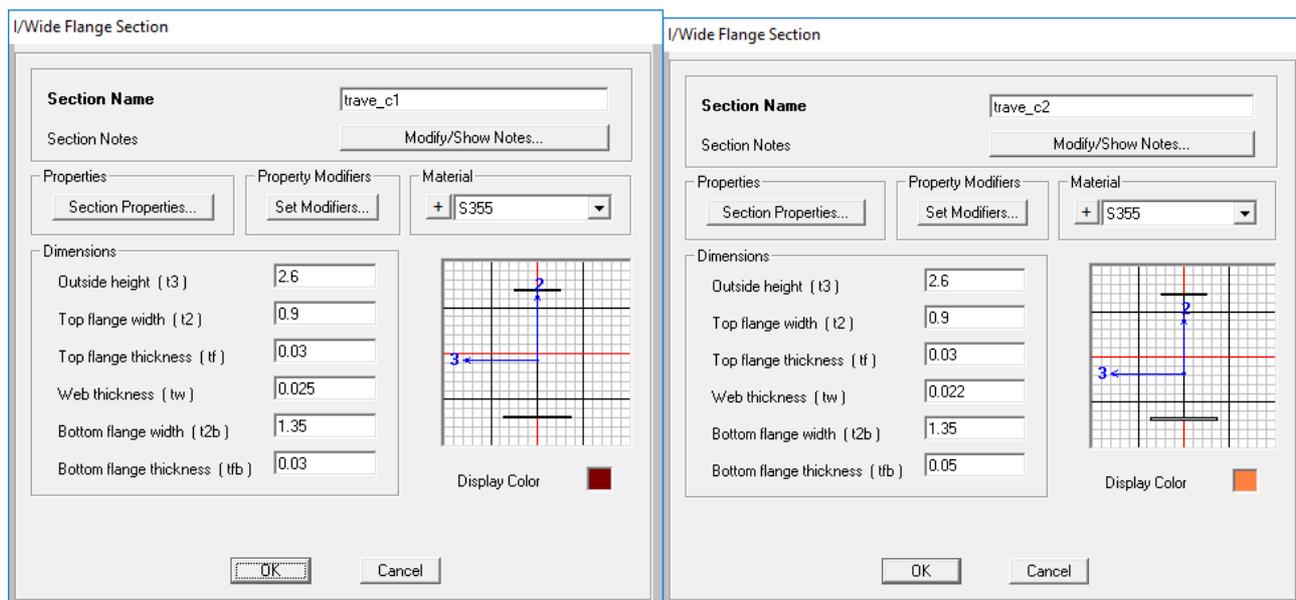


Figura 2: caratteristiche geometriche delle due tipologie di concio di trave - modello n0 – L=30 e 40m

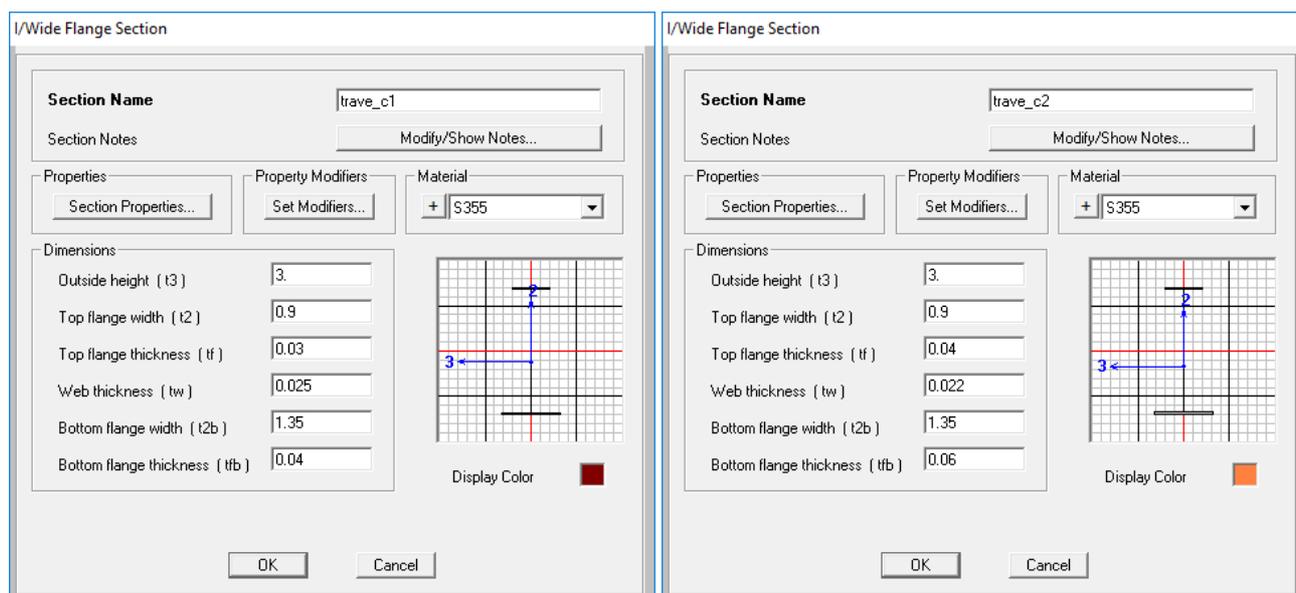


Figura 3: caratteristiche geometriche delle due tipologie di concio di trave - modello n0 – L=45m

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

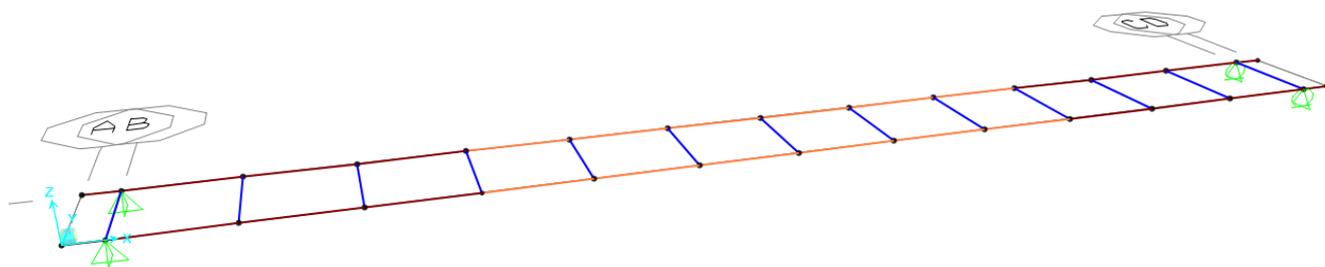


Figura 4: modello n0

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 (l), il materiale (acciaio, $E=2,1 \cdot 10^8 \text{ kN/m}^2$) e la forza applicata ($P=100 \text{ kN}$), si ricava lo spostamento $w=P/k$.

Per ricavare la rigidezza assiale ($k = EA / l$) si attribuisce un cedimento η 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.

VI01 – Viadotto struttura mista
Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0107001	B	25 di 100

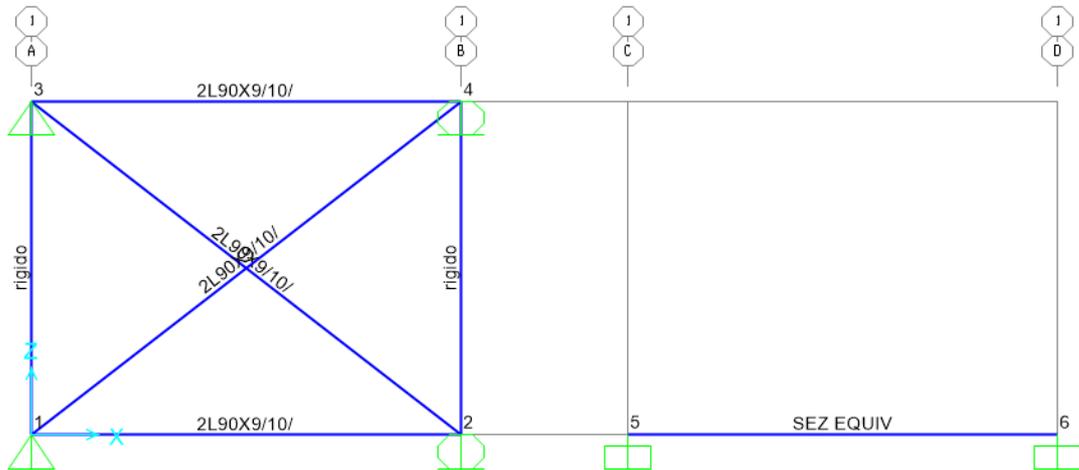


Figura 5: sotto-modellazione del trasverso reticolare, configurazione indeformata

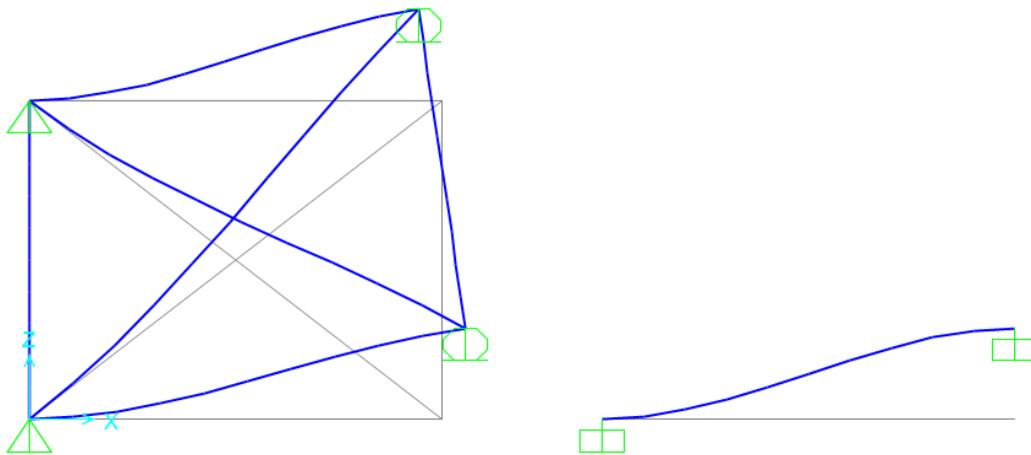
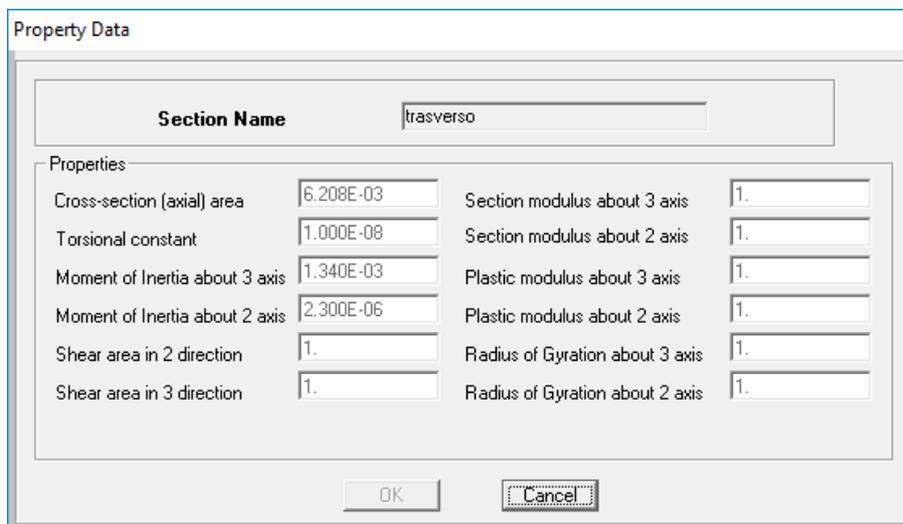


Figura 6: sotto-modellazione del trasverso reticolare, configurazione deformata

	VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO - SASSARI - OLBIA VARIANTE DI BONORVA - TORRALBA					
VI01 – Viadotto struttura mista Relazione di calcolo impalcato	COMMESSA RR0H	LOTTO 04	CODIFICA D13CL	DOCUMENTO VI0107001	REV. B	FOGLIO 26 di 100



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.

Figura 7: caratteristiche inerziali equivalenti del trasverso reticolare L=30m, 40m e 45m

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 (ϵ_2);
- Effetto della termica uniforme (ϵ_{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.

VI01 – Viadotto struttura mista
Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0107001	B	27 di 100

I/Wide Flange Section

Section Name trave_c1

Section Notes

Properties

Property Modifiers

Material + S355

Dimensions

Outside height (t3) 2.6

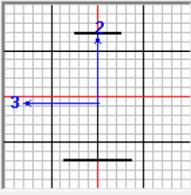
Top flange width (t2) 0.9

Top flange thickness (tf) 0.03

Web thickness (tw) 0.025

Bottom flange width (t2b) 1.35

Bottom flange thickness (tfb) 0.03



Display Color

Frame Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area 1.77

Shear Area in 2 direction 1

Shear Area in 3 direction 1

Torsional Constant 81

Moment of Inertia about 2 axis 23

Moment of Inertia about 3 axis 2.04

Mass 1

Weight 1

I/Wide Flange Section

Section Name trave_c2

Section Notes

Properties

Property Modifiers

Material + S355

Dimensions

Outside height (t3) 2.6

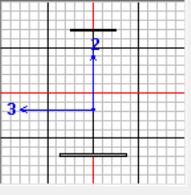
Top flange width (t2) 0.9

Top flange thickness (tf) 0.03

Web thickness (tw) 0.022

Bottom flange width (t2b) 1.35

Bottom flange thickness (tfb) 0.05



Display Color

Frame Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

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

Weight 1

Figura 8: caratteristiche geometriche delle due tipologie di concio di trave - modello n18 – L=30m e 40m

I/Wide Flange Section

Section Name trave_c1
Section Notes

Properties Property Modifiers Material + S355

Dimensions

Outside height (t3)	3.
Top flange width (t2)	0.9
Top flange thickness (tf)	0.03
Web thickness (tw)	0.025
Bottom flange width (t2b)	1.35
Bottom flange thickness (tfb)	0.04

Display Color

Frame Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	1.66
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	154
Moment of Inertia about 2 axis	23
Moment of Inertia about 3 axis	2.08
Mass	1
Weight	1

I/Wide Flange Section

Section Name trave_c2
Section Notes

Properties Property Modifiers Material + S355

Dimensions

Outside height (t3)	3.
Top flange width (t2)	0.9
Top flange thickness (tf)	0.04
Web thickness (tw)	0.022
Bottom flange width (t2b)	1.35
Bottom flange thickness (tfb)	0.06

Display Color

Frame Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	1.56
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	115
Moment of Inertia about 2 axis	18
Moment of Inertia about 3 axis	1.98
Mass	1
Weight	1

Figura 9: caratteristiche geometriche delle due tipologie di concio di trave - modello n18 – L=45m

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.

	VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO - SASSARI - OLBIA VARIANTE DI BONORVA - TORRALBA					
VI01 – Viadotto struttura mista Relazione di calcolo impalcato	COMMESSA RR0H	LOTTO 04	CODIFICA D13CL	DOCUMENTO VI0107001	REV. B	FOGLIO 29 di 100

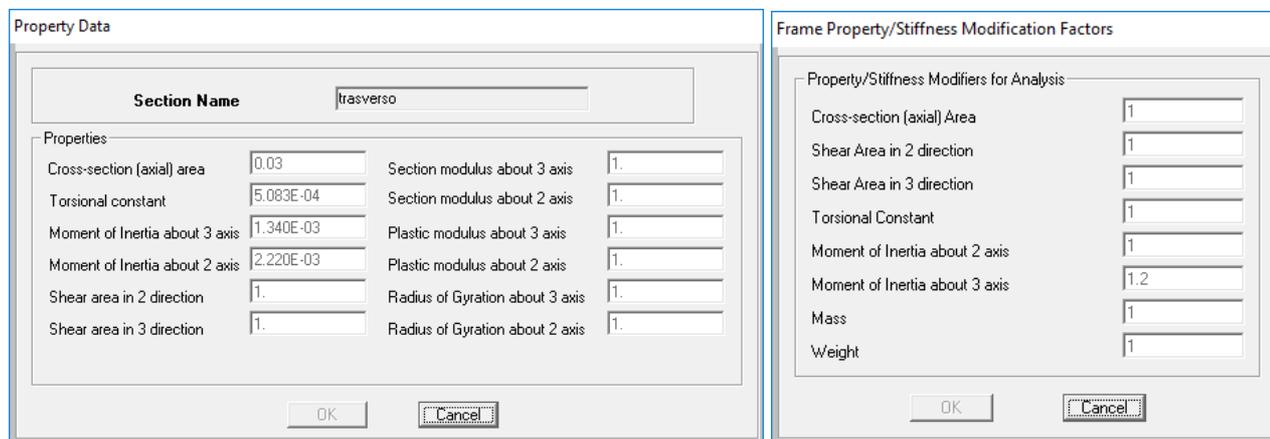


Figura 10: elementi frame per il trasverso equivalente - modello n18

Per modellare la soletta, sono stati inseriti ulteriori elementi frame trasversali, con interasse 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:

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

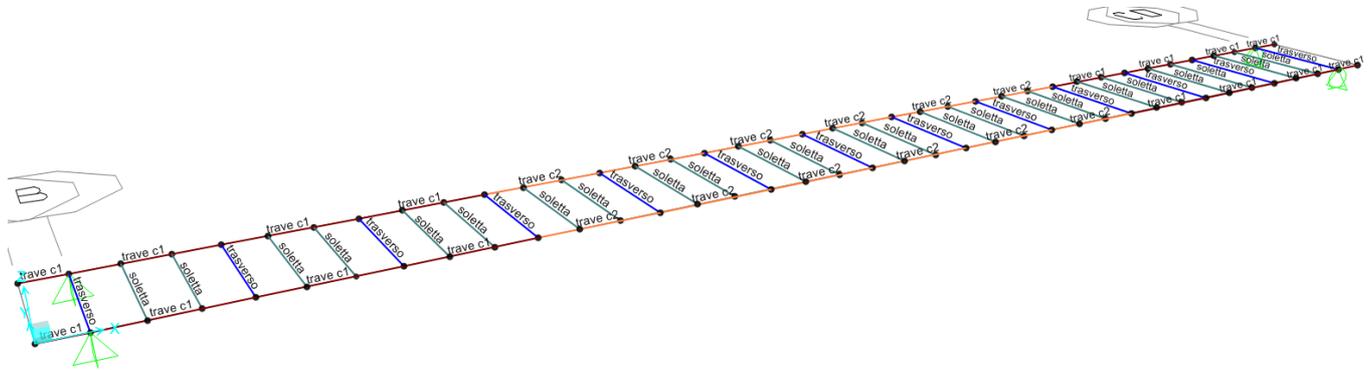


Figura 11: modello n18

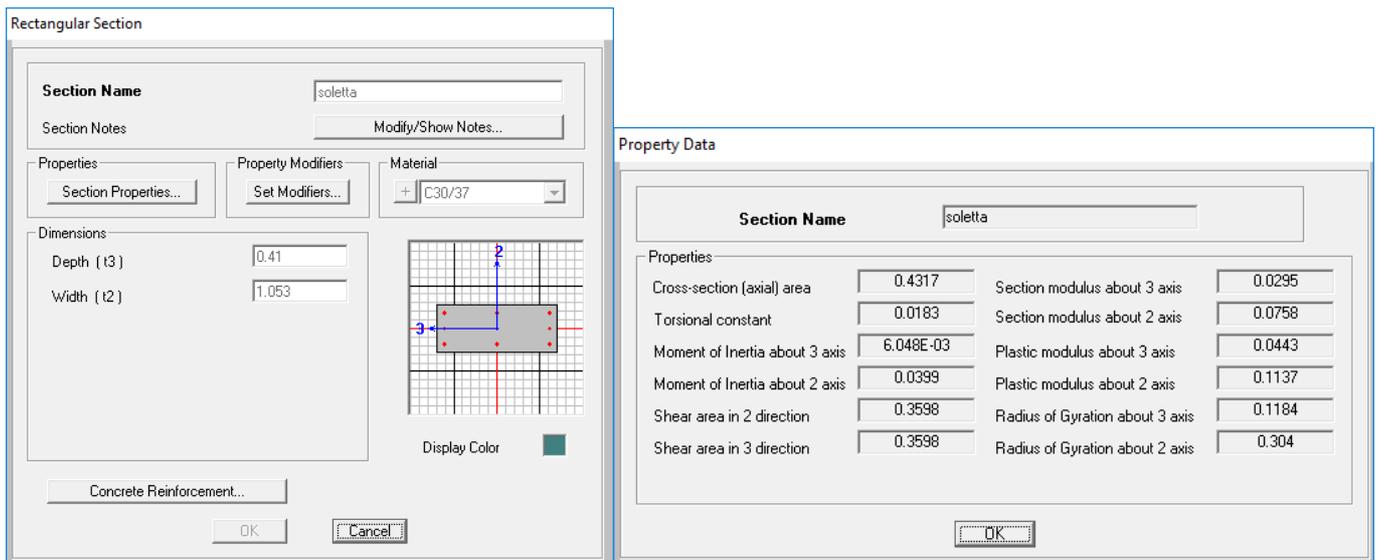


Figura 12: elementi frame di soletta - modello n18

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 $n_0/n_L = 6$.

VI01 – Viadotto struttura mista
Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0107001	B	31 di 100

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="0.03"/>
Web thickness (tw)	<input type="text" value="0.025"/>
Bottom flange width (t2b)	<input type="text" value="1.35"/>
Bottom flange thickness (tfb)	<input type="text" value="0.03"/>

Display Color:

Frame Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis:

Cross-section (axial) Area	<input type="text" value="3.3"/>
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="0"/>
Moment of Inertia about 2 axis	<input type="text" value="68"/>
Moment of Inertia about 3 axis	<input type="text" value="2.68"/>
Mass	<input type="text" value="1"/>
Weight	<input type="text" value="1"/>

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="0.03"/>
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="0.05"/>

Display Color:

Frame Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis:

Cross-section (axial) Area	<input type="text" value="3.21"/>
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="0"/>
Moment of Inertia about 2 axis	<input type="text" value="54"/>
Moment of Inertia about 3 axis	<input type="text" value="2.81"/>
Mass	<input type="text" value="1"/>
Weight	<input type="text" value="1"/>

Figura 13: caratteristiche geometriche delle due tipologie di concio di trave - modello n6 – L=30m e 40m

I/Wide Flange Section

Section Name: trave_c1

Section Notes: Modify/Show Notes...

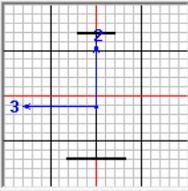
Properties: Section Properties...

Property Modifiers: Set Modifiers...

Material: + S355

Dimensions:

- Outside height (t3): 3
- Top flange width (t2): 0.9
- Top flange thickness (tf): 0.03
- Web thickness (tw): 0.025
- Bottom flange width (t2b): 1.35
- Bottom flange thickness (tfb): 0.04



Display Color: ■

OK Cancel

Frame Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis:

- Cross-section (axial) Area: 2.99
- Shear Area in 2 direction: 1
- Shear Area in 3 direction: 1
- Torsional Constant: 0
- Moment of Inertia about 2 axis: 68
- Moment of Inertia about 3 axis: 2.78
- Mass: 1
- Weight: 1

OK Cancel

I/Wide Flange Section

Section Name: trave_c2

Section Notes: Modify/Show Notes...

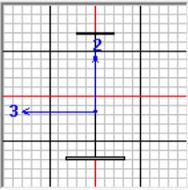
Properties: Section Properties...

Property Modifiers: Set Modifiers...

Material: + S355

Dimensions:

- Outside height (t3): 3
- Top flange width (t2): 0.9
- Top flange thickness (tf): 0.04
- Web thickness (tw): 0.022
- Bottom flange width (t2b): 1.35
- Bottom flange thickness (tfb): 0.06



Display Color: ■

OK Cancel

Frame Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis:

- Cross-section (axial) Area: 2.69
- Shear Area in 2 direction: 1
- Shear Area in 3 direction: 1
- Torsional Constant: 0
- Moment of Inertia about 2 axis: 54
- Moment of Inertia about 3 axis: 2.71
- Mass: 1
- Weight: 1

OK Cancel

Figura 14: caratteristiche geometriche delle due tipologie di concio di trave - modello n6 – L=45m

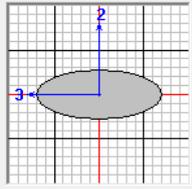
General Section

Section Name

Section Notes

Properties Property Modifiers Material

Dimensions
Depth (t3)
Width (t2)



Display Color

Property Data

Section Name

Properties

Cross-section (axial) area	<input type="text" value="6.208E-03"/>	Section modulus about 3 axis	<input type="text" value="1."/>
Torsional constant	<input type="text" value="1.000E-08"/>	Section modulus about 2 axis	<input type="text" value="1."/>
Moment of Inertia about 3 axis	<input type="text" value="1.340E-03"/>	Plastic modulus about 3 axis	<input type="text" value="1."/>
Moment of Inertia about 2 axis	<input type="text" value="2.300E-06"/>	Plastic modulus about 2 axis	<input type="text" value="1."/>
Shear area in 2 direction	<input type="text" value="1."/>	Radius of Gyration about 3 axis	<input type="text" value="1."/>
Shear area in 3 direction	<input type="text" value="1."/>	Radius of Gyration about 2 axis	<input type="text" value="1."/>

Figura 15: elementi frame per il trasverso equivalente - modello n6

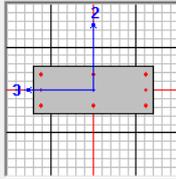
Rectangular Section

Section Name

Section Notes

Properties Property Modifiers Material

Dimensions
Depth (t3)
Width (t2)



Display Color

Property Data

Section Name

Properties

Cross-section (axial) area	<input type="text" value="0.4317"/>	Section modulus about 3 axis	<input type="text" value="0.0295"/>
Torsional constant	<input type="text" value="0.0183"/>	Section modulus about 2 axis	<input type="text" value="0.0758"/>
Moment of Inertia about 3 axis	<input type="text" value="6.048E-03"/>	Plastic modulus about 3 axis	<input type="text" value="0.0443"/>
Moment of Inertia about 2 axis	<input type="text" value="0.0399"/>	Plastic modulus about 2 axis	<input type="text" value="0.1137"/>
Shear area in 2 direction	<input type="text" value="0.3598"/>	Radius of Gyration about 3 axis	<input type="text" value="0.1184"/>
Shear area in 3 direction	<input type="text" value="0.3598"/>	Radius of Gyration about 2 axis	<input type="text" value="0.304"/>

Figura 16: elementi frame di soletta - modello n18

Azioni agenti: carichi variabili

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

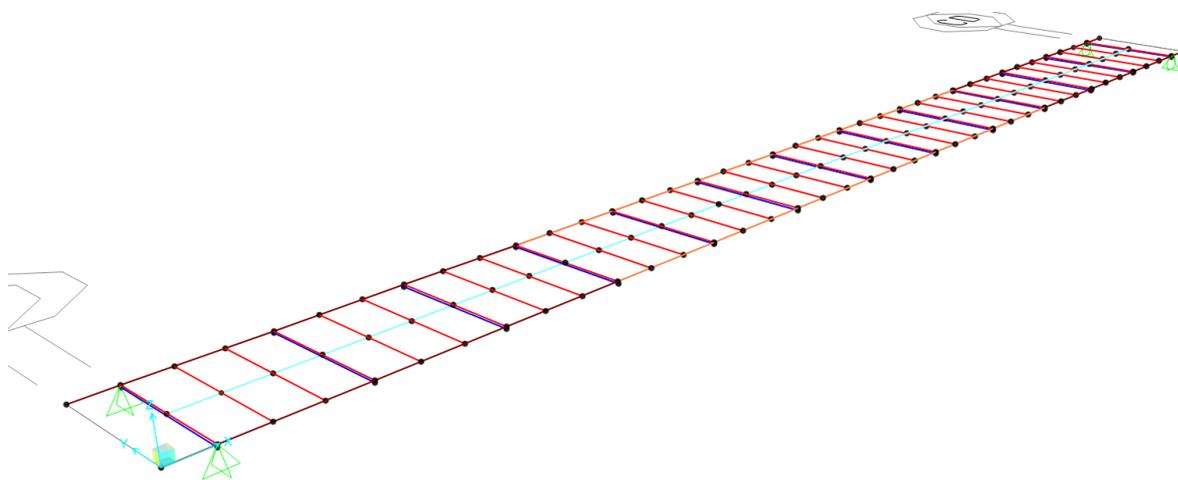


Figura 17: modello n6

Il sistema di riferimento globale è il seguente:

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

Il sistema di riferimento locale è il seguente:

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

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

5.2 COMBINAZIONE DEI CARICHI

5.2.1 Definizione dei gruppi delle azioni da traffico

Ai fini della massimizzazione degli effetti dei carichi ferroviari sulle strutture oggetto di studio, sono stati presi in esame i seguenti gruppi di carico:

	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

Tabella 1

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

5.2.2 Combinazioni azioni SLU

Le verifiche sono state condotte nei confronti delle seguenti combinazioni:

	SLU1	SLU2	SLU3	SLU4	SLU5
G1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G2	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
RIT	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
TERM	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
VENTO	0.9	0.9	0.9	0.9	1.5*
LM71 gr1	1.45	0	0	0	0
LM71 gr3	0	1.45	0	0	0
SW/2 gr1	0	0	1.45	0	0
SW/2 gr3	0	0	0	1.45	0

Tabella 2

* L'azione è riferita al ponte scarico

5.2.3 Combinazioni azioni SLE (comb. caratteristica)

Le verifiche sono state condotte nei confronti delle seguenti combinazioni:

	SLE1	SLE2	SLE3	SLE4	SLE5
G1	1	1	1	1	1
G2	1	1	1	1	1
RIT	1	1	1	1	1
TERM	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
VENTO	0.6	0.6	0.6	0.6	1*
LM71 gr1	1	0	0	0	0
LM71 gr3	0	1	0	0	0
SW/2 gr1	0	0	1	0	0
SW/2 gr3	0	0	0	1	0

Tabella 3

* L'azione è riferita al ponte scarico

5.2.4 Combinazioni sismica

Le verifiche sono state condotte nei confronti delle seguenti combinazioni:

	SLV1	SLV2	SLV3	SLV4
G1	1	1	1	1
G2	1	1	1	1
RIT	1	1	1	1
TERM	0.6	0.6	0.6	0.6
VENTO	0.6	0.6	0.6	0.6
LM71 gr1	0.2	0	0	0
LM71 gr3	0	0.2	0	0
SW/2 gr1	0	0	0.2	0
SW/2 gr3	0	0	0	0.2
E sisma	1	1	1	1

Tabella 4

VI01 – Viadotto struttura mista

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0107001	B	37 di 100

5.3 CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI

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

5.3.1 Sezione Concio Laterale (c1) - H trave = 2.6m

GEOMETRIA (c1)	[mm]
Altezza totale (h)	2600
Larghezza piattabanda sup (bs)	900
Spessore piattabanda sup (ts)	30
Larghezza piattabanda inf (bi)	1350
Spessore piattabanda inf (ti)	30
Spessore anima (tw)	25

Tabella 5

Lunghezza concio di trave:

- impalcato L = 30m: L concio = 9.8 m
- impalcato L = 40m: L concio = 12.3 m

Peso = 1.04 t/m

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)

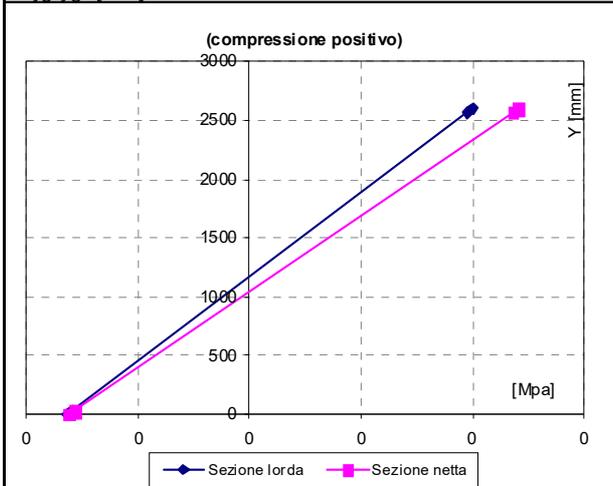
GEOMETRIA (c1)	[mm]
Altezza totale (h)	2600
Larghezza piattabanda sup (bs)	900
Spessore piattabanda sup (ts)	30
Larghezza piattabanda inf (bi)	1350
Spessore piattabanda inf (ti)	30
Spessore anima (tw)	25

ACCIAIO	
fyk [MPa]	355

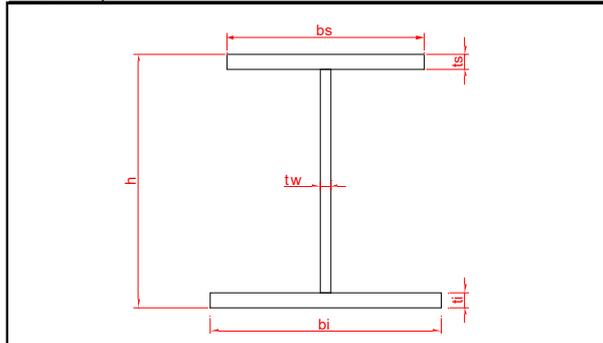
SOLLECITAZIONI	
Ned (+ compresso) [KN]	0
Med (+ teso sotto) [KNm]	1

CARATTERISTICHE ELASTICHE SEZIONE LORDA	
Area [mm ²]	1.31E+05
Baricentro (yg)	1168
AN el (y an el)	1168
J vert [mm ²]	1.43E+11
W sup [mm ³]	1.00E+08
W inf [mm ³]	-1.23E+08
peso [T/m]	1.03

CARATTERISTICHE ELASTICHE SEZIONE NETTA	
Area [mm ²]	9.64E+04
Baricentro (yg*)	1038
AN el (y an el)	1038
J vert* [mm ²]	1.29E+11
W sup* [mm ³]	8.27E+07
W inf* [mm ³]	-1.24E+08
e=yg-yg* [mm]	129



(+ compress.)	sup
Sez.lorda [Mpa]	0
Sez.netta [Mpa]	0
(+ compress.)	inf
Sez.lorda [Mpa]	0
Sez.netta [Mpa]	0



CLASSIFICAZIONE ELEMENTI

A) Piattabanda sup.	EL. COMPRESSO
c	412.5
t	30
c/t	13.8
c/t CL3	11.4
	CLASSE 4
B) Piattabanda inf.	EL. TESO
c	637.5
t	0
c/t	#DIV/0!
c/t CL3	11.4
	CLASSE 1
C) Anima	
c	2490
t	25
PSI	-0.767
c/t	99.6
c/t CL3	82.0
	CLASSE 4

CALCOLO AREE EFFICACI SEZIONI CLASSE 4

A) Piattabanda sup.	EL. COMPRESSO
b	412.5
Ksigma	0.43
LAMBDA p	0.91
p	0.87
beff	360
B) Piattabanda inf.	EL. TESO
b	637.5
Ksigma	0.43
LAMBDA p	#DIV/0!
p	#DIV/0!
beff	638
C) Anima	
b	2490
Ksigma	18.40
LAMBDA p	1.00
p	0.87
beff	1231
beff1	492
beff2	738

VI01 – Viadotto struttura mista
Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0107001	B	39 di 100

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 - per modello di calcolo

	Modello n0	Modello n18	Modello n6
Area [mm ²]	131000	232133	434400
Av [mm ²]	63500	63500	63500
Yg [mm]	1168	1881	2311
Jy [mm ⁴]	1.43E+11	2.96E+11	3.89E+11
Ws, inf [mm ³]	1.23E+08	1.58E+08	1.68E+08
Ws, sup [mm ³]	-1.00E+08	-4.12E+08	-1.35E+09
Wc, sup [mm ³]	0.00E+00	-4.72E+09	-3.34E+09

Tabella 6

Riepilogo caratteristiche inerziali - per verifiche tensionali

	Modello n0	Modello n18	Modello n6
Area [mm ²]	96388	190246	354024
Av [mm ²]	32015	32015	32015
Yg [mm]	1038	1888	2295
Jy [mm ⁴]	1.29E+11	2.72E+11	2.65E+11
Ws, inf [mm ³]	1.24E+08	1.44E+08	1.15E+08
Ws, sup [mm ³]	-8.27E+07	-3.82E+08	-8.68E+08
Wc, sup [mm ³]	0.00E+00	-4.67E+09	-2.48E+09

Tabella 7

5.3.2 Sezione concio centrale (c2) - H trave = 2.6m

GEOMETRIA	[mm]
Altezza totale (h)	2600
Larghezza piattabanda sup (bs)	900
Spessore piattabanda sup (ts)	30
Larghezza piattabanda inf (bi)	1350
Spessore piattabanda inf (ti)	50
Spessore anima (tw)	22

Tabella 8

Lunghezza concio di trave:

- impalcato L = 30m: L concio = 13.2 m
- impalcato L = 40m: L concio = 15.4 m

Peso = 1.20 t/m

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)

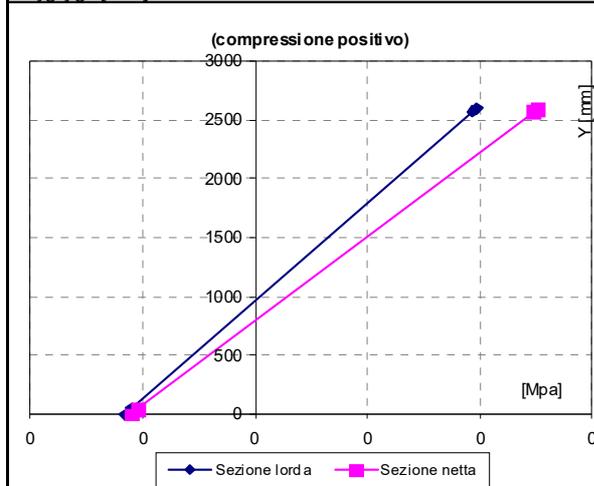
GEOMETRIA	[mm]
Altezza totale (h)	2600
Larghezza piattabanda sup (bs)	900
Spessore piattabanda sup (ts)	30
Larghezza piattabanda inf (bi)	1350
Spessore piattabanda inf (ti)	50
Spessore anima (tw)	22

ACCIAIO	
f _{yk} [MPa]	355

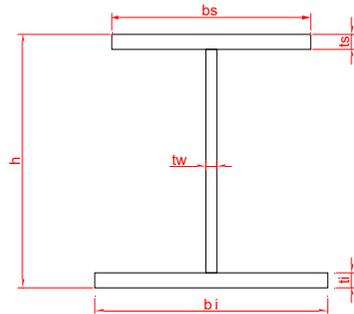
SOLLECITAZIONI	
Ned (+ compresso) [KN]	0
Med (+ teso sotto) [KNm]	1

CARATTERISTICHE ELASTICHE SEZIONE LORDA	
Area [mm ²]	149940
Baricentro (y _g)	961
AN el (y an el)	961
J vert [mm ²]	1.66E+11
W sup [mm ³]	1.02E+08
W inf [mm ³]	-1.73E+08
peso [T/m]	1.18

CARATTERISTICHE ELASTICHE SEZIONE NETTA	
Area [mm ²]	116541
Baricentro (y _g [*])	796
AN el (y an el)	796
J vert [*] [mm ²]	1.43E+11
W sup [*] [mm ³]	7.95E+07
W inf [*] [mm ³]	-1.80E+08
e=y _g -y _g [*] [mm]	165



(+ compress.)	* sup
Sez.lorda [Mpa]	0
Sez.netta [Mpa]	0
(+ compress.)	* inf
Sez.lorda [Mpa]	0
Sez.netta [Mpa]	0



CLASSIFICAZIONE ELEMENTI	
A) Piattabanda sup.	EL.COMPRESSO
c	417
t	30
c/t	13.9
c/t CL3	11.4
	CLASSE 4
B) Piattabanda inf.	EL.TESO
c	642
t	0
c/t	#DIV/0!
c/t CL3	11.4
	CLASSE 1
C) Anima	
c	2476
t	22
PSI	-0.531
c/t	112.5
c/t CL3	69.1
	CLASSE 4

CALCOLO AREE EFFICACI SEZIONI CLASSE 4	
A) Piattabanda sup.	EL.COMPRESSO
b	417
Ksigma	0.43
LAMBDA p	0.92
p	0.87
b _{eff}	361
B) Piattabanda inf.	EL.TESO
b	642
Ksigma	0.43
LAMBDA p	#DIV/0!
p	#DIV/0!
b _{eff}	642
C) Anima	
b	2476
Ksigma	13.91
LAMBDA p	1.31
p	0.69
b _{eff}	1110
b _{eff1}	444
b _{eff2}	666

VI01 – Viadotto struttura mista
Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0107001	B	42 di 100

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 - per modello di calcolo

	Modello n0	Modello n18	Modello n6
Area [mm ²]	150380	251513	453780
Av [mm ²]	55880	55880	55880
Yg [mm]	969	1708	2197
Jy [mm ⁴]	1.69E+11	3.73E+11	5.08E+11
Ws, inf [mm ³]	1.75E+08	2.19E+08	2.31E+08
Ws, sup [mm ³]	-1.04E+08	-4.18E+08	-1.26E+09
Wc, sup [mm ³]	0.00E+00	-5.16E+09	-3.75E+09

Tabella 9

Riepilogo caratteristiche inerziali - per verifiche tensionali

	Modello n0	Modello n18	Modello n6
Area [mm ²]	116541	210608	374386
Av [mm ²]	25377	25377	25377
Yg [mm]	796	1674	2152
Jy [mm ⁴]	1.43E+11	3.46E+11	3.42E+11
Ws, inf [mm ³]	1.80E+08	2.06E+08	1.59E+08
Ws, sup [mm ³]	-7.95E+07	-3.73E+08	-7.64E+08
Wc, sup [mm ³]	0.00E+00	-4.93E+09	-2.62E+09

Tabella 10

VI01 – Viadotto struttura mista

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0107001	B	43 di 100

5.3.3 Sezione Concio Laterale (c1) - H trave = 3.0m

GEOMETRIA (c1)	[mm]
Altezza totale (h)	3000
Larghezza piattabanda sup (bs)	900
Spessore piattabanda sup (ts)	30
Larghezza piattabanda inf (bi)	1350
Spessore piattabanda inf (ti)	40
Spessore anima (tw)	25

Tabella 11

Lunghezza concio di trave:

$$L \text{ concio} = 13.95 \text{ m (impalcato } L = 45\text{m)}$$

Peso = 1.23 t/m

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.

VI01 – Viadotto struttura mista

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0107001	B	44 di 100

VI01 – Viadotto struttura mista
Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0107001	B	45 di 100

Larghezza collaborante

$$b_{eff} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2} = 4.50m$$

con

$$b_0 = 0.5m$$

$$b_{e1} = 2.25 m$$

$$b_{e2} = 1.75 m$$

$$\beta_1 = (0.55 + 0.025 * 43/2.25) = 1.03 > 1 \rightarrow \beta_1 = 1$$

$$\beta_2 = (0.55 + 0.025 * 43/1.75) = 1.093 > 1 \rightarrow \beta_2 = 1$$

Riepilogo caratteristiche inerziali - per modello di calcolo

	Modello n0	Modello n18	Modello n6
Area [mm ²]	154250	256750	461750
Av [mm ²]	73250	73250	73250
Yg [mm]	1244	2027	2550
Jy [mm ⁴]	2.20E+11	4.57E+11	6.15E+11
Ws, inf [mm ³]	1.77E+08	2.25E+08	2.41E+08
Ws, sup [mm ³]	-1.25E+08	-4.70E+08	-1.37E+09
Wc, sup [mm ³]	-1.25E+08	-5.95E+09	-4.29E+09

Tabella 12

Riepilogo caratteristiche inerziali - per verifiche tensionali

	Modello n0	Modello n18	Modello n6
Area [mm ²]	110517	206437	373937
Av [mm ²]	32644	32644	32644
Yg [mm]	1053	2033	2541
Jy [mm ⁴]	1.92E+11	4.21E+11	4.13E+11
Ws, inf [mm ³]	1.82E+08	2.07E+08	1.63E+08
Ws, sup [mm ³]	-9.84E+07	-4.35E+08	-9.01E+08
Wc, sup [mm ³]	0.00E+00	-5.82E+09	-3.12E+09

Tabella 13

	VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO - SASSARI - OLBIA VARIANTE DI BONORVA - TORRALBA					
VI01 – Viadotto struttura mista Relazione di calcolo impalcato	COMMESSA RR0H	LOTTO 04	CODIFICA D13CL	DOCUMENTO VI0107001	REV. B	FOGLIO 46 di 100

5.3.4 Sezione concio centrale (c2) - H trave = 3.0m

<u>GEOMETRIA</u>	[mm]
Altezza totale (h)	3000
Larghezza piattabanda sup (bs)	900
Spessore piattabanda sup (ts)	40
Larghezza piattabanda inf (bi)	1350
Spessore piattabanda inf (ti)	60
Spessore anima (tw)	22

Tabella 14

Lunghezza concio di trave:

L concio = 17.10 m (impalcato L = 45m)

Peso = 1.45 t/m

Classificazione della sezione

La sezione risulta di classe 4, in quanto il piatto superiore risulta di classe 3, mentre l'anima risulta di classe 4. 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)

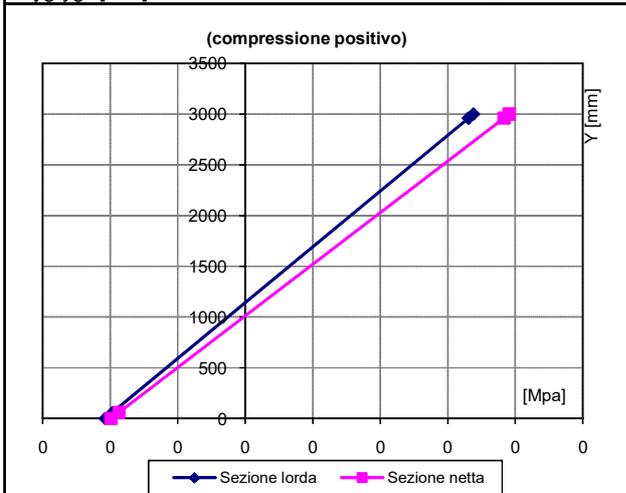
GEOMETRIA	[mm]
Altezza totale (h)	3000
Larghezza piattabanda sup (bs)	900
Spessore piattabanda sup (ts)	40
Larghezza piattabanda inf (bi)	1350
Spessore piattabanda inf (ti)	60
Spessore anima (tw)	22

ACCIAIO	
f _{yk} [MPa]	355

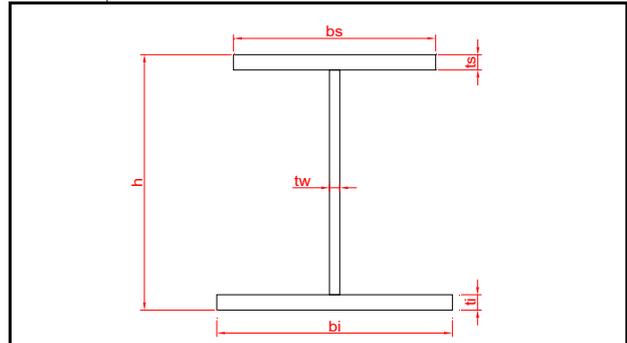
SOLLECITAZIONI	
Ned (+ compresso) [KN]	0
Med (+ teso sotto) [KNm]	1

CARATTERISTICHE ELASTICHE SEZIONE LORDA	
Area [mm ²]	180800
Baricentro (y _g)	1140
AN el (y an el)	1140
J vert [mm ²]	2.75E+11
W sup [mm ³]	1.48E+08
W inf [mm ³]	-2.41E+08
peso [T/m]	1.42

CARATTERISTICHE ELASTICHE SEZIONE NETTA	
Area [mm ²]	142661
Baricentro (y _g [*])	1011
AN el (y an el)	1011
J vert [*] [mm ²]	2.54E+11
W sup [*] [mm ³]	1.28E+08
W inf [*] [mm ³]	-2.52E+08
e=y _g -y _g [*] [mm]	129



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



CLASSIFICAZIONE ELEMENTI

A) Piattabanda sup.	EL.COMPRESSO
c	417
t	40
c/t	10.4
c/t CL3	11.4
	>= CLASSE 3
B) Piattabanda inf.	EL.TESO
c	642
t	0
c/t	#DIV/0!
c/t CL3	11.4
	CLASSE 1
C) Anima	
c	2856
t	22
PSI	-0.593
c/t	129.8
c/t CL3	72.1
	CLASSE 4

CALCOLO AREE EFFICACI SEZIONI CLASSE 4

A) Piattabanda sup.	EL.COMPRESSO
b	417
Ksigma	0.43
LAMBDA p	0.69
p	1.00
b _{eff}	417
B) Piattabanda inf.	EL.TESO
b	642
Ksigma	0.43
LAMBDA p	#DIV/0!
p	#DIV/0!
b _{eff}	642
C) Anima	
b	2856
Ksigma	14.98
LAMBDA p	1.45
p	0.63
b _{eff}	1122
b _{eff1}	449
b _{eff2}	673

VI01 – Viadotto struttura mista
Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0107001	B	48 di 100

Larghezza collaborante

$$b_{eff} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2} = 4.50m$$

con

$$b_0 = 0.5m$$

$$b_{e1} = 2.25 m$$

$$b_{e2} = 1.75 m$$

$$\beta_1 = (0.55 + 0.025 * 38/2.25) = 1.03 > 1 \rightarrow \beta_1 = 1$$

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

Riepilogo caratteristiche inerziali - per modello di calcolo

	Modello n0	Modello n18	Modello n6
Area [mm ²]	181460	283960	488960
Av [mm ²]	64460	64460	64460
Yg [mm]	1152	1893	2443
Jy [mm ⁴]	2.81E+11	5.57E+11	7.62E+11
Ws, inf [mm ³]	2.44E+08	2.94E+08	3.12E+08
Ws, sup [mm ³]	-1.52E+08	-5.04E+08	-1.37E+09
Wc, sup [mm ³]	-1.52E+08	-6.61E+09	-4.73E+09

Tabella 15

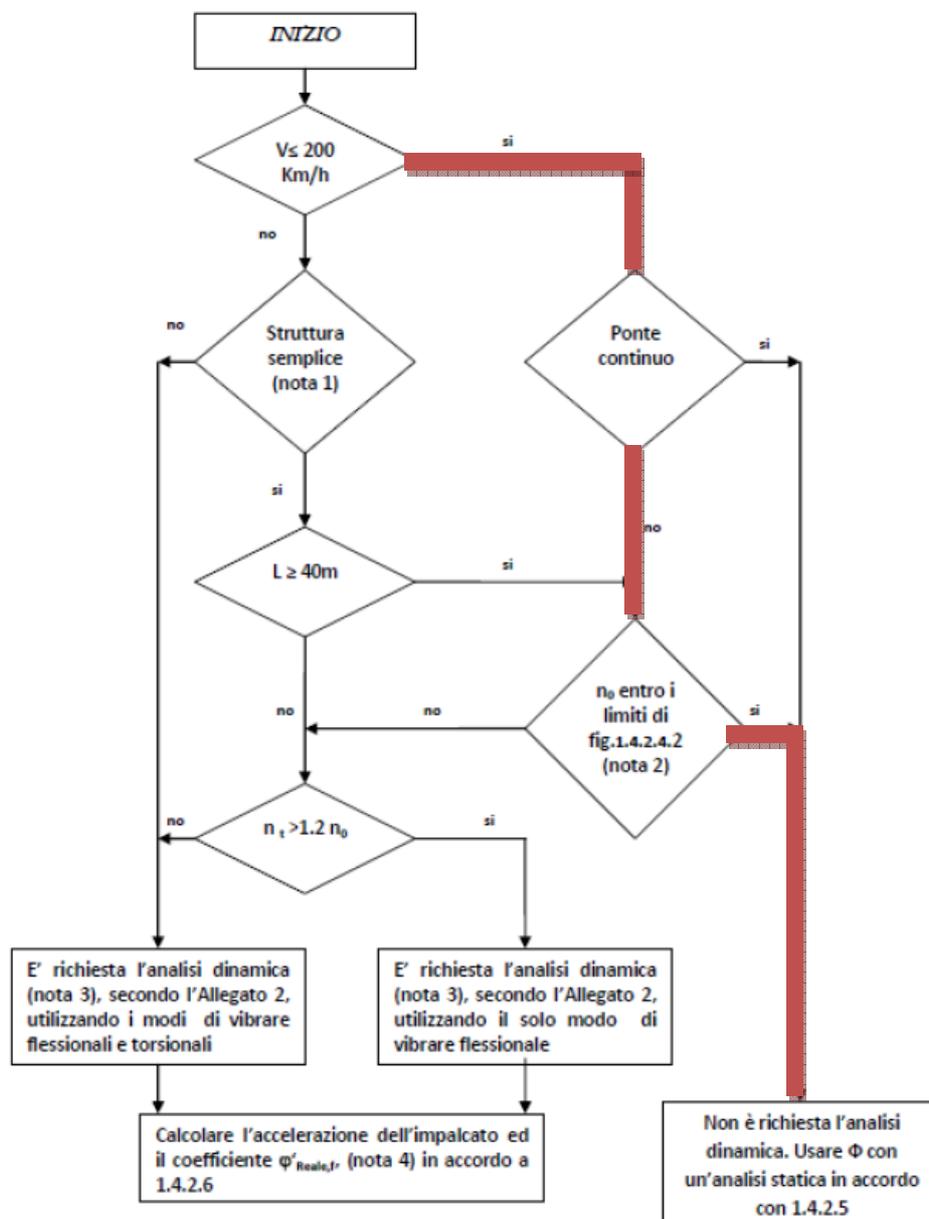
Riepilogo caratteristiche inerziali - per verifiche tensionali

	Modello n0	Modello n18	Modello n6
Area [mm ²]	142661	233392	397170
Av [mm ²]	25661	25661	25661
Yg [mm]	1011	1849	2393
Jy [mm ⁴]	2.54E+11	5.13E+11	5.20E+11
Ws, inf [mm ³]	2.52E+08	2.77E+08	2.17E+08
Ws, sup [mm ³]	-1.28E+08	-4.46E+08	-8.56E+08
Wc, sup [mm ³]	0.00E+00	-6.22E+09	-3.31E+09

Tabella 16

5.4 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 B) e riportato sotto per maggiore chiarezza, si procede alla verifica dell'applicabilità del metodo di analisi statica degli effetti del traffico ferroviario sull'opera.



VI01 – Viadotto struttura mista

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0107001	B	50 di 100

Trattandosi di un viadotto a travi poggiate con velocità di progetto < 200 km/h (140 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.

Per la campata con $L=45\text{m}$ risulta:

$$n = 17.75 / \sqrt{d_0} = 2.92 \text{ Hz} \quad (d_0 = 37 \text{ mm, abbassamento sotto carichi permanenti*})$$

$$n_{0 \text{ sup}} = 94.76L^{-0.748} = 5.7 \text{ Hz}$$

$$n_{0 \text{ inf}} = 23.58L^{-0.592} = 2.5 \text{ Hz} \quad \text{per } 20\text{m} < L < 100\text{m}$$

Per la campata con $L=40\text{m}$ risulta:

$$n = 17.75 / \sqrt{d_0} = 3.05 \text{ Hz} \quad (d_0 = 33 \text{ mm, abbassamento sotto carichi permanenti*})$$

$$n_{0 \text{ sup}} = 94.76L^{-0.748} = 6.2 \text{ Hz}$$

$$n_{0 \text{ inf}} = 23.58L^{-0.592} = 2.7 \text{ Hz} \quad \text{per } 20\text{m} < L < 100\text{m}$$

Per la campata con $L=30\text{m}$ risulta:

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

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

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

In tutti i casi la condizione risulta soddisfatta.

*Calcolo della freccia sotto carichi permanenti:

Campata L=30m, Lc=29m

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

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

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

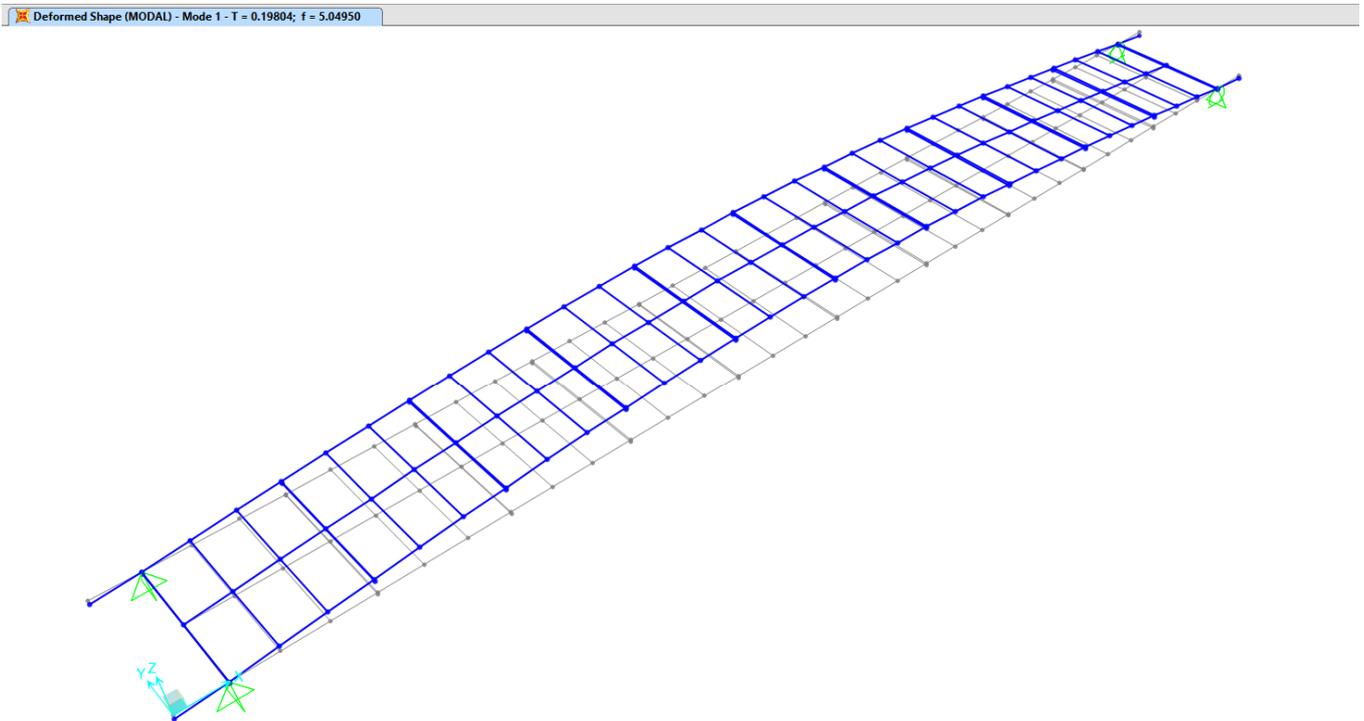


Figura 18: primo modo di vibrare L=30m

VI01 – Viadotto struttura mista
Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0107001	B	52 di 100

Campata L=40m, Lc=38m

$$q = 61.3 \text{ kN/m} + 44.6 \text{ kN/m} = 105.8 \text{ kN/m}$$

$$f = 5/385 * q * l^4 / EJ = 5/385 * 105.8 \text{ kN/m} * (38\text{m})^4 / (210000 \text{ MPa} * 0.508 \text{ m}^4) = 0.030 \text{ m}$$

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

Deformed Shape (MODAL) - Mode 1 - T = 0.32756; f = 3.05290

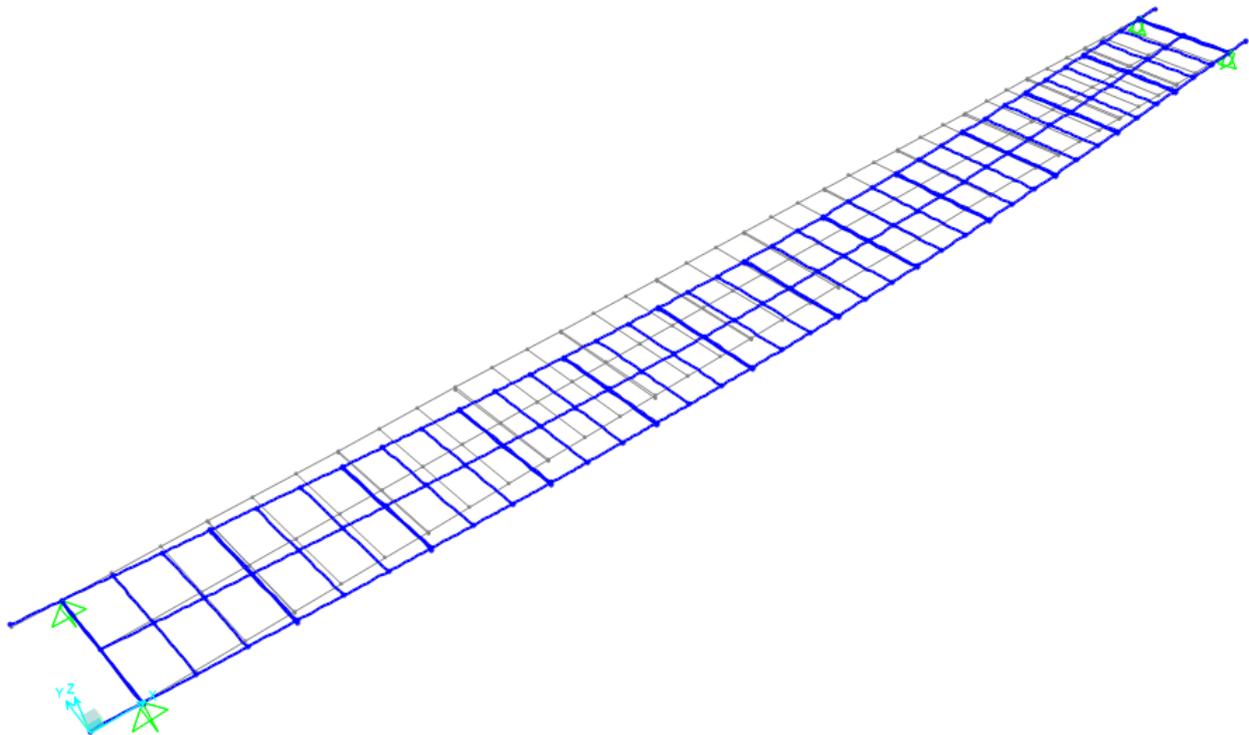


Figura 19: primo modo di vibrare L=40m

Campata L=45m, Lc=43m

$$q = 63.4 \text{ kN/m} + 44.6 \text{ kN/m} = 108.0 \text{ kN/m}$$

$$f = 5/385 * q * l^4 / EJ = 5/385 * 108.0 \text{ kN/m} * (43\text{m})^4 / (210000 \text{ MPa} * 0.762 \text{ m}^4) = 0.035 \text{ m}$$

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

Deformed Shape (MODAL) - Mode 1 - T = 0.34277; f = 2.91740

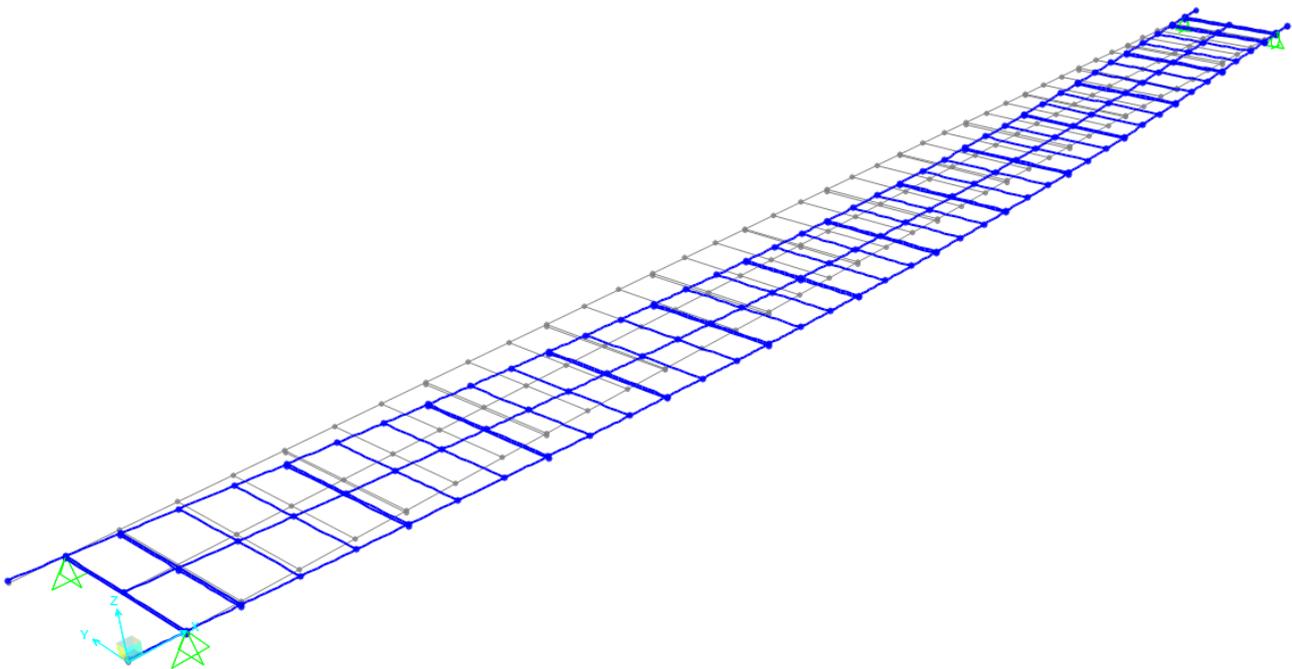


Figura 20: primo modo di vibrare L=45m

VI01 – Viadotto struttura mista

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO

Relazione di calcolo impalcato

RR0H 04 D13CL VI0107001 B 54 di 100

5.5 SOLLECITAZIONI TRAVI PRINCIPALI

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

Campata L=45m

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	-31	-1317	-22	-959	3003	-2002	0	-32	-478	-1441	-19	-270	-1547	3763	-3010	-29	-422	-193
2.71	3313	-1151	2411	-838	3003	-2002	0	3729	-314	-1357	4080	-175	-1457	3763	-3010	427	-273	-177
6.13	6889	-942	5014	-686	3003	-2002	0	7806	-93	-1118	8464	-48	-1183	3763	-3010	897	-74	-145
9.54	9751	-733	7097	-533	3003	-2002	0	11085	97	-953	11878	59	-1006	3763	-3010	1268	93	-113
12.96	11896	-523	8659	-381	3003	-2002	0	13597	252	-807	14361	143	-853	3763	-3010	1544	224	-81
16.38	13327	-314	9700	-229	3003	-2002	0	15369	369	-671	15956	205	-701	3763	-3010	1728	319	-48
19.79	14042	-105	10221	-76	3003	-2002	0	16339	447	-473	16680	246	-511	3763	-3010	1820	381	-16
21.50	14132	0	10286	0	3003	-2002	0	16467	464	-420	16725	255	-440	3763	-3010	1833	395	-5

Campata L=40m

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	-31	-1164	-22	-847	2632	-2002	0	-21	-251	-1270	-18	-207	-1410	2258	-3010	-20	-289	-133
1.58	1736	-1067	1264	-777	2632	-2002	0	1952	-203	-1265	2194	-166	-1404	2258	-3010	154	-243	-104
4.75	4808	-873	3500	-636	2632	-2002	0	5460	-67	-1088	6138	-51	-1204	2258	-3010	402	-76	-79
7.92	7266	-679	5289	-494	2632	-2002	0	8299	54	-922	9260	48	-1024	2258	-3010	588	66	-60
11.08	9109	-485	6630	-353	2632	-2002	0	10474	156	-768	11575	130	-848	2258	-3010	723	181	-42
14.25	10338	-291	7525	-212	2632	-2002	0	11952	235	-589	13087	192	-639	2258	-3010	811	267	-25
17.42	10953	-97	7972	-71	2632	-2002	0	12745	288	-417	13856	232	-438	2258	-3010	855	322	-8
19.00	11030	0	8028	0	2632	-2002	0	12833	299	-379	13961	240	-386	2258	-3010	860	333	-2

VI01 – Viadotto struttura mista

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0107001	B	55 di 100

Campata L=30m

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	-30	-857	-22	-647	2632	-2002	0	-12	-111	-1062	-12	-86	-1214	2258	-3010	-10	0	-101
1.45	1151	-772	869	-582	2632	-2002	0	1508	-80	-1058	1734	-62	-1208	2258	-3010	124	0	-94
4.35	3140	-600	2369	-453	2632	-2002	0	4148	6	-868	4822	7	-975	2258	-3010	339	0	-73
7.25	4632	-429	3494	-323	2632	-2002	0	6182	81	-695	7157	64	-751	2258	-3010	499	0	-52
10.15	5627	-257	4244	-194	2632	-2002	0	7567	140	-540	8739	108	-553	2258	-3010	604	0	-31
13.05	6124	-86	4623	-62	2632	-2002	0	8316	178	-393	9570	136	-384	2258	-3010	657	0	-10
14.50	6186	0	4666	0	2632	-2002	0	8541	185	-385	9795	141	-378	2258	-3010	664	0	-3

VI01 – Viadotto struttura mista

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0107001	B	56 di 100

5.6 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:

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

Campata di luce L=45m

x [m]	U3_G1 [mm]	U3_G2 [mm]	U3_ritiro [mm]	U3_traffico [mm]	U tot [mm]
0	5	1	1	2	7
1.0	0	0	0	0	0
2.0	-5	-2	-1	-2	-7
5.4	-21	-7	-3	-8	-29
8.8	-36	-11	-4	-13	-49
12.3	-49	-15	-5	-17	-65
15.7	-58	-18	-6	-20	-77
19.1	-64	-20	-6	-22	-84
22.5	-66	-20	-7	-22	-87
25.9	-64	-20	-6	-22	-84
29.3	-58	-18	-6	-20	-77
32.8	-49	-15	-5	-17	-65
36.2	-36	-11	-4	-13	-49
39.6	-21	-7	-3	-8	-29
43.0	-5	-2	-1	-2	-7
44.0	0	0	0	0	0
45.0	5	1	1	2	7

Di seguito si riporta l'andamento degli abbassamenti dovuti ai carichi G1 e traffico ferroviario:

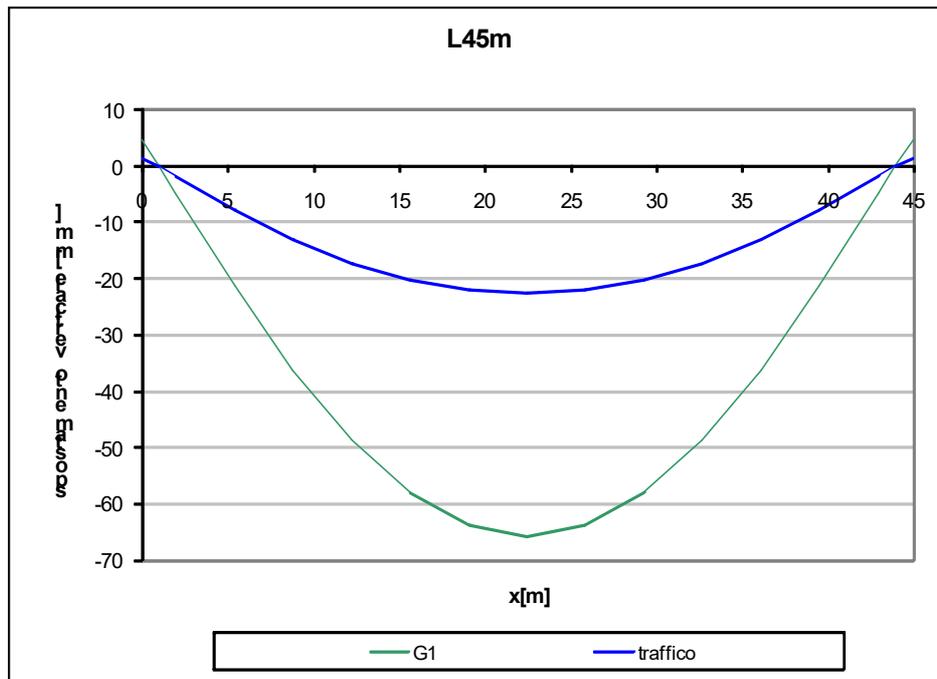


Figura 21: abbassamenti campata L=45m

Campata di luce L=40m

x [m]	U3_G1 [mm]	U3_G2 [mm]	U3_ritiro [mm]	U3 traffico [mm]	Utot [mm]
0	4	1	1	2	7
1	0	0	0	0	0
4.2	-13	-5	-2	-6	-22
7.3	-26	-9	-4	-12	-42
10.5	-36	-13	-5	-17	-58
13.7	-44	-16	-6	-21	-71
16.8	-49	-18	-6	-23	-79
20.0	-50	-18	-7	-24	-81
23.2	-49	-18	-6	-23	-79
26.3	-44	-16	-6	-21	-71
29.5	-36	-13	-5	-17	-58
32.7	-26	-9	-4	-12	-42
35.8	-13	-5	-2	-6	-22
39.0	0	0	0	0	0
40.0	4	1	1	2	7

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

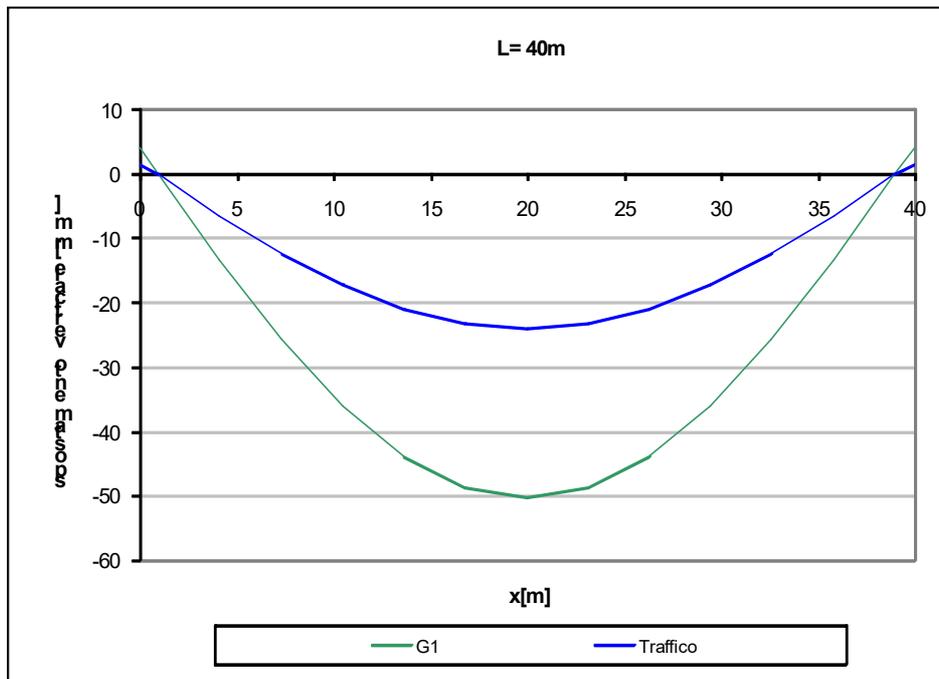


Figura 22: abbassamenti campata L=40m

Campata di luce L=30m

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
15.5	-17	-7	-4	-10	-25
18.4	-16	-6	-4	-9	-24
21.3	-14	-5	-3	-8	-21
24.2	-10	-4	-3	-6	-15
27.1	-5	-2	-1	-3	-8
30.0	0	0	0	0	0
31.0	2	1	1	1	3

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

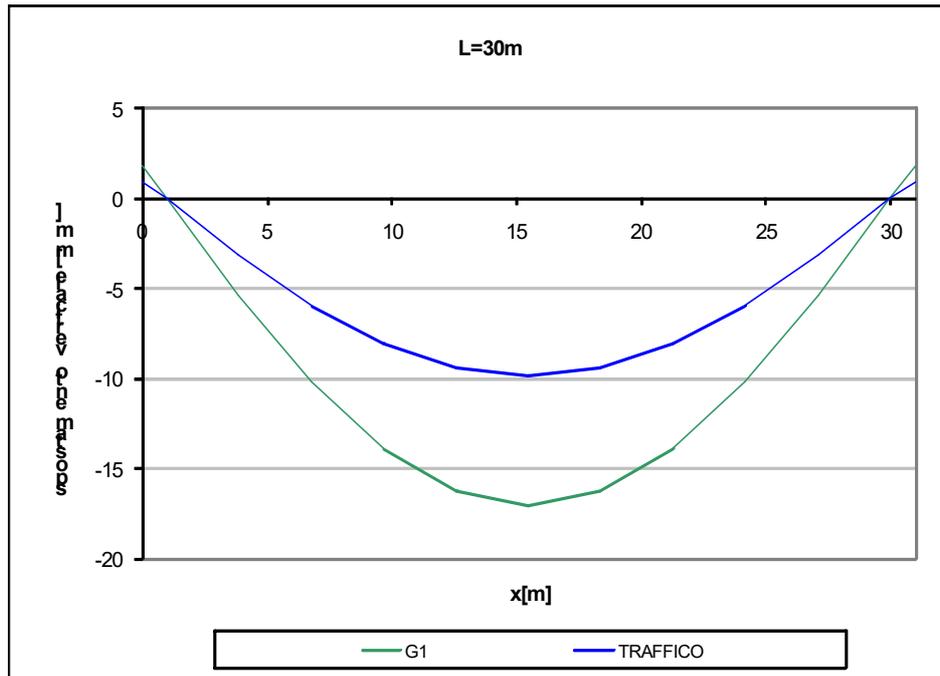


Figura 23: abbassamenti campata L=30m

VI01 – Viadotto struttura mista

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0107001	B	60 di 100

5.7 VERIFICHE TENSIONALI TRAVI PRINCIPALI

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

Le tensioni limite dei piatti sono:

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

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

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

Campata con L=45m

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

campata L 45m	σ_{max} [MPa]	τ_{max} [MPa]
concio C1	255	151
concio C2	263	98

Tabella 17

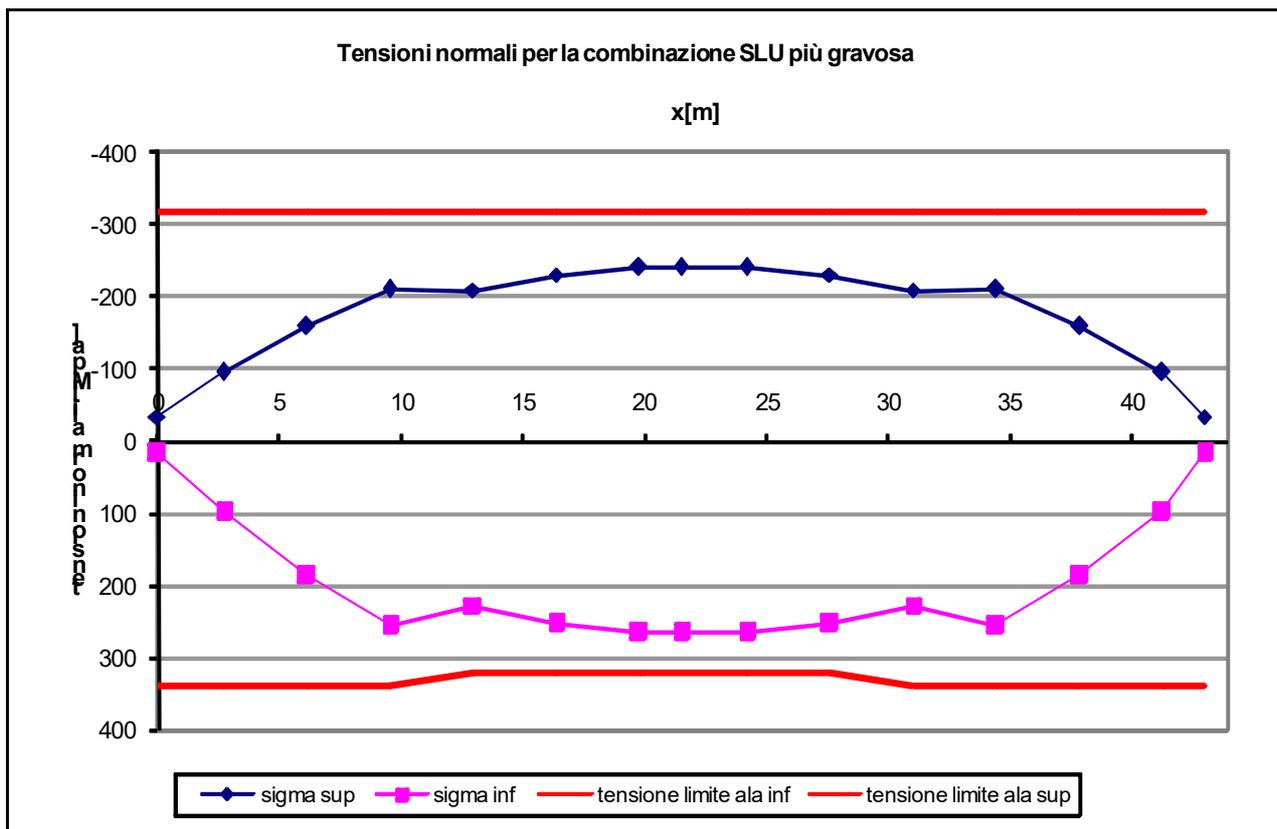


Figura 24: tensioni normali SLU per la campata di luce 45m

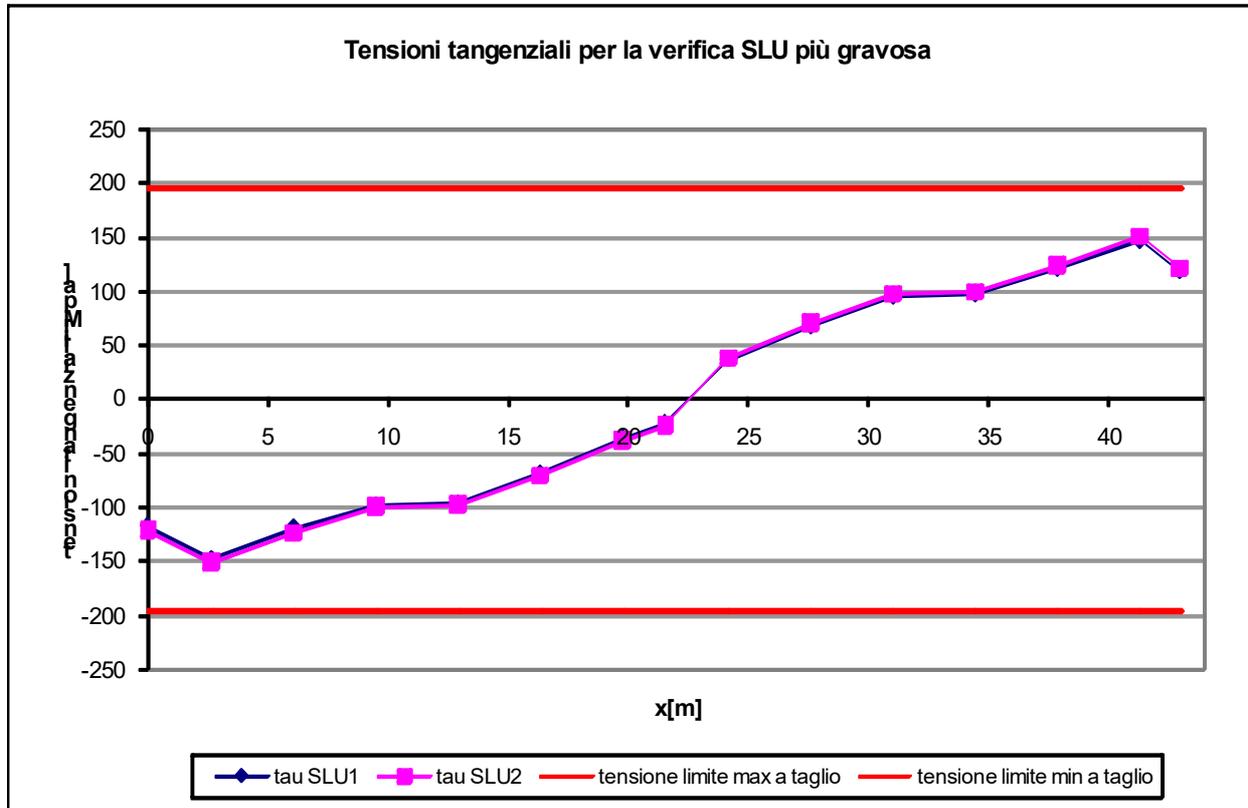


Figura 25: tensioni tangenziali SLU per la campata di luce 45m

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

		N0	N18	N6	
concio 1	Ws,i	1.82E+08	2.07E+08	1.63E+08	mm3
	Ws,s	-9.84E+07	-4.35E+08	-9.01E+08	mm3
concio 2	Ws,i	2.52E+08	2.77E+08	2.17E+08	mm3
	Ws,s	-1.28E+08	-4.46E+08	-8.56E+08	mm3

		N0	N18	N6	
concio 1	Atot	110517	206437	373937	mm2
	Aw	32644	32644	32644	mm2
	Aw appoggio	45000	45000	45000	mm2
concio 2	Atot	142661	233392	397170	mm2
	Aw	25661	25661	25661	mm2

Tabella 18

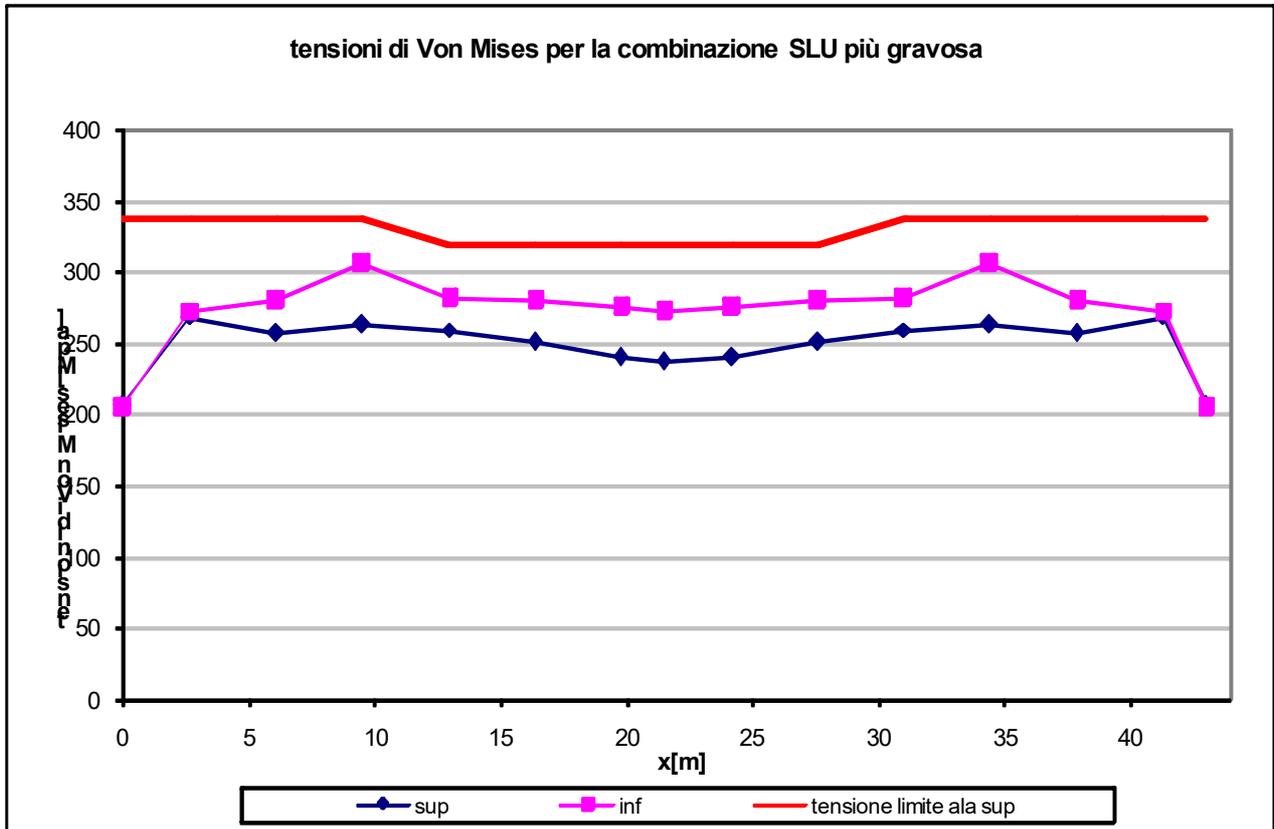


Figura 26: tensioni di Von Mises SLU per la campata di luce 45m

campata L 45m	σ_{VonMises} [MPa]	FS = $\sigma_{\text{limite}} / \sigma_{\text{VonMises}}$
concio C1	308	1.10
concio C2	282	1.20

Tabella 19

Campata con L=40m

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

campata L 40m	σ_{max} [MPa]	τ_{max} [MPa]
concio C1	275	145
concio C2	284	95

Tabella 20

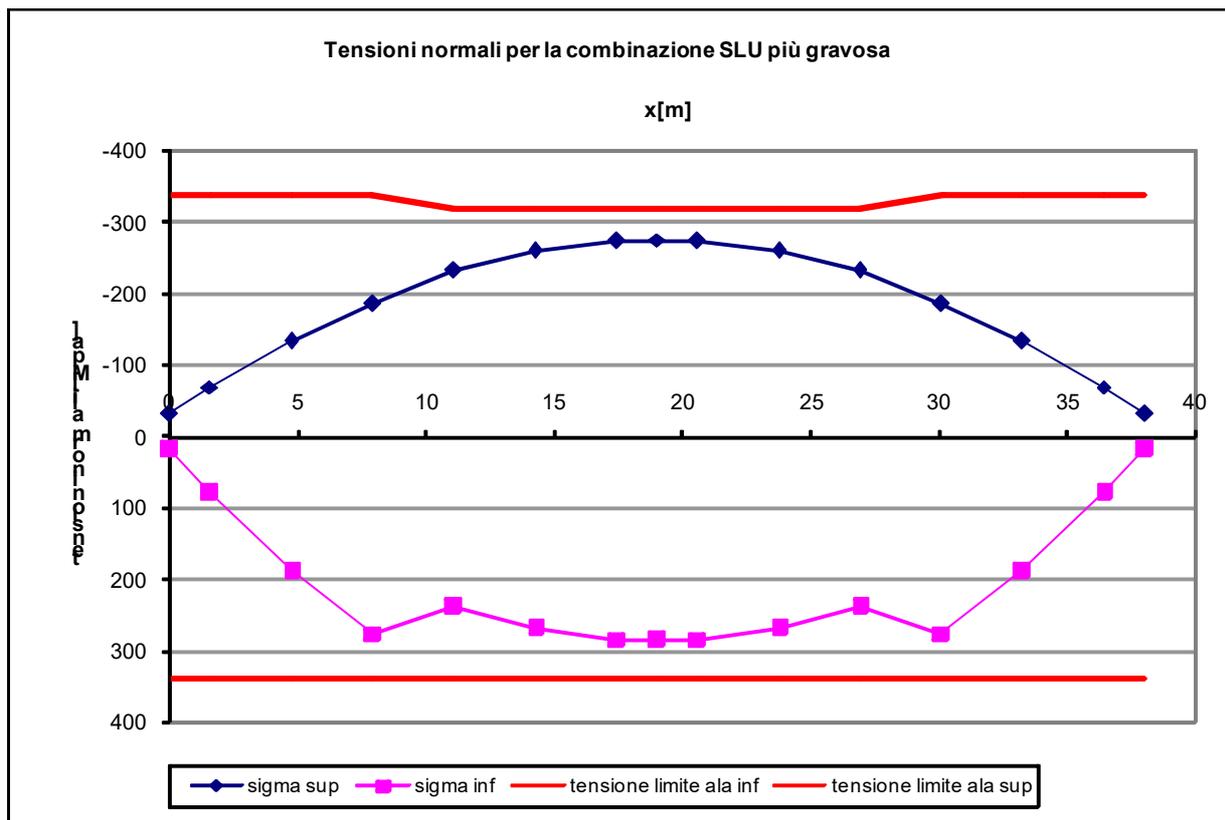


Figura 27: tensioni normali SLU per la campata di luce 40m

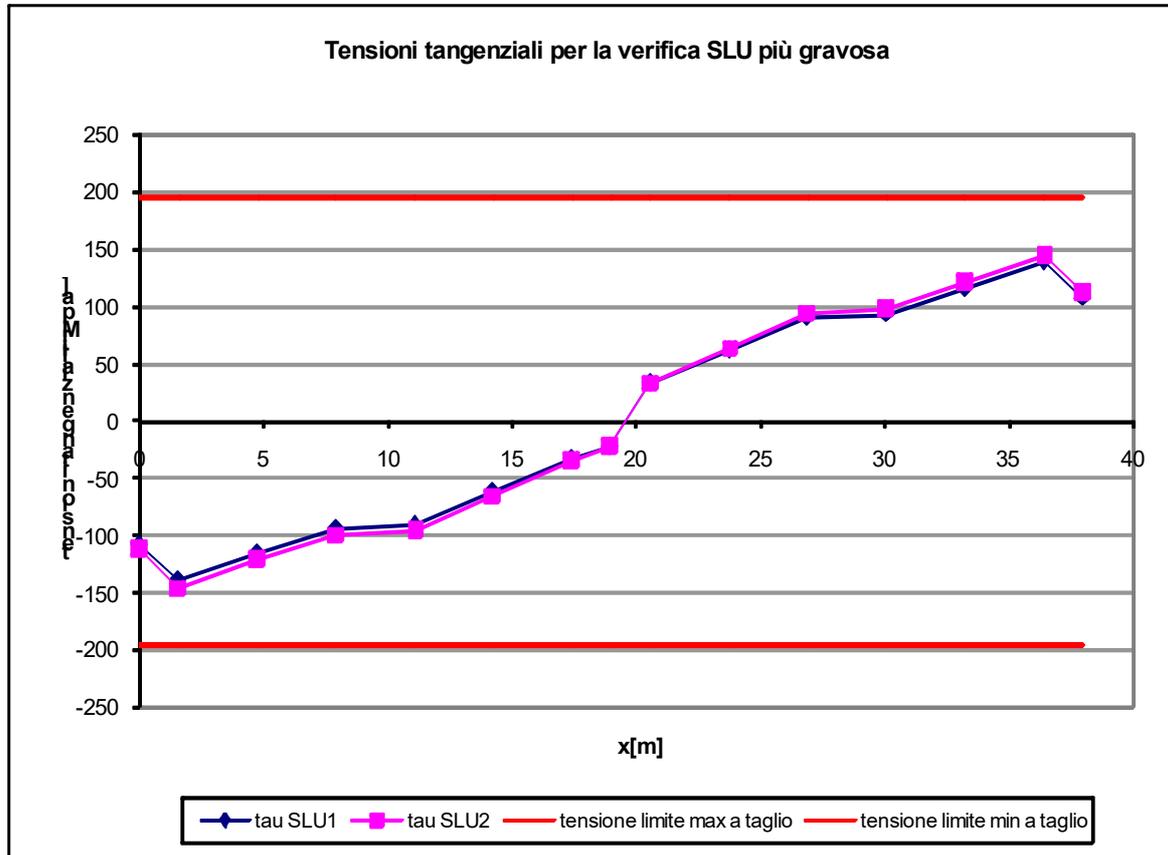


Figura 28: tensioni tangenziali SLU per la campata di luce 40m

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

		N0	N18	N6	
concio 1	Ws,i	1.24E+08	1.44E+08	1.15E+08	mm3
	Ws,s	-8.27E+07	-3.82E+08	-8.68E+08	mm3
concio 2	Ws,i	1.80E+08	2.06E+08	1.59E+08	mm3
	Ws,s	-7.95E+07	-3.73E+08	-7.64E+08	mm3

		N0	N18	N6	
concio 1	Atot	96388	190246	354024	mm2
	Aw	32015	32015	32015	mm2
	Aw appoggio	43500	43500	43500	mm2
concio 2	Atot	116541	210608	374386	mm2
	Aw	25377	25377	25377	mm2

Tabella 21

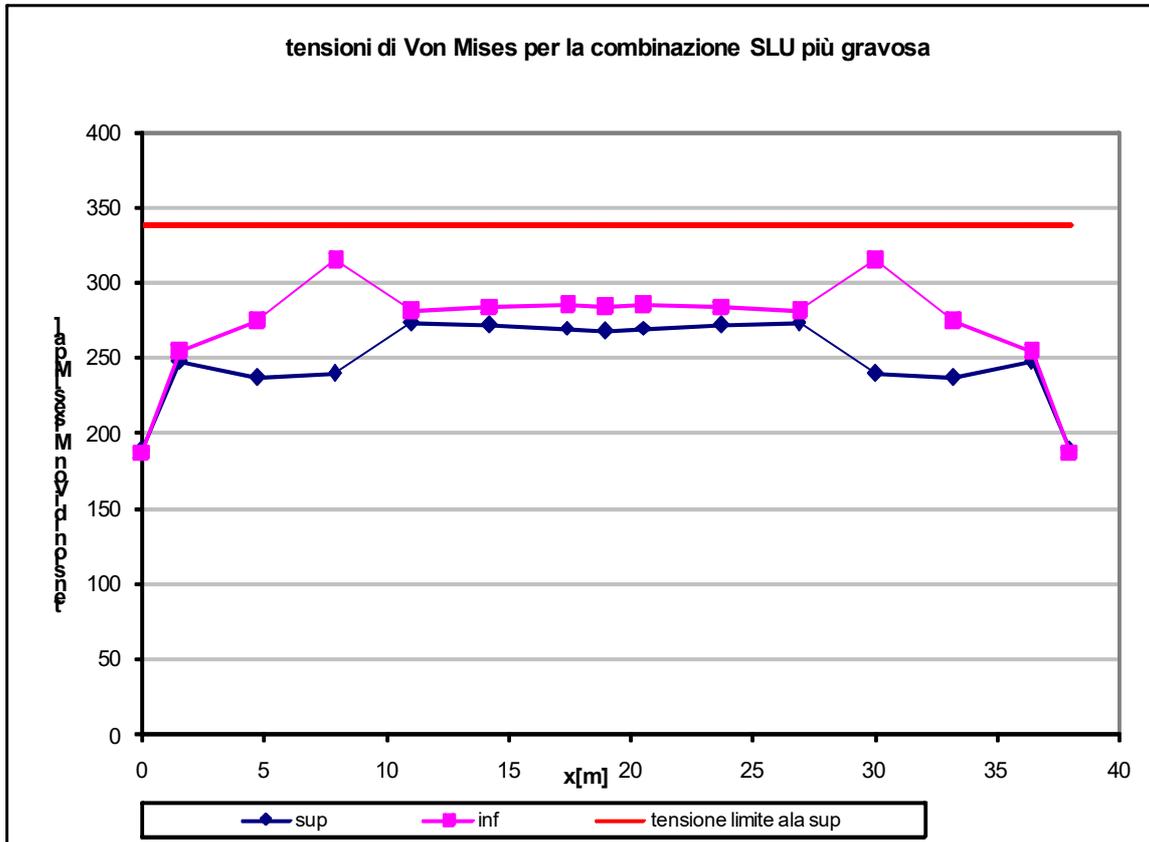


Figura 29: tensioni di Von Mises SLU per la campata di luce 40m

campata L 40m	σ_{VonMises} [MPa]	FS = $\sigma_{\text{limite}} / \sigma_{\text{VonMises}}$
concio C1	323	1.05
concio C2	289	1.17

Tabella 22

Campata con L=30m

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

campata L 30m	σ max[MPa]	τ max[MPa]
concio C1	200	115
concio C2	183	57

Tabella 23

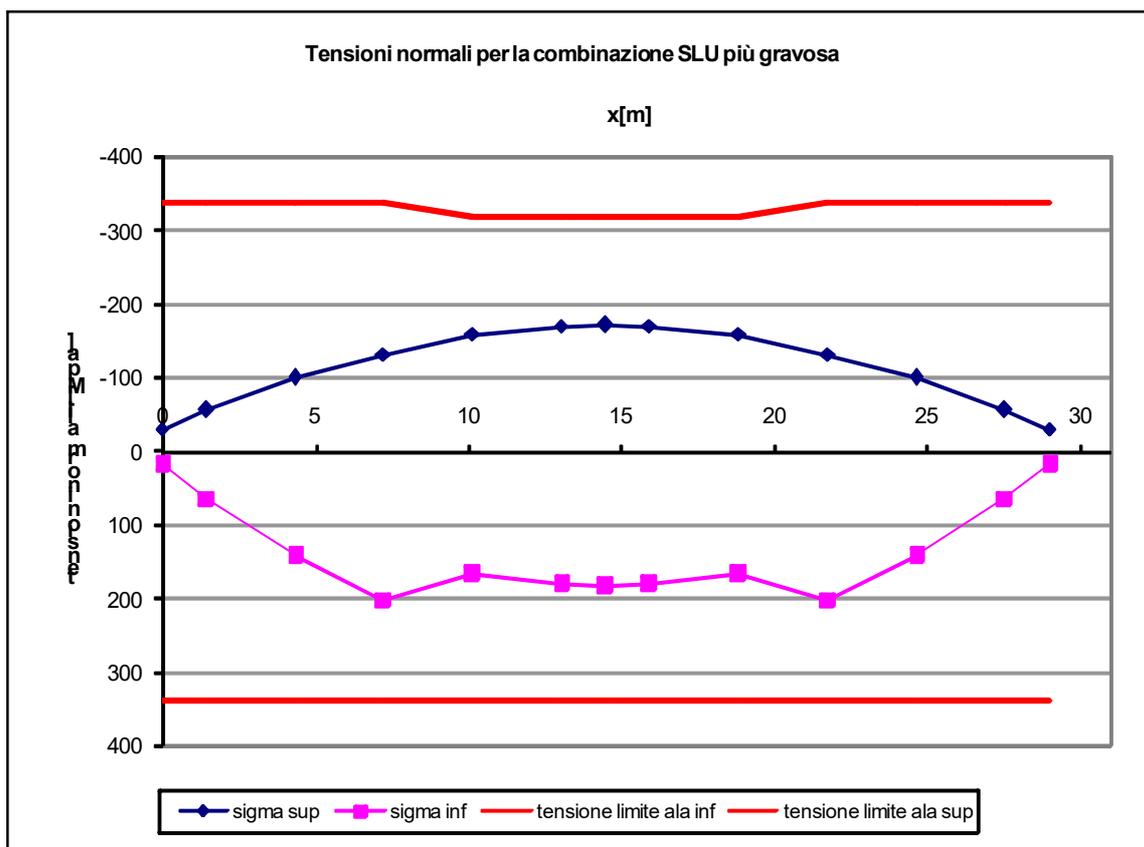


Figura 30: tensioni normali SLU per la campata di luce 30m

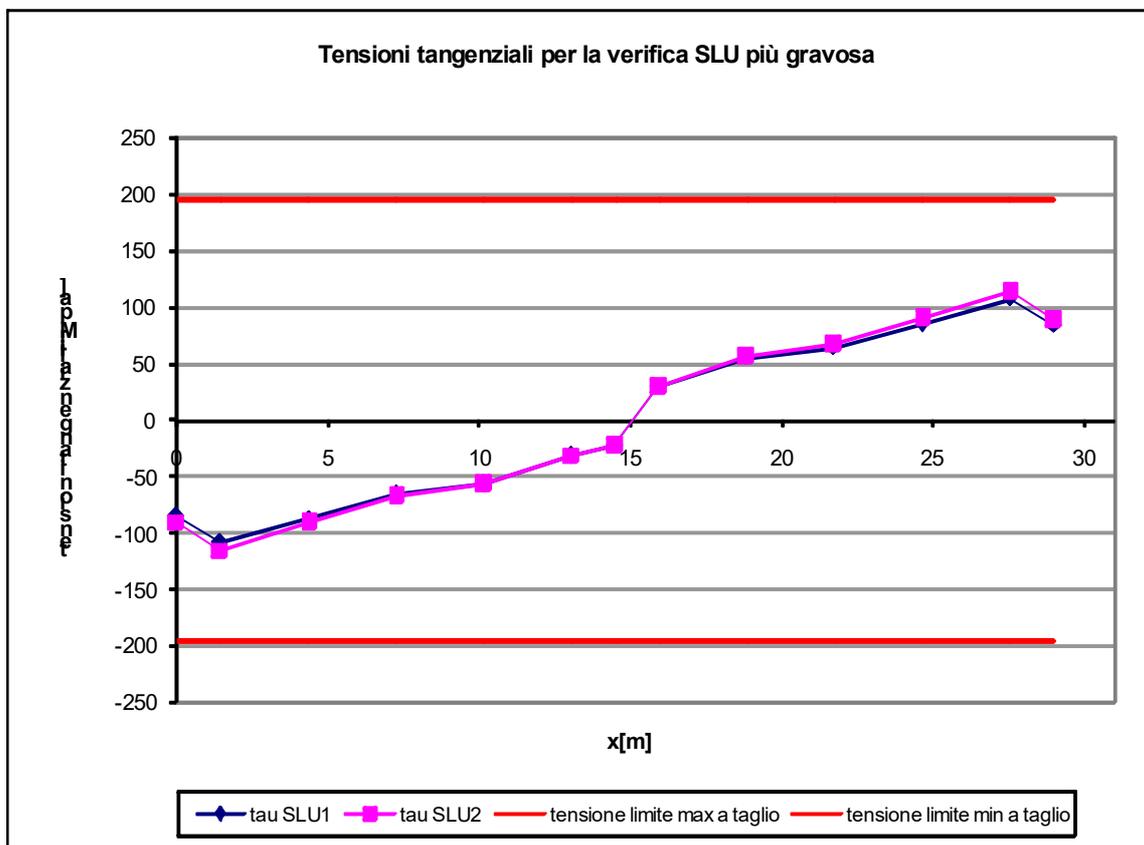


Figura 31: tensioni tangenziali SLU per la campata di luce 30m

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

		N0	N18	N6	
concio 1	Ws,i	1.24E+08	1.44E+08	1.15E+08	mm3
	Ws,s	-8.27E+07	-3.82E+08	-8.68E+08	mm3
concio 2	Ws,i	1.80E+08	2.06E+08	1.59E+08	mm3
	Ws,s	-7.95E+07	-3.73E+08	-7.64E+08	mm3

		N0	N18	N6	
concio 1	Atot	96388	190246	354024	mm2
	Aw	32015	32015	32015	mm2
	Aw appoggio	43500	43500	43500	mm2
concio 2	Atot	116541	210608	374386	mm2
	Aw	25377	25377	25377	mm2

Tabella 24

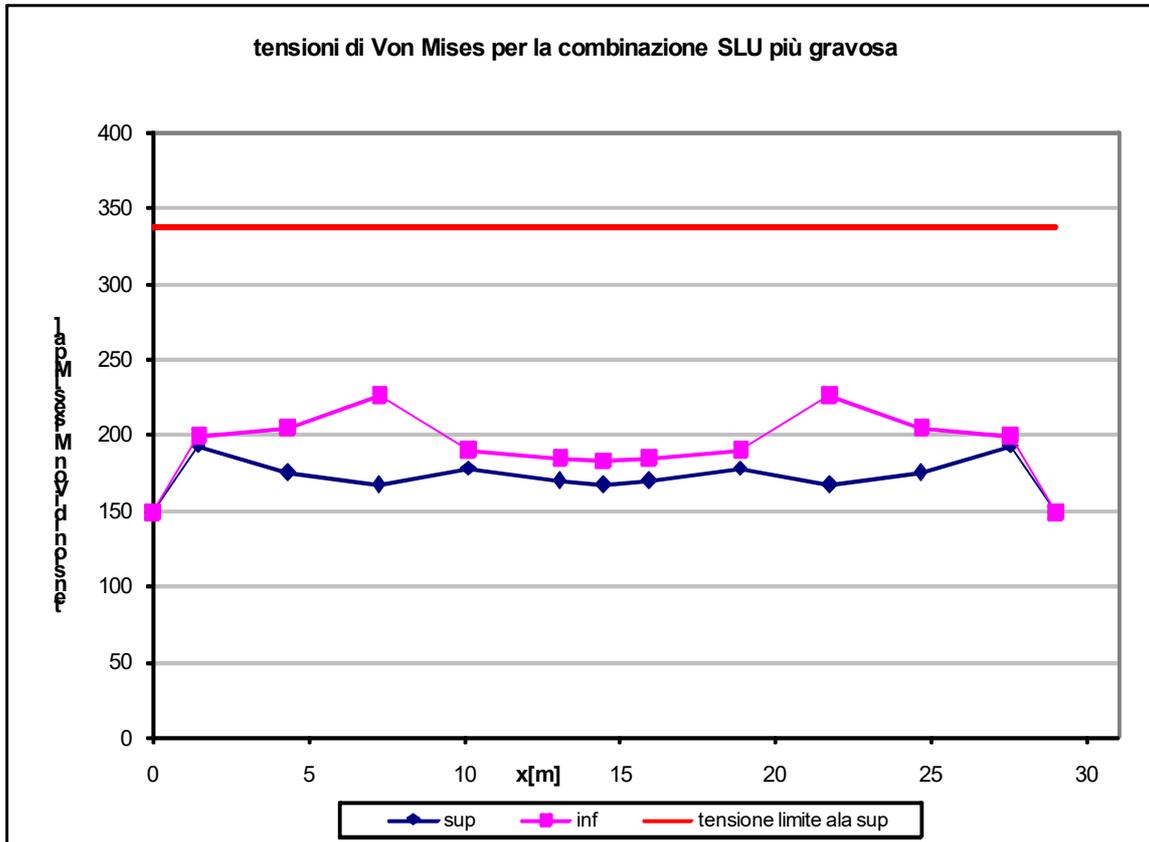


Figura 32: tensioni di Von Mises SLU per la campata di luce 30m

campata L 30m	σ_{VonMises} [MPa]	$FS = \sigma_{\text{limite}} / \sigma_{\text{VonMises}}$
concio C1	232	1.46
concio C2	193	1.75

Tabella 25

5.8 VERIFICHE DEFORMABILITÀ

5.8.1 Sghembo

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

VI01 – Viadotto struttura mista

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0107001	B	70 di 100

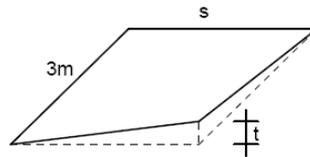


Figura 5.2.14 - Sghembo ammissibile

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

Nel caso in esame $t \leq 3.00$ mm /3m essendo ($120\text{km/h} < V < 200$ 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.

Campata L=45m (Lc=43m)

Trave destra $uz_dx = 3.9$ mm

Trave sinistra $uz_sx = 2.6$ mm

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

$$t_{\max} = (uz_dx - uz_sx) * s / i = 0.5\text{mm}/3\text{m} < t \quad \text{Verifica soddisfatta.}$$

Campata L=40m (Lc=38m)

Trave destra $uz_dx = 3.9$ mm

Trave sinistra $uz_sx = 2.9$ mm

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

$$t_{\max} = (uz_dx - uz_sx) * s / i = 0.4\text{mm}/3\text{m} < t \quad \text{Verifica soddisfatta.}$$

Campata L=30m (Lc=29m)

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:

$$t_{\max} = (uz_{dx} - uz_{sx}) * s / i = 0.2\text{mm}/3\text{m} < t \quad \text{Verifica soddisfatta.}$$

5.8.2 *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 α , 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 $V=140\text{km/h}$ e impalcato a più campate, si hanno i seguenti limiti:

variazione angolare massima = 0.0020rad

raggio minima di curvatura = 9500m

Campata $L=45\text{m}$ ($L_c = 43\text{m}$)

$d_h = 0.0028\text{m}$

$R = L^2 / (8d_h) = 82500\text{m} > 9500\text{m}$

$$\theta = 0.0001\text{rad} < 0.0020\text{rad}$$

La verifica è soddisfatta.

Campata L=40m (Lc = 38m)

$$d_h = 0.0021\text{m}$$

$$R = L^2 / (8d_h) = 85950\text{m} > 9500\text{m}$$

$$\theta = 0.00013\text{rad} < 0.0020\text{rad}$$

La verifica è soddisfatta.

Campata L=30m (Lc = 29m)

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

$$R = L^2 / (8d_h) = 105125\text{m} > 9500\text{m}$$

$$\theta = 0.00007\text{rad} < 0.0020\text{rad}$$

La verifica è soddisfatta.

5.8.3 *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 α il massimo valore di inflessione per effetto di tali carichi ferroviari non deve eccedere il valore $L/600$.

Deve essere rispettata la seguente limitazione:

$$\Theta < 8/H$$

ove 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.

Campata L=45m (Lc = 43m)

VI01 – Viadotto struttura mista

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0107001	B	73 di 100

Nel caso in esame si ha:

Abbassamento LM71 = 22mm < L/600 = 43m/600 = 71mm Verifica soddisfatta.

$\Theta = 0.0016\text{rad} < 8/3000\text{mm} = 0.0026\text{rad}$

H=3m Verifica soddisfatta.

Campata L=40m (Lc = 38m)

Nel caso in esame si ha:

Abbassamento LM71 = 24mm < L/600 = 43m/600 = 63mm Verifica soddisfatta.

$\Theta = 0.0018\text{rad} < 8/3000\text{mm} = 0.0026\text{rad}$

H=3m Verifica soddisfatta.

Campata L=30m (Lc = 29m)

Nel caso in esame si ha:

Abbassamento LM71 = 10mm < L/600 = 29m/600 = 48mm Verifica soddisfatta.

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

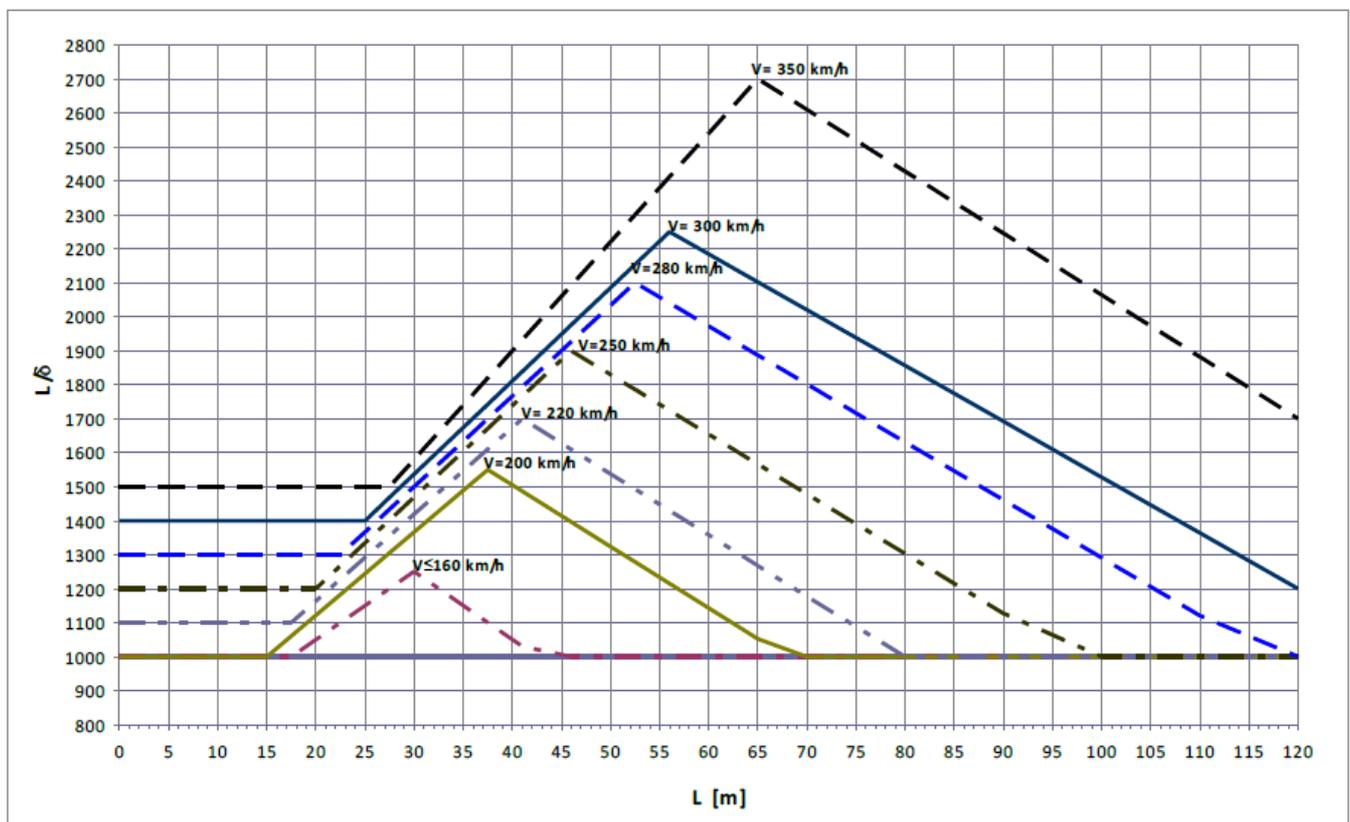
H=3m Verifica soddisfatta.

5.8.4 *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 α ; 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 α .

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



Campata L=45m (Lc =43m)

Valore limite $L/\delta = 1000$

Valore di calcolo $43000\text{mm}/22\text{mm} = 1954 > 1000$

Dove $L = 43\text{m}$

VI01 – Viadotto struttura mista

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0107001	B	75 di 100

$$\delta = 22\text{mm}$$

Verifica soddisfatta.

Campata L=40m (Lc =38m)

Valore limite $L/\delta = 1050$

Valore di calcolo $38000\text{mm}/24\text{mm} = 1583 > 1000$

Dove $L = 38\text{m}$

$$\delta = 24\text{mm}$$

Verifica soddisfatta.

Campata L=30m (Lc =29m)

Valore limite $L/\delta = 1050$

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

Dove $L = 29\text{m}$

$$\delta = 10\text{mm}$$

Verifica soddisfatta.

5.9 VERIFICA A FATICA

Come prescritto nella Circolare NTC08 al punto C.4.2.4.1.4.6.3 e nel Manuale di progettazione delle opere civili al punto 2.7.1.2.1, si esegue la verifica a fatica del giunto tra conci trave principale con il metodo dei coefficienti. Si deve verificare che:

$$\Delta\sigma_{E,d} = \lambda \varphi_2 \Delta\sigma_{71} < \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$$

Dove:

$\Delta\sigma_{E,d}$ = tensione convenzionale di calcolo,

$\Delta\sigma_{71}$ = $\sigma_{p,max} - \sigma_{p,min}$, massimo delta della tensione calcolato per il carico LM71,

$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4$ ma $\lambda \leq \lambda_{max} = 1.40$

$\lambda_1 = 0.64$, è un fattore che, per differenti tipi di travature, porta in conto l'effetto di danneggiamento dovuto al traffico e dipende dalla lunghezza di influenza caratteristica dell'elemento da verificare (tabella 2.7.1.2.1-1);

$\lambda_2 = 1$, è un fattore che porta in conto il volume di traffico (definito in 2.7.1.2.2);

$\lambda_3 = 1$, è un fattore che porta in conto la vita di progetto del ponte (definito in 2.7.1.2.3);

$\lambda_4 = 1$, è un fattore da applicarsi quando l'elemento strutturale è caricato da più di un binario (definito in 2.7.1.2.4);

$\varphi_2 = 1.06$, tiene conto degli effetti di amplificazione dinamica;

$\lambda = 0.64$;

$\gamma_{Mf} = 1.35$.

Traffico annuo [10 ⁶ t/ binario]	5	10	15	20	25	30	35	40	50
λ_2	0,72	0,83	0,90	0,96	1,00	1,04	1,07	1,10	1,15

Tab. 2.7.1.2.2-1 – Valori di λ_2 in termini di volume di traffico annuo

Vita utile a fatica [anni]	50	60	70	80	90	100	120
λ_3	0,87	0,90	0,93	0,96	0,98	1,00	1,04

Tab. 2.7.1.2.3 -1 – Valori di λ_3 in termini di vita di progetto della struttura

5.9.1 Verifica a fatica sullo sviluppo delle travi

Si procede alla verifica della saldatura dell'anima sui piatti delle travi, prendendo a riferimento il dettaglio num. 7 della tabella C.4.2.XIV della circolare n.617/2009.

Campata con $L=45m$

$\Delta\sigma_c$ = tensione limite, nel caso in esame vale 100 MPa.

$\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf} = 74$ MPa

x	$\Delta\sigma_{E,d}$ inf	$\Delta\sigma_{E,d}$ sup	σ limite ridotta
0	0	0	± 74
2.71	14	-3	± 74
6.13	29	-5	± 74
9.54	41	-8	± 74
12.96	50	-9	± 74
16.38	42	-11	± 74
19.79	44	-11	± 74
21.50	44	-11	± 74
24.21	44	-11	± 74
27.63	42	-11	± 74
31.04	50	-9	± 74
34.46	41	-8	± 74
37.88	29	-5	± 74
41.29	14	-3	± 74
43.00	0	0	± 74

Tabella 26

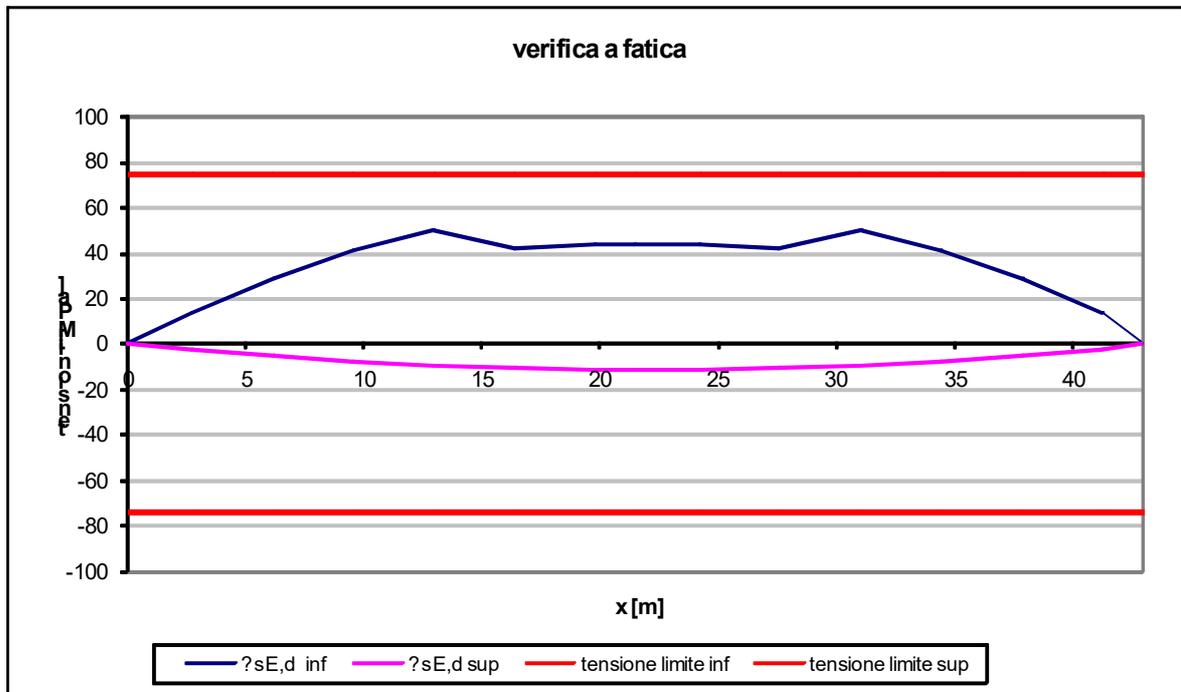


Figura 33

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

Campata con L=40m

$\Delta\sigma_c$ = tensione limite, nel caso in esame vale 100 MPa.

$\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf} = 74$ MPa

x	$\Delta\sigma_{E,d}$ inf	$\Delta\sigma_{E,d}$ sup	σ limite ridotta
0	0	0	±74
1.58	11	-1	±74
4.75	29	-4	±74
7.92	44	-6	±74
11.08	41	-8	±74
14.25	46	-10	±74
17.42	49	-10	±74

x	$\Delta\sigma_{E,d}$ inf	$\Delta\sigma_{E,d}$ sup	σ limite ridotta
19.00	49	-10	± 74
20.58	49	-10	± 74
23.75	46	-10	± 74
26.92	41	-8	± 74
30.08	44	-6	± 74
33.25	29	-4	± 74
36.42	11	-1	± 74
38.00	0	0	± 74

Tabella 27

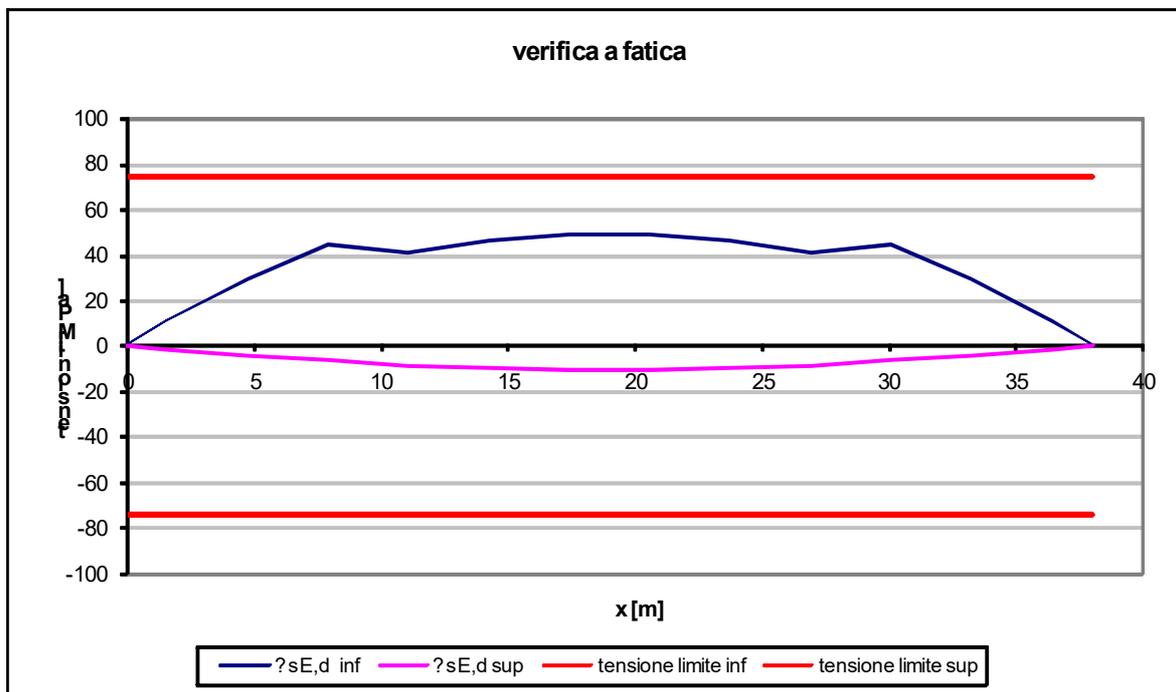


Figura 34

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

VI01 – Viadotto struttura mista

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0107001	B	80 di 100

Campata con L=30m

$\Delta\sigma_c$ = tensione limite, nel caso in esame vale 100 MPa.

$\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf} = 74$ MPa

x	$\Delta\sigma_{E,d}$ inf	$\Delta\sigma_{E,d}$ sup	σ limite ridotta
0	0	0	± 74
1.45	8	-1	± 74
4.35	22	-3	± 74
7.25	33	-4	± 74
10.15	29	-6	± 74
13.05	32	-7	± 74
14.5	32	-7	± 74
15.95	32	-7	± 74
18.85	29	-6	± 74
21.75	33	-4	± 74
24.65	22	-3	± 74
27.55	8	-1	± 74
29	0	0	± 74

Tabella 28

VI01 – Viadotto struttura mista
Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0107001	B	81 di 100

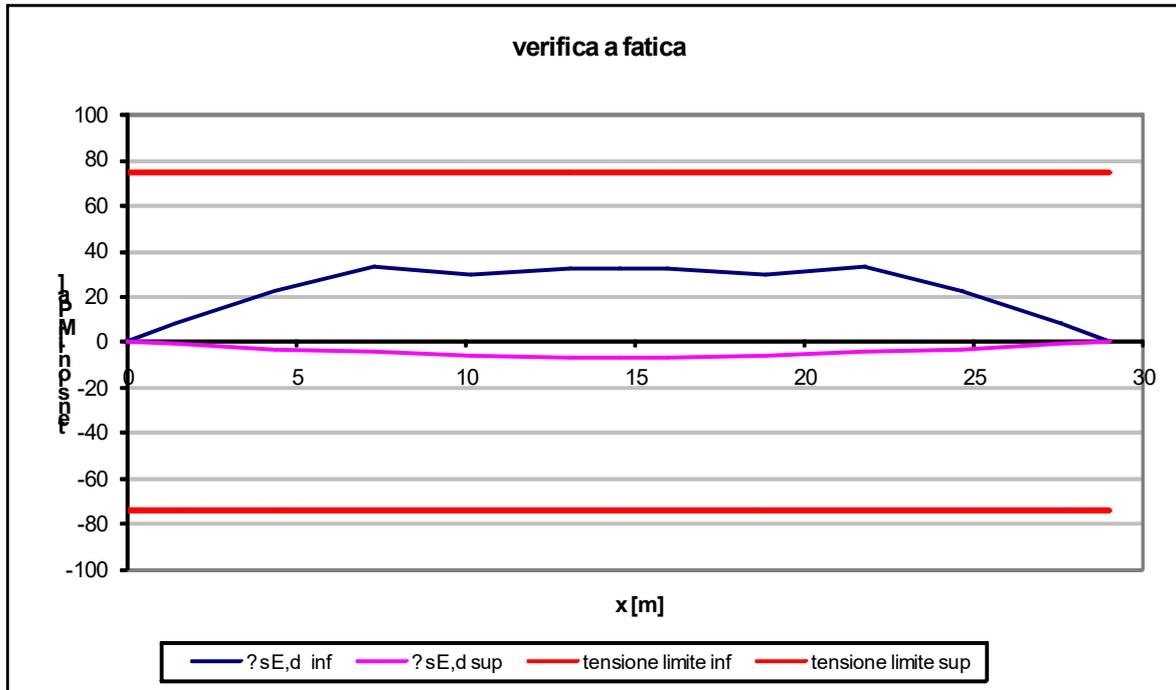


Figura 35

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

5.9.2 Verifica a fatica in corrispondenza del giunto

Si procede alla verifica della saldatura del giunto tra i conci C1 e C2, prendendo a riferimento il dettaglio num. 6 della tabella C.4.2.XV della circolare n.617/2009.

$\Delta\sigma_c$ = tensione limite, nel caso in esame vale 90 MPa.

Si deve tener conto di un ulteriore coefficiente riduttivo che tiene conto dello spessore, pari a:

$$k_s = (25/t)^{0.2} = 0.871$$

$$k_s * \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf} = 56 \text{ MPa per la campata con } L=45\text{m,}$$

$$k_s * \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf} = 58 \text{ MPa sia per la campata con } L=40\text{m che per quella con } L=30\text{m.}$$

$$\Delta\sigma_{71} = 73 \text{ MPa tensione massima di trazione in corrispondenza del giunto per la campata con } L=45\text{m,}$$

$$\Delta\sigma_{71} = 66 \text{ MPa tensione massima di trazione in corrispondenza del giunto per la campata con } L=40\text{m,}$$

$$\Delta\sigma_{71} = 49 \text{ MPa tensione massima di trazione in corrispondenza del giunto per la campata con } L=30\text{m.}$$

Si ottiene:

$$\Delta\sigma_{E,d} = \lambda \varphi_2 \Delta\sigma_{71} = 0.64 * 1.06 * 73 \text{ MPa} = 50 \text{ MPa} < 56 \text{ MPa, per la campata con } L=45\text{m,}$$

$$\Delta\sigma_{E,d} = \lambda \varphi_2 \Delta\sigma_{71} = 0.64 * 1.06 * 66 \text{ MPa} = 45 \text{ MPa} < 58 \text{ MPa, per la campata con } L=40\text{m,}$$

$$\Delta\sigma_{E,d} = \lambda \varphi_2 \Delta\sigma_{71} = 0.64 * 1.06 * 49 \text{ MPa} = 33 \text{ MPa} < 58 \text{ MPa, per la campata con } L=30\text{m.}$$

La verifica risulta soddisfatta.

5.10 VERIFICA DEI TRASVERSI/DIAFRAMMI

Per la verifica dei trasversi sono state considerate le sollecitazioni derivanti dal modello globale, ridistribuite tra i vari elementi componenti l'elemento reticolare, secondo il modello di calcolo descritto nei paragrafi precedenti (sotto-modellazione trasverso reticolare).

I trasversi sono costituiti da profili in acciaio S355, formati da due L accoppiati, con le seguenti dimensioni e caratteristiche inerziali:

	Profilo	l	a	r	Peso	Sezione
	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
Correnti inferiori (2x)	150x15	150	15	16	33.8	43
Diagonali (2x)	100x10	100	10	12	15	19.2
Correnti superiori (2x)	100x10	100	10	12	15	19.2

Tabella 29

Si esegue la verifica di resistenza secondo quanto prescritto in normativa:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

dove $N_{t,Rd}$ è la resistenza di calcolo a trazione $N_{t,Rd}$ di membrature, cioè:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

Si ottengono i seguenti valori:

	N_{Rd} [kN]		$N_{Ed,SLU}$ [kN] campata L=45m	$N_{Ed,SLU}$ [kN] campata L=40m	$N_{Ed,SLU}$ [kN] campata L=30m
Corrente teso	2908	>	68	87	120
Diagonale teso	1298	>	12	16	18

Tabella 30

La verifica risulta 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) $0.4\text{m} * 25\text{kN/m}^3 = 10 \text{ kN/m}^2$

Permanenti portati (G2)

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

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

Barriere parapetto **2.5 kN/m**

Traffico

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

Si considerano anche i coefficienti α (pari a 1.1) e Φ (pari a 1.55), si ottiene:

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

Folla

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

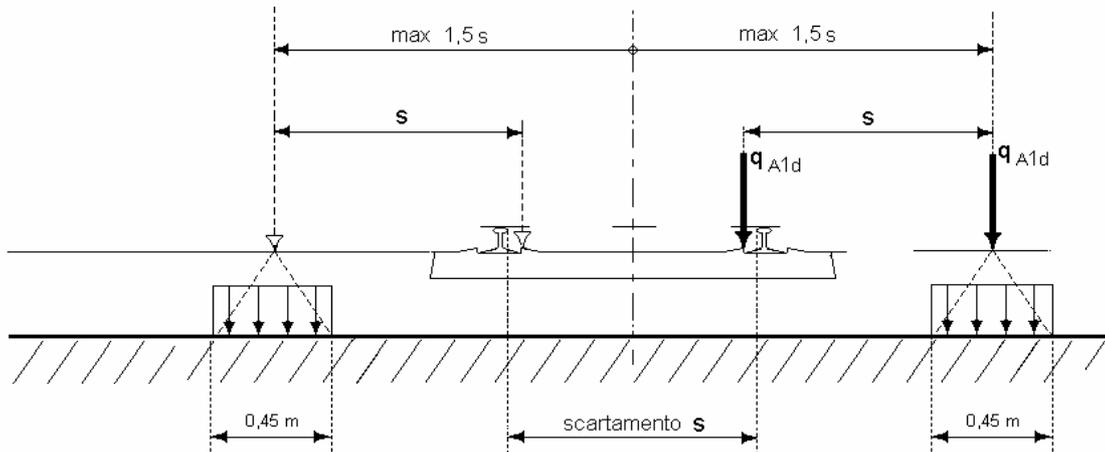
$$q \text{ folla} = 10 \text{ kN/m}^2$$

Deragliamenti

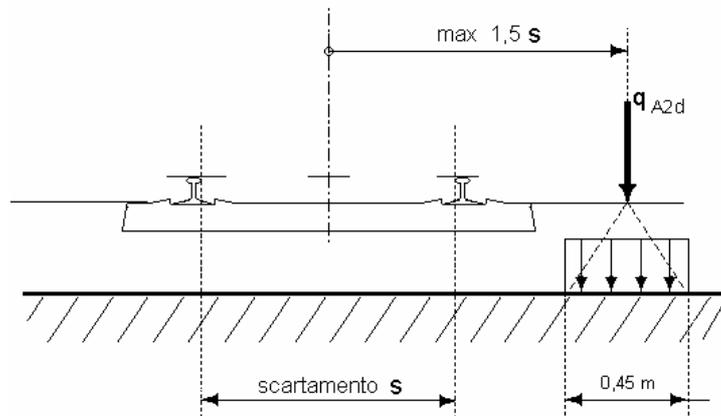
Si considerano i due casi di seguito riportati:

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 $1,5*s$ rispetto all'asse del binario.



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

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

agente ad una distanza dall'asse del binario di

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

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 31

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 32: sollecitazioni massime SLU, SLE

Moment 3-3 Diagram (SLU1)

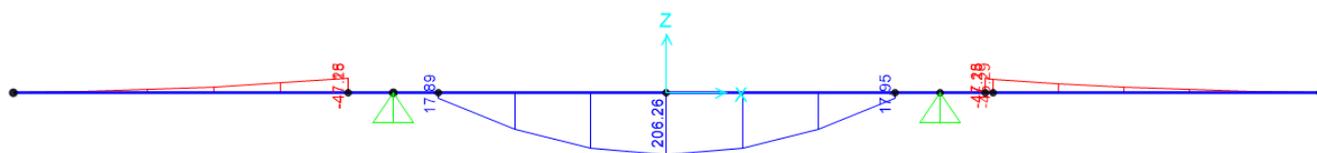


Figura 36: Momento flettente massimo positivo SLU

Moment 3-3 Diagram (SLU2)

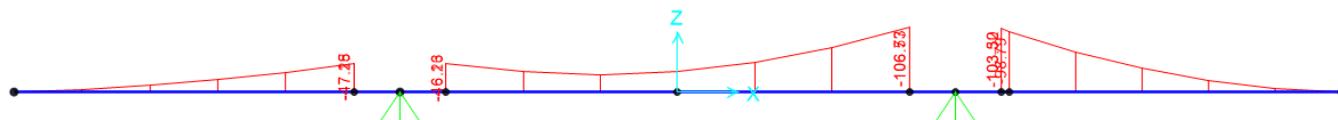


Figura 37: Momento flettente massimo negativo SLU

Moment 3-3 Diagram (SLE1)

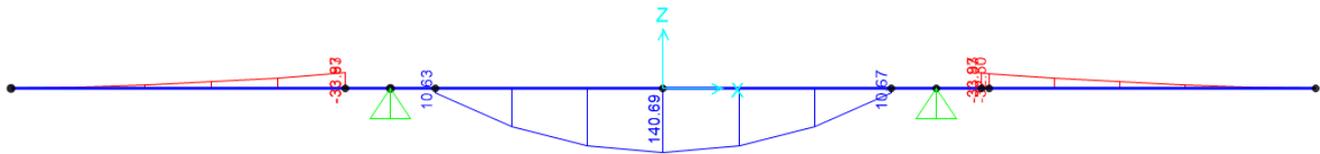


Figura 38: Momento flettente massimo positivo SLE

Moment 3-3 Diagram (SLE2) X

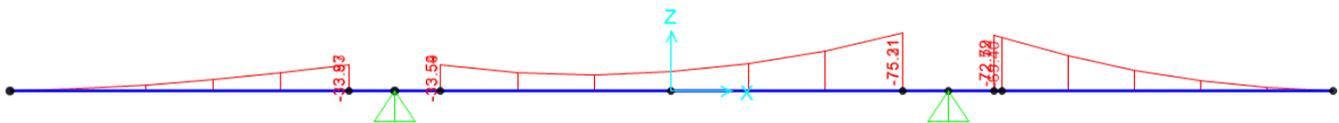


Figura 39: Momento flettente massimo negativo SLE

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

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Solecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

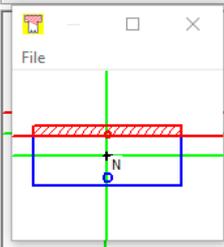
Tipologia rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 389.1 kNm

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200 000 N/mm²	f_{cd}	17 N/mm²
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	2.25 N/mm²
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.2 N/mm²
		τ_{c1}	0.9714 N/mm²

σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 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

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Solecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

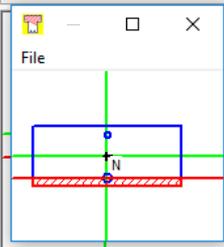
Tipologia rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} -204.3 kNm

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200 000 N/mm²	f_{cd}	17 N/mm²
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	2.25 N/mm²
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.2 N/mm²
		τ_{c1}	0.9714 N/mm²

σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 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 ²
	f_{cd}	18	
coeff. parziale	γ_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 ²
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
ok	σ_{cp}	0.00	N/mm ²
	α_c	1.00	
Acciaio	f_{yk}	450	N/mm ²
Feb44k	f_{yd}	391	N/mm ²
diametro staffe (spille)	ϕ_w	16	mm
Area staffa (spilla)	A_{ϕ_w}	201	mm ²
0.9 d	z	324	mm
passo delle staffe (spille)	s_w	500	mm
	n°	2.5	
	bracci		
angolo di inclinazione	θ	22.3	°
deve essere compreso tra 1 e 2.5	$\cot(\theta)$	2.50	
angolo di inclinazione armatura rispetto asse palo	α	45	°
	$\cot(\alpha)$	1.00	
	A_{s_w} / s_w	1.01	mm ² /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)	γ_{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	
Φ (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
σ_s	145.9 MPa		
kt	0.6 -		
k1	0.8 -		
k2	0.5 -		
k3	3.4 -		
k4	0.425 -		
			Sez. verificata

La verifica è soddisfatta.

6 APPOGGI E GIUNTI

Lo schema appoggi è rappresentato nella figura sottostante.

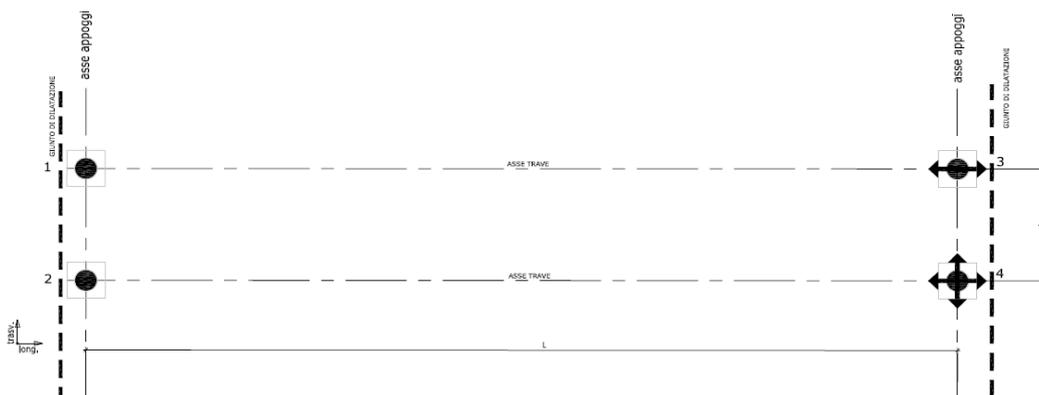


Figura 40

6.1 REAZIONE APPOGGI

Gli apparecchi di appoggio adottati sono del tipo ACCIAIO-PTFE.

Campata con $L=45m$:

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

Appoggio	TIPOLOGIA	F_{VERT} (KN)	F_{TRASV} (KN)	F_{LONG} (KN)
1	FISSO	6000	600	1700
2	FISSO	6000	600	1700
3	UNI (LONG)	6000	600	-
4	MULTI	6000	-	-

Tabella 33

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

Appoggio	TIPOLOGIA	$F_{VERT,min}$ (KN)	F_{TRASV} (KN)	F_{LONG} (KN)
1	FISSO	2300	800	800
2	FISSO	2300	800	800
3	UNI (LONG)	2300	800	-
4	MULTI	2300	-	-

Tabella 34

Campata con L=40m:

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

Appoggio	TIPOLOGIA	F _{VERT} (KN)	F _{TRASV} (KN)	F _{LONG} (KN)
1	FISSO	5400	600	1400
2	FISSO	5400	600	1400
3	UNI (LONG)	5400	600	-
4	MULTI	5400	-	-

Tabella 35

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

Appoggio	TIPOLOGIA	F _{VERT,min} (KN)	F _{TRASV} (KN)	F _{LONG} (KN)
1	FISSO	2100	800	800
2	FISSO	2100	800	800
3	UNI (LONG)	2100	800	-
4	MULTI	2100	-	-

Tabella 36

Campata con L=30m:

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

Appoggio	TIPOLOGIA	F _{VERT} (KN)	F _{TRASV} (KN)	F _{LONG} (KN)
1	FISSO	4400	300	1000
2	FISSO	4400	300	1000
3	UNI (LONG)	4400	300	-
4	MULTI	4400	-	-

Tabella 37

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

Appoggio	TIPOLOGIA	F _{VERT,min} (KN)	F _{TRASV} (KN)	F _{LONG} (KN)
1	FISSO	1500	600	600
2	FISSO	1500	600	600
3	UNI (LONG)	1500	600	-
4	MULTI	1500	-	-

Tabella 38

6.2 ESCURSIONE GIUNTI E APPOGGI

L'entità dell'escursione totale dei giunti e degli apparecchi d'appoggio può essere valutata in accordo al §2.5.2.1.5.1 del Manuale di Progettazione RFI; di seguito si riportano i calcoli eseguiti per la valutazione dei contributi presenti nella formula riportata di seguito:

In direzione longitudinale:

$$E_L = k_1 \cdot (E_1 + E_2 + E_3) = k_1 \cdot (2 \cdot D_t + 4 \cdot d_{Ed} \cdot k_2 + 2 \cdot d_{eg})$$

Ove:

- $E_1 =$ spostamento dovuto alla variazione termica uniforme;
- $E_2 =$ spostamento dovuto alla risposta della struttura all'azione sismica;
- $E_3 =$ spostamento dovuto all'azione sismica fra le fondazioni di strutture non collegate;
- $k_1 =$ 0,45 coefficiente che tiene conto della non contemporaneità dei valori massimi corrispondenti a ciascun evento singolo;
- $k_2 =$ 0,55 coefficiente legato alla probabilità di moto in controfase di due pile adiacenti;
- $d_{Ed} =$ è lo spostamento relativo totale tra le parti, pari allo spostamento d_E prodotto dall'azione sismica di progetto, calcolato come indicato nel paragrafo 7.3.3.3 del DM 14.1.2008 che di seguito si riporta.

Per il calcolo dello spostamento dovuto alla variazione termica uniforme di 15°C, incrementata del 50%.

$$D_t = 0.0099 \text{ m}$$

Per il calcolo dello spostamento dovuto alla risposta della struttura all'azione sismica si è utilizzato, cautelativamente, un modello a mensola.

$$d_{Ed} = 0.0229 \text{ m}$$

Di seguito si esplicitano i calcoli per la determinazione dello spostamento dovuto all'azione sismica fra le fondazioni delle spalle.

$$d_{eg} = 0.025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D = 0.025 \cdot 0.06 \cdot 1 \cdot 0.36 \cdot 10.83 = 0.0058$$

$$E_L = k_1 \cdot (E_1 + E_2 + E_3) = k_1 \cdot (2 \cdot D_t + 4 \cdot d_{Ed} \cdot k_2 + 2 \cdot d_{eg}) = 0.45 \cdot (2 \cdot 0.0099 + 4 \cdot 0.0229 \cdot 0.55 + 2 \cdot 0.0058) = 0.0369 \text{ m}$$

VI01 – Viadotto struttura mista

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0107001	B	94 di 100

Per garantire un valore minimo di escursione, in funzione della sismicità del sito, il valore EL dovrà essere assunto non minore di:

$$E_L \geq 2,30 \cdot \frac{L}{1000} + 0,073 \text{ e } E_L \geq 0.10m \text{ per le zone classificate sismiche con } a_g(\text{SLV}) < 0,25 \text{ g}$$

Campata L=45m:

$$E_L = 2.3 \cdot 45 / 1000 + 0.073 = 0.177 \text{ m} = 177 \text{ mm}$$

- **Corsa degli apparecchi d'appoggio mobili**

Escursione non inferiore a $\pm(EL/2 + EL/8)$ con un minimo di $\pm(EL/2 + 15 \text{ mm})$.

$$E_L/2 + E_L/8 = \mathbf{110.3 \text{ mm}}$$

$$E_L/2 + 15 \text{ mm} = 103.3 \text{ mm}$$

- **Escursione dei giunti**

Escursione non inferiore a $\pm(EL/2 + 10\text{mm}) = \mathbf{\pm 98.25 \text{ mm}}$

- **Ampiezza dei varchi**

Ampiezza non inferiore a $\pm(EL/2 + 20\text{mm}) = \mathbf{\pm 108.25 \text{ mm}}$

Campata L=40m:

$$E_L = 2.3 \cdot 40 / 1000 + 0.073 = 0.165 \text{ m} = 166 \text{ mm}$$

- **Corsa degli apparecchi d'appoggio mobili**

Escursione non inferiore a $\pm(EL/2 + EL/8)$ con un minimo di $\pm(EL/2 + 15 \text{ mm})$.

$$E_L/2 + E_L/8 = \mathbf{103.1 \text{ mm}}$$

$$E_L/2 + 15 \text{ mm} = 97.5 \text{ mm}$$

- **Escursione dei giunti**

Escursione non inferiore a $\pm(EL/2 + 10\text{mm}) = \mathbf{\pm 79.25 \text{ mm}}$

VI01 – Viadotto struttura mista

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0107001	B	95 di 100

- Ampiezza dei varchi

Ampiezza non inferiore a $\pm (EL/2 + 20\text{mm}) = \pm 102.5 \text{ mm}$

Campata L=30m:

$$E_L = 2.3 \cdot 30 / 1000 + 0.073 = 0.142 \text{ m} = 142 \text{ mm}$$

- Corsa degli apparecchi d'appoggio mobili

Escursione non inferiore a $\pm (EL/2 + EL/8)$ con un minimo di $\pm (EL/2 + 15 \text{ mm})$.

$$E_L/2 + E_L/8 = 88.8 \text{ mm}$$

$$E_L/2 + 15 \text{ mm} = 86.0 \text{ mm}$$

- Escursione dei giunti

Escursione non inferiore a $\pm (EL/2 + 10\text{mm}) = \pm 81.0 \text{ mm}$

- Ampiezza dei varchi

Ampiezza non inferiore a $\pm (EL/2 + 20\text{mm}) = \pm 91.0 \text{ mm}$

6.3 RITEGNI SISMICI

Il numero di ritegni sismici previsti su ciascuna spalla/pila è il seguente:

- ritegni sismici longitudinali: 2
- ritegni sismici trasversali: 1

La superficie di potenziale contatto fra trave e ritegno sismico sarà rivestita con un cuscinetto di neoprene armato e di spessore opportuno; la distanza fra il cuscinetto di neoprene e la superficie della trave dovrà essere limitata a $5 \text{ mm} \pm 2 \text{ mm}$ per i ritegni trasversali e quelli longitudinali lato appoggio fisso.

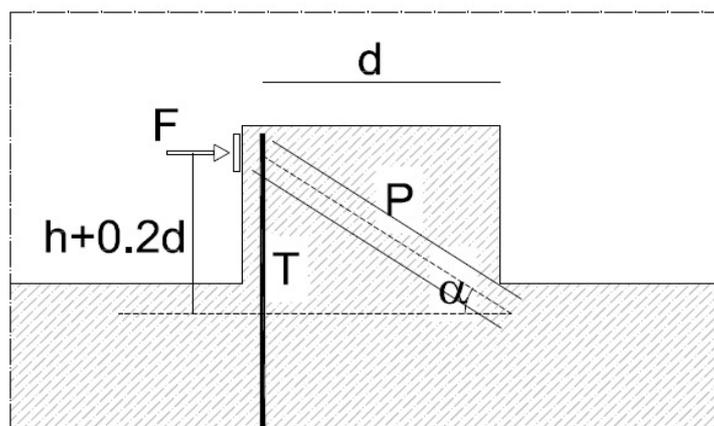
Mentre per i ritegni longitudinali essa dovrà essere pari $EL/2 + 10\text{mm}$ con tolleranza $\pm 2 \text{ mm}$, ossia:

$$(EL/2 + 10 \text{ mm}) = 98.25 \text{ mm per } L=45\text{m}$$

$$(EL/2 + 10 \text{ mm}) = 79.25 \text{ mm per } L=40\text{m}$$

$$(EL/2 + 10 \text{ mm}) = 81 \text{ mm per } L=30\text{m}$$

La verifica dei ritegni sismici viene eseguita adottando lo schema generale di tirante-puntone rappresentato nell'immagine seguente.



6.3.1 Ritegno sismico longitudinale

In base alla carpenteria del ritegno si hanno i seguenti dati geometrici:

VI01 – Viadotto struttura mista
Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0107001	B	97 di 100

$h = 30 \text{ cm}$

$d = 45 \text{ cm}$

$\tan \alpha = (h+0.2d) / 0.9 d = 0.96 \quad \rightarrow \quad \alpha = 43.9^\circ$

Campate con $L=40\text{m}$ e $L=45\text{m}$

Calcolo delle azioni tirante (T) - puntone (P):

$F_{\text{long}} = 800 \text{ kN} \quad (\text{SLV})$

$T = F_{\text{long}} * \tan \alpha = 800 * 0.96 = 769 \text{ kN}$

$P = F_{\text{long}} / \cos \alpha = 800 / 0.72 = 1110 \text{ kN}$

Calcolo dell'armatura dell'armatura tesa (A_s):

$A_s = T / f_{yd} = 769 \text{ kN} / 391 \text{ MPa} = 19.7 \text{ cm}^2$

Si disporranno pertanto almeno 10 barre D16 concentrate sulla superficie di contatto del ritegno con la trave ($b = 140 \text{ cm}$, $A_{s, \text{eff}} = 20 \text{ cm}^2$)

Verifica del puntone di calcestruzzo:

Onde evitare meccanismi di rottura fragili, la verifica viene condotta in funzione della resistenza dell'armatura disposta effettivamente.

$P_{gr} = A_{s, \text{eff}} * f_{yd} / \sin \alpha = 2000 \text{ mm}^2 * 391 \text{ MPa} / 0.693 = 1128 > P$

$P_{rd} = 0.4 b d f_{cd} = 0.4 * 1400 \text{ mm} * 450 \text{ mm} * (0.83 * 32 \text{ MPa} / 1.5) = 4462 \text{ kN} > P_{gr}$

Campata con $L=30\text{m}$

Calcolo delle azioni tirante (T) - puntone (P):

$F_{\text{long}} = 600 \text{ kN} \quad (\text{SLV})$

$$T = F_{long} * \tan \alpha = 600 * 0.96 = 576 \text{ kN}$$

$$P = F_{long} / \cos \alpha = 600 / 0.72 = 833 \text{ kN}$$

Calcolo dell'armatura dell'armatura tesa (A_s):

$$A_s = T / f_{yd} = 576 \text{ kN} / 391 \text{ MPa} = 14.7 \text{ cm}^2$$

Si disporranno pertanto almeno 8 barre D16 concentrate sulla superficie di contatto del ritegno con la trave ($b = 140 \text{ cm}$, $A_{s, \text{eff}} = 16 \text{ cm}^2$)

Verifica del puntone di calcestruzzo:

Onde evitare meccanismi di rottura fragili, la verifica viene condotta in funzione della resistenza dell'armatura disposta effettivamente.

$$P_{gr} = A_{s, \text{eff}} * f_{yd} / \sin \alpha = 1600 \text{ mm}^2 * 391 \text{ MPa} / 0.693 = 902.7 > P$$

$$P_{rd} = 0.4 b d f_{cd} = 0.4 * 1400 \text{ mm} * 450 \text{ mm} * (0.83 * 32 \text{ MPa} / 1.5) = 4462 \text{ kN} > P_{gr}$$

6.3.2 Ritegno sismico trasversale

In base alla carpenteria del ritegno si hanno i seguenti dati geometrici:

$$h = 30.5 \text{ cm}$$

$$d = 43 \text{ cm}$$

$$\tan \alpha = (h + 0.2d) / 0.9 d = 1.01 \quad \rightarrow \quad \alpha = 45.3^\circ$$

Campata con $L = 40 \text{ m}$ e $L = 45 \text{ m}$

Calcolo delle azioni tirante (T) - puntone (P):

$$F_{\text{trav}} = 800 \text{ kN} \quad (\text{SLV})$$

$$T = F_{\text{trav}} * \tan \alpha = 800 * 1.01 = 808 \text{ kN}$$

$$P = F_{\text{trasv}} / \cos \alpha = 800 / 0.703 = 1137 \text{ kN}$$

Calcolo dell'armatura dell' armatura tesa (As):

$$A_s = T / f_{yd} = 808 \text{ kN} / 391 \text{ MPa} = 2.1 \text{ cm}^2$$

Si disporranno pertanto almeno 3 barre D16 concentrate sulla superficie di contratto del ritegno con la trave (b= 45 cm, $A_{s,\text{eff}} = 6 \text{ cm}^2$).

Verifica del puntone di calcestruzzo:

Onde evitare meccanismi di rottura fragili, la verifica viene condotta in funzione della resistenza dell'armatura disposta.

$$P_{gr} = A_{s,\text{eff}} * f_{yd} / \sin \alpha = 600 \text{ mm}^2 * 391 \text{ Mpa} / 0.711 = 330 > P$$

$$P_{rd} = 0.4 b d f_{cd} = 0.4 * 450\text{mm} * 430\text{mm} * (0.83*32 \text{ MPa}/1.5) = 1370.5 \text{ kN} > P_{gr}$$

Campata con L=30m

Calcolo delle azioni tirante (T) - puntone (P):

$$F_{\text{trasv}} = 600 \text{ kN} \quad (\text{SLV})$$

$$T = F_{\text{trasv}} * \tan \alpha = 600 * 1.01 = 606 \text{ kN}$$

$$P = F_{\text{trasv}} / \cos \alpha = 600 / 0.703 = 853.5 \text{ kN}$$

Calcolo dell'armatura dell' armatura tesa (As):

$$A_s = T / f_{yd} = 606 \text{ kN} / 391 \text{ MPa} = 15.5 \text{ cm}^2$$

Si disporranno pertanto almeno 8 barre D16 concentrate sulla superficie di contratto del ritegno con la trave (b= 45 cm, $A_{s,\text{eff}} = 16.1 \text{ cm}^2$).

Verifica del puntone di calcestruzzo:

Onde evitare meccanismi di rottura fragili, la verifica viene condotta in funzione della resistenza dell'armatura disposta.

$$P_{gr} = A_{s,\text{eff}} * f_{yd} / \sin \alpha = 1610 \text{ mm}^2 * 391 \text{ Mpa} / 0.711 = 885 > P$$

$$P_{rd} = 0.4 b d f_{cd} = 0.4 * 450\text{mm} * 430\text{mm} * (0.83*32 \text{ MPa}/1.5) = 1370.5 \text{ kN} > P_{gr}$$

VI01 – Viadotto struttura mista

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0107001	B	100 di 100

7 INCIDENZE ARMATURE

Incidenza armatura soletta impalcato

150 kg / m³