

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 BAULADU

VIADOTTO VI01 IN C.A.P

Relazione di Calcolo impalcato c.a.p. $L = 25m$

SCALA:

-

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

R R 0 H **0 1** **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: RR0H01D13CLVI0107001B.docx

n. Elab.:

INDICE

1	INTRODUZIONE	5
1.1	Modalità di costruzione dell'impalcato	5
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
3	MATERIALI	8
3.1	Calcestruzzo	8
3.2	Acciaio da armatura ordinaria	9
3.3	Acciaio armonico stabilizzato per trefoli	9
4	ANALISI DEI CARICHI	10
4.1	Peso proprio della struttura (G1).....	10
4.2	Carichi permanenti portati (G2)	10
4.3	Coazioni	11
4.3.1	Ritiro della soletta in c.a. (RIT)	11
4.3.2	Temperatura (TERM)	12
4.4	Azioni variabili da traffico ferroviario	12
4.5	Vento	16
4.6	Neve	17
4.7	Resistenze parassite dei vincoli.....	17
4.8	Sisma (E).....	18
4.9	Azioni eccezionali.....	20
5	ANALISI STRUTTURALE	22
5.1	Descrizione del modello di calcolo e software impiegato.....	22
5.2	Verifica dei requisiti dell'applicabilità dell'analisi statica.....	25
5.3	Carichi elementari	28

5.4	Combinazione dei carichi.....	33
5.4.1	Definizione dei gruppi delle azioni da traffico	33
5.4.2	Combinazioni azioni SLU	33
5.4.3	Combinazioni azioni SLE (comb. caratteristica).....	33
5.4.4	Combinazioni azioni SLE (comb. quasi permanente)	34
5.4.5	Combinazioni sismica.....	34
5.5	Sollecitazioni elementari.....	35
6	Verifiche trave in c.a.p.....	40
6.1	Criteri di verifica.....	40
6.2	Fasi di vita della trave prefabbricata	41
6.3	Verifica della sezione di mezzeria (x=11.4m)	41
6.3.1	Caratteristiche della sezione	41
6.3.2	Calcolo delle perdite di precompressione.....	43
6.3.3	Verifica della sezione corrente d'Appoggio (x=1.65 m)	48
6.3.4	Verifica della sezione ringrossata d'Appoggio (x=0.4 m).....	55
7	VERIFICA DEL TRASVERSO	62
8	VERIFICHE DI DEFORMABILITA'	63
8.1	Sghembo.....	63
8.2	Inflessione nel piano orizzontale.....	64
8.3	Inflessione nel piano verticale.....	65
8.4	Comfort dei passeggeri	65
9	VERIFICA DELLA SOLETTA	67
9.1	Verifica a flessione SLU - momento positivo.....	71
9.2	Verifica a flessione SLU - momento negativo.....	72

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	4 di 82

9.3	Verifica a taglio SLU	73
9.4	Verifica a fessurazione SLE.....	74
10	APPOGGI E GIUNTI.....	75
10.1	Reazioni Appoggi	75
10.2	Escursione giunti e appoggi	76
10.3	Ritegni sismici.....	77
10.3.1	Ritegno sismico longitudinale	78
10.3.2	Ritegno sismico trasversale	79
11	INCIDENZE ARMATURE.....	80
12	VALIDAZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	81

1 INTRODUZIONE

La seguente relazione di calcolo si occupa dell'impalcato del viadotto VI01 della variante di Bauladu.

Il viadotto è composto di 10 campate da 25 metri (asse pila). Ciascun impalcato ospita un singolo binario ed è realizzato mediante 2 travi a cassone in c.a.p. di luce netta pari a 22.8m ed altezza 2.1m.

L'interasse delle travi è pari a 3.1m, mentre l'altezza complessiva dell'impalcato dal piano del ferro è pari a 3.18m.

Il viadotto presenta un raggio di curvatura planimetrico pari a $R=950m$ ed 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.

1.1 Modalità di costruzione dell'impalcato

L'impalcato viene realizzato con travi prefabbricate in c.a.p. e getto in opera delle solette collaboranti.

Le travi sono autoportanti, non necessitano quindi di alcun rompitratta o puntellamento provvisorio durante l'esecuzione dell'impalcato.

Si distinguono due fasi successive di lavoro:

PRIMA FASE

Le travi semplicemente appoggiate agli estremi resistono da sole al peso proprio ed a quello della soletta gettata in opera.

SECONDA FASE

Il sistema misto travi precomprese e soletta gettata in opera, divenuto solidale dopo la maturazione del calcestruzzo, resiste al peso delle sovrastrutture e dei carichi accidentali.

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	6 di 82

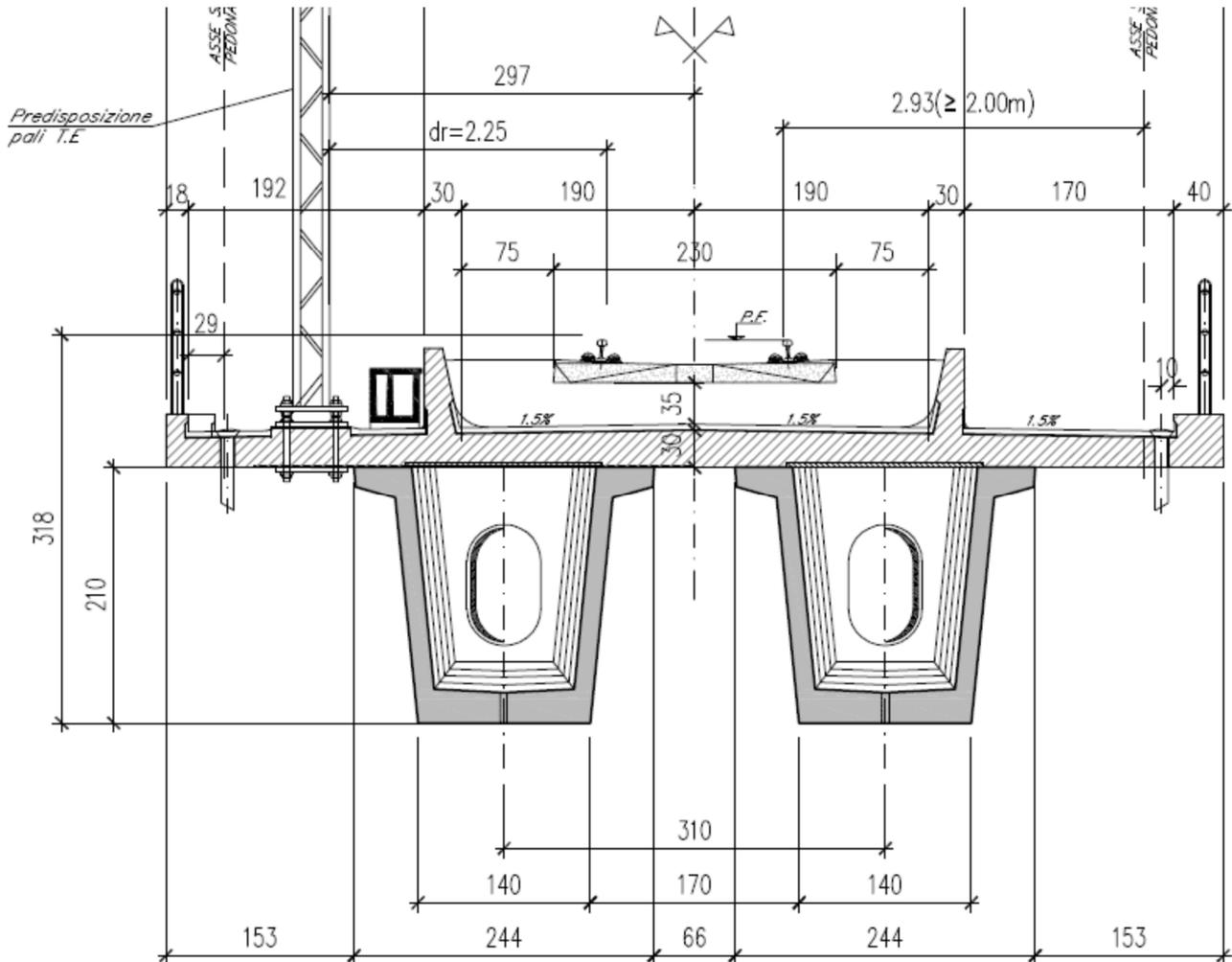


Figura 1: Sezione trasversale.

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

- *Travi prefabbricate*

Classe C45/55

Resistenza a compressione di progetto $f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 25.5$ Mpa

Modulo elastico $E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3} = 36$ Gpa

Classe di esposizione = XC3

Classe di consistenza min = S4

Rapporto $a/c_{max} = 0.45$

Copriferro minimo armatura ordinaria = 35 mm

Copriferro minimo armatura pretesa = 50 mm

- *Soletta d'impalcato*

Classe C32/40

Resistenza a compressione di progetto $f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 17$ Mpa

Modulo elastico $E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3} = 33$ Gpa

Classe di esposizione = XC3

Classe di consistenza min = S4

Rapporto $a/c_{max} = 0.55$

Copriferro minimo armatura ordinaria = 40 mm

- *Getti in elevazione di pile e spalle (compresi baggioli e ritegni)*

Classe C32/40

Resistenza a compressione di progetto $f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 18.1$ Mpa

Modulo elastico $E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3} = 33$ Gpa

Classe di esposizione = XC4

Classe di consistenza min = S3

Rapporto $a/c_{\max} = 0.50$

Copriferro minimo armatura ordinaria = 40 mm

- *Getti di fondazione*

Classe C25/30

Resistenza a compressione di progetto $f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 14.2$ Mpa

Modulo elastico $E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3} = 31$ Gpa

Classe di esposizione = XC2

Classe di consistenza min = S3

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

Copriferro minimo armatura ordinaria = 40 mm

- *Magrone*

Classe C12/15

Classe di esposizione = X0

3.2 Acciaio da armatura ordinaria

Acciaio tipo B450 C ($f_{yk} = 450$ MPa)

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

Modulo elastico $E_s = 200$ Gpa

3.3 Acciaio armonico stabilizzato per trefoli

Tensione caratteristica di rottura $f_{ptk} = 1860$ Mpa

Tensione di snervamento di calcolo $f_{p(1)k} = 1670$ Mpa

Modulo elastico $E_s = 195$ 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.

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

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

Travi cap (30 kN/m / trave*) = $2 * 30 \text{ KN/m} = \mathbf{60.00 \text{ KN/m}}$

Soletta in ca (spessore 28 cm) = $0.28 \text{ m} * 8.60 \text{ m} * 25 \text{ KN/m} = \mathbf{60.20 \text{ KN/m}}$

120.20 KN/m

* compresi i trasversi di collegamento delle travi in cap

Il peso totale G1 per l'impalcato da 25m è dunque 3005 KN.

4.2 Carichi permanenti portati (G2)

Il peso proprio della sovrastruttura ferroviaria (armamento, ballast, impermeabilizzazione, etc..) 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 $0.8 \text{ m} * 3.7 \text{ m} * 20 \text{ KN/m}^3 = \mathbf{59.2 \text{ KN/m}}$

Muretti per marciapiedi FFP $2 * 0.3 \text{ m} * 1.4 \text{ m} * 25 \text{ KN/m}^3 = \mathbf{21 \text{ KN/m}}$

Grigliato marciapiede FFP (50 kg/m² compresi i profili di supporto) $2 * 2.0 \text{ m} * 0.5 \text{ KN/m}^2 = \mathbf{2.0 \text{ KN/m}}$

Barriere parapetto $2 * 2.5 \text{ KN/m} = \mathbf{5.0 \text{ KN/m}}$

Canalette portacavi (2.0 KN/m) **2.0 KN/m**

89.20 KN/m

Il peso totale G2 per l'impalcato da 25m è dunque 2230 KN.

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	32 Mpa
h0	526 mm (=2 Ac/u)
UR	75 %

OUTPUT

kh	0.700
ε c0	-2.98E-05
ε cd,inf	-2.09E-05 RITIRO DA ESSICCAMENTO

ε ca,inf -5.50E-05 RITIRO AUTOGENO

ε cs,inf -7.59E-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 ($E_r = E_{cm} / 2.5$)

$$\sigma_{rit} = \varepsilon_{cs,inf} * E_r = 1.01 \text{ Mpa}$$

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

$$N_{rit} = \sigma_{rit} * A_c = 1010 \text{ Kpa} * (0.28 \text{ m} * 8.6\text{m}) = 2437 \text{ KN}$$

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

Questa sollecitazione è stata presa in considerazione applicando un momento flettente pari a:

$$M_{rit} = N_{rit} * e = 2437 \text{ kN} * 0.78\text{m} = 1900 \text{ kNm}$$

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	12 di 82

4.3.2 Temperatura (TERM)

Si prendono 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

* 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 analogamente al ritiro differenziale della soletta, vale a dire attraverso l'applicazione di una forza assiale applicata al baricentro della soletta ($N_{\Delta T, NU} = +/- 3973 \text{ KN}$).

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:

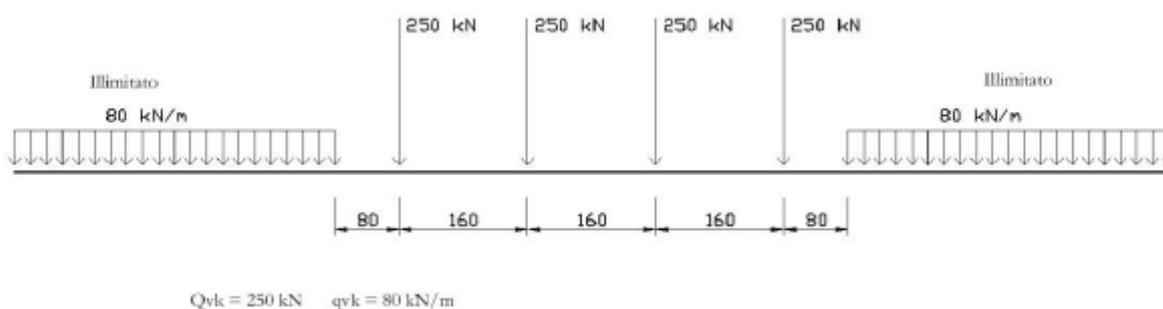


Figura 5.2.1 - Treno di carico LM71

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):

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

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	13 di 82

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:

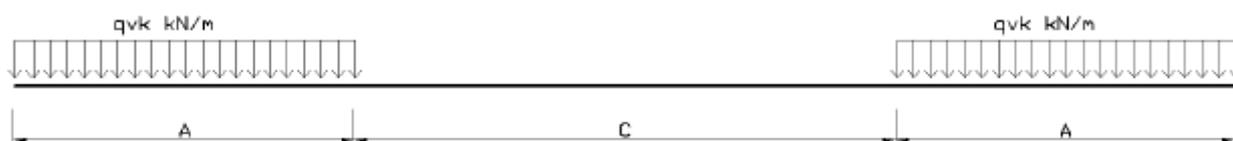


Fig. 5.2.2 Treno di carico SW

	Qvk (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 25m $L_\Phi = L_c = 22.8$ m **$\Phi_3 = 1.20$**
- Soletta impalcato - luce netta 1.5m $L_\Phi = L_c = 1.5$ m **$\Phi_3 = 2.84$**

Frenatura/ avviamento

Il valore caratteristico dell'azione, uniformemente distribuita sulla lunghezza di influenza $L_{a,b}$ (assunta pari alla luce della campata), viene calcolata secondo le seguenti formule.:

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	14 di 82

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

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

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

I valori caratteristici devono essere moltiplicati al coefficiente α .

- LM71 ($\alpha=1.1$):

Campata [m]	Avviamento $Q_{1a,k}$ [KN]	Frenatura $Q_{1b,k}$ [KN]
25	908	550

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

Campata (m)	Avviamento $Q_{1a,k}$ [KN]	Frenatura $Q_{1b,k}$ [KN]
25	825	700

Serpeggio

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

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	15 di 82

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

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

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 $r = 950$ m

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

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

Calcolo del coefficiente $V^2/127r$

- LM71: 0.16
- SW/2: 0.08

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

16% del carico verticale LM71

8% del carico verticale SW/2

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

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	16 di 82

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:

$$c_e = k_r^2 * c_t * \ln(z/z_0) * [7 + c_t \ln(z/z_0)] = 2.47$$

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

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

$$z = 12 \text{ m (quota media impalcato dal pc)}$$

In definitiva la pressione del vento vale:

$$p = 0.49 \text{ KN/m}^2 * 2.47 * 1.4 * 1 = 1.70 \text{ KN/m}^2 \quad \text{(trave direttamente investita)}$$

$$p = 0.49 \text{ KN/m}^2 * 2.47 * 0.2 * 1 = 0.24 \text{ KN/m}^2 \quad \text{(travi successive)}$$

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	17 di 82

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:

H impalcato	3.18 m
H treno	4 m
H trave	2.1 m

La forza orizzontale al metro lineare applicata sull'impalcato è dunque pari a:

$$F_{\text{vento}} = 1.70 \text{ KN/m} * (4+3.18)\text{m} + 0.24\text{KN/m} * 2.1\text{m} = 12.71 \text{ KN/m} \quad \text{Ponte carico}$$

$$F_{\text{vento}^*} = 1.70 \text{ KN/m} * 3.18 \text{ m} + 0.24\text{KN/m} * 2.8\text{m} = 6.01 \text{ KN/m} \quad \text{Ponte scarico}$$

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 corrispondente alla summenzionata eccentricità.

4.6 Neve

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

4.7 Resistenze parassite dei vincoli

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

$$\text{Spalle } F_a = f (V_g + V_q)$$

$$\text{Pile } F_a = f (0.2V_g + V_q)$$

dove

V_g Reazione verticale massima associata ai carichi permanenti,

V_q Reazione verticale massima associata ai carichi mobili dinamicizzati.

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	18 di 82

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, Palmaria, 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**.

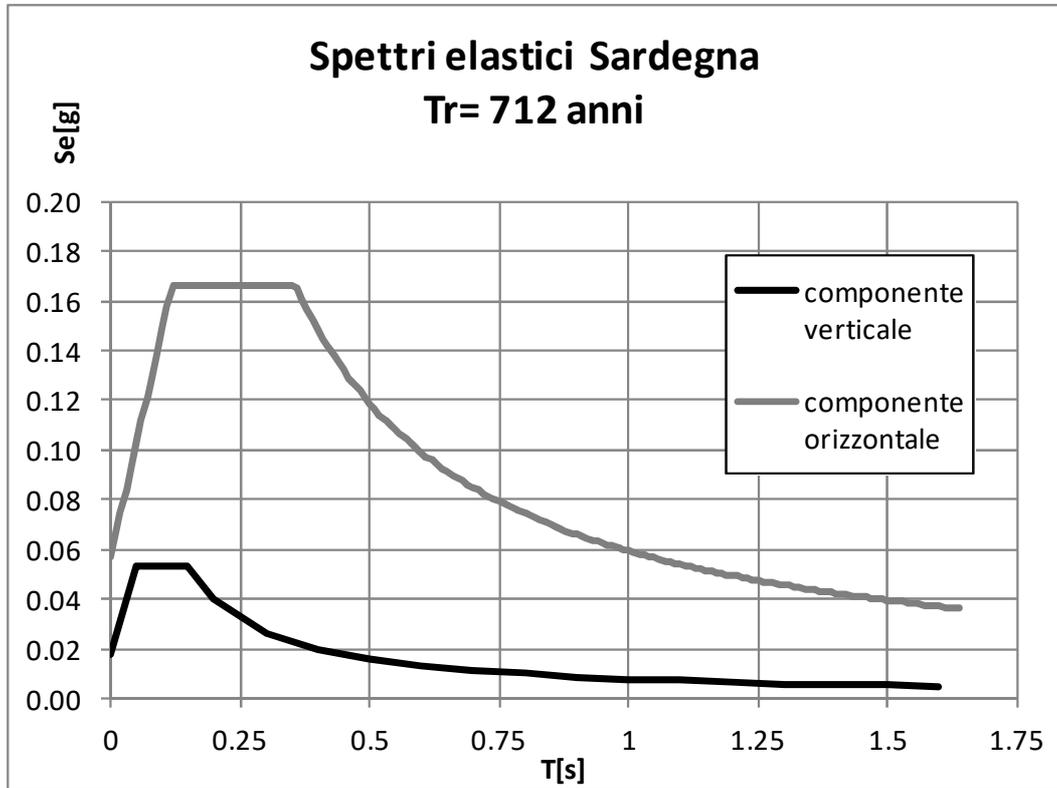
I parametri ottenuti per interpolazione da quelli della tabella 2 sono i seguenti:

SLV	$T_r = 712$ anni
a_g [g]	0.057
F_o	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.
a_g [g]	0.057	0.018
$F_{o,v}$	2.936	0.943
T_b [s]	0.119	0.05
T_c [s]	0.358	0.15
T_d [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.

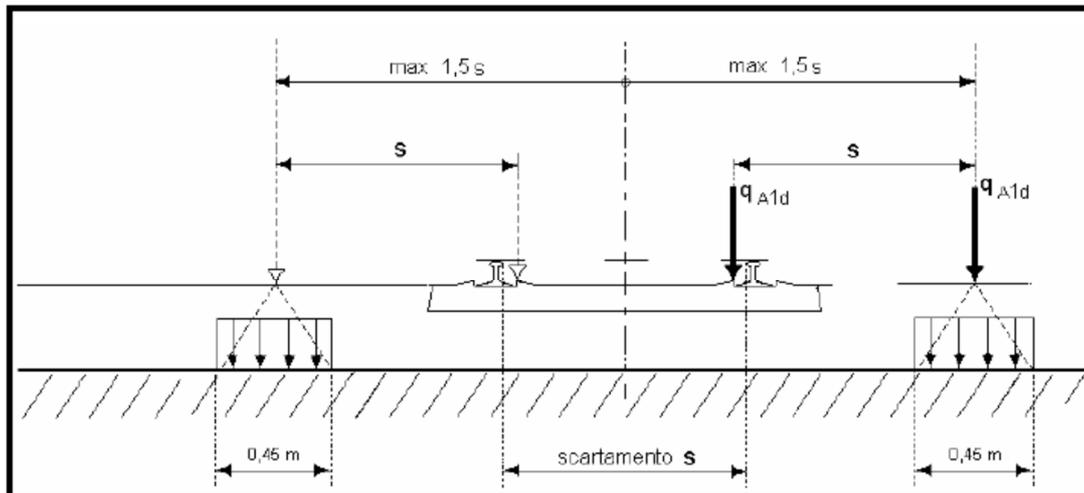


Figura 5.2.12 - Caso 1

Caso 2

Si considera un carico unico $q_{A2d} = 80 \cdot 1.4$ KN/m esteso per 20m e disposto con una eccentricità massima verso l'esterno di $1.5s$ ($s=1435$ 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.

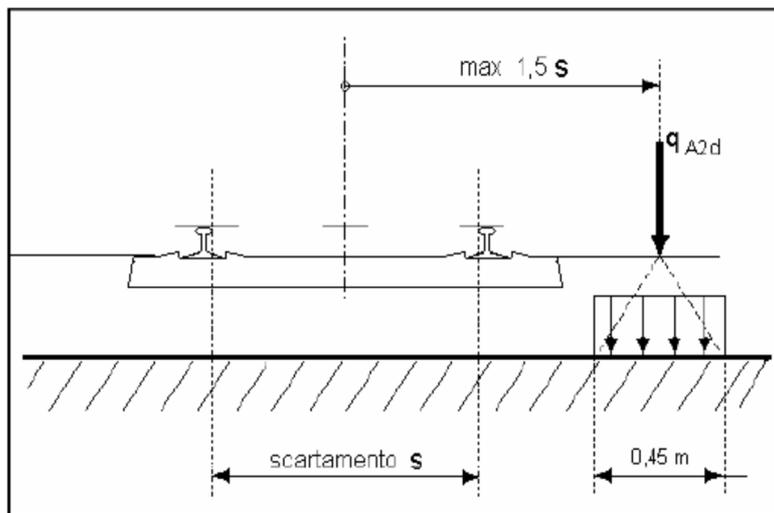


Figura 5.2.13 - Caso 2

 RFI RETE FERROVIARIA ITALIANA GRUPPO FERROVIE DELLO STATO	VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO - SASSARI - OLBIA VARIANTE DI BAULADU												
VI01 - Viadotto in c.a.p Relazione di calcolo impalcato	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>RR0H</td> <td>01</td> <td>D13CL</td> <td>VI0107001</td> <td>B</td> <td>22 di 82</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	22 di 82
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	22 di 82								

5 ANALISI STRUTTURALE

5.1 Descrizione del modello di calcolo e software impiegato

L'impalcato è stato modellato col programma di calcolo strutturale SAP2000 della CSI.

È stato predisposto un modello agli elementi finiti a graticcio, comprendente le travi principali, i trasversi di ripartizione e la soletta d'impalcato (elementi posti ad interasse costante), ciascuno rappresentante per geometria e caratteristiche inerziali il reale elemento che riproduce.

Il modello ha una lunghezza pari alla luce di calcolo ($L_c=22.8m$), considerando tuttavia, a favore di sicurezza, i carichi afferenti alla lunghezza complessiva della campata ($L=25m$)

I carichi statici sono applicati come carichi distribuiti lineari o concentrati direttamente sugli elementi a cui afferiscono.

I carichi da traffico sono applicati come "moving load" (carichi mobili) impiegando le configurazioni di treni di carico descritti in precedenza.

Per quanto riguarda i vincoli esterni sono stati schematizzati due vincoli fissi in direzione longitudinale e trasversale da un lato, invece dal lato opposto sono stati schematizzati uno come unidirezionale (in direzione longitudinale) e l'altro multidirezionale.

Il sistema di riferimento globale è il seguente:

x *Asse longitudinale ponte*

y *Asse trasversale*

z *Asse verticale*

Il sistema di riferimento locale è il seguente:

1 *Asse della trave*

2 *Asse trasversale*

3 *Asse verticale*

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

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	23 di 82

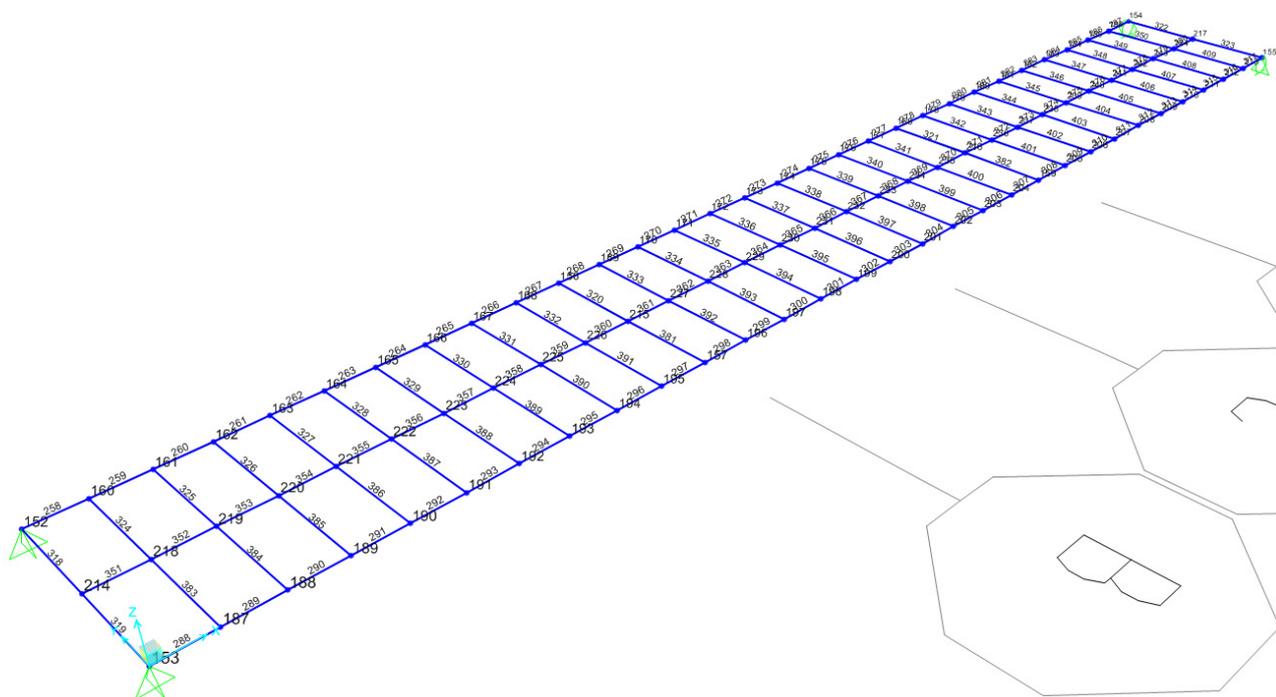


Figura 2: modello agli EF adottato

Considerate le finalità del modello strutturale (calcolo delle sollecitazioni e deformazioni dovute ai sovraccarichi mobili) è lecito impiegare un modello di calcolo rappresentante l'impalcato nella sua configurazione definitiva (soletta indurita).

	A [m ²]	J33 [m ⁴]	J22 [m ⁴]	Jtor [m ⁴]
trave	1.09	0.590	0.550	0.33
soletta	0.304	0.004	0.0146	0.0109
trasversi	0.7288	0.279	0.0141	0.021

Di seguito si riportano alcuni stralci delle immagini riguardanti le caratteristiche geometriche e inerziali inserite all'interno del programma di calcolo utilizzato.

La sezione della trave in cap è stata modellata mediante un elemento frame a sezione "generica", alla quale sono state assegnate le corrette caratteristiche inerziali.

 RFI RETE FERROVIARIA ITALIANA GRUPPO FERROVIE DELLO STATO	VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO - SASSARI - OLBIA VARIANTE DI BAULADU												
VI01 - Viadotto in c.a.p Relazione di calcolo impalcato	<table border="1"> <tr> <td>COMMESSA</td> <td>LOTTO</td> <td>CODIFICA</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>RR0H</td> <td>01</td> <td>D13CL</td> <td>VI0107001</td> <td>B</td> <td>24 di 82</td> </tr> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	24 di 82
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	24 di 82								

La soletta è stata discretizzata in elementi trasversali, con interasse costante, e modellata sempre con elementi frame.

I trasversi sono rappresentati sempre da elementi frame, ai quali sono state assegnate le corrette dimensioni geometriche.

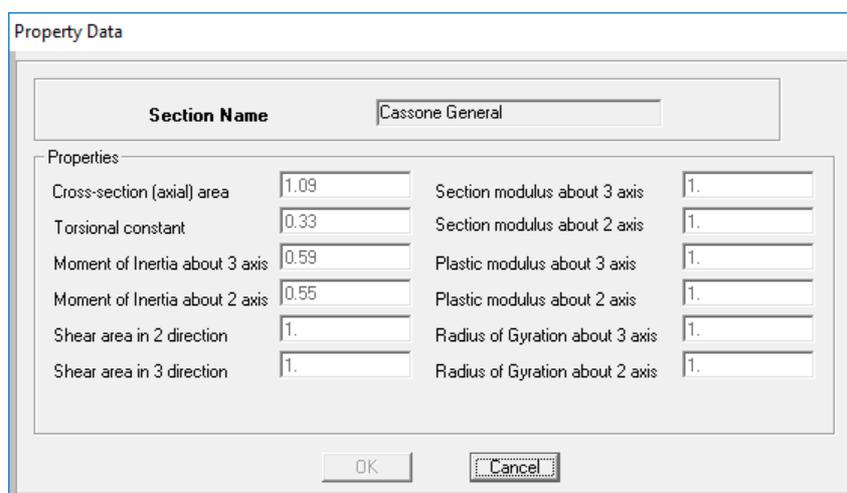


Figure 5-1: caratteristiche inerziali e geometriche della sezione a cassone delle travi

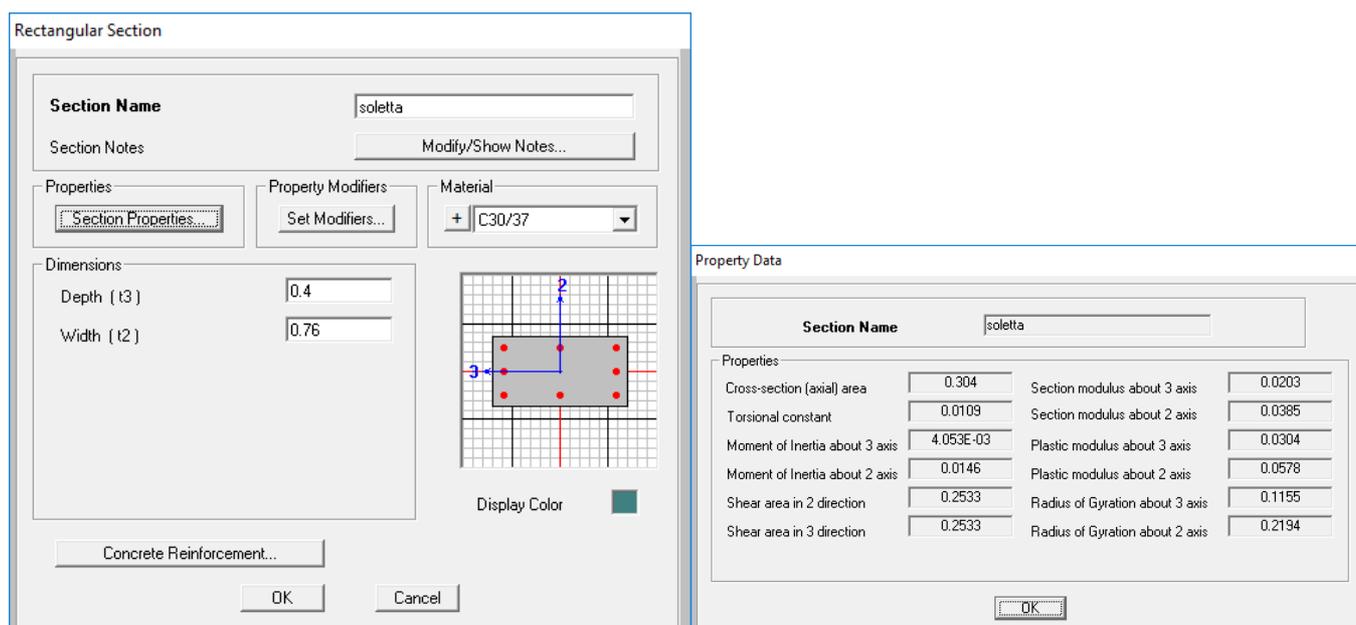
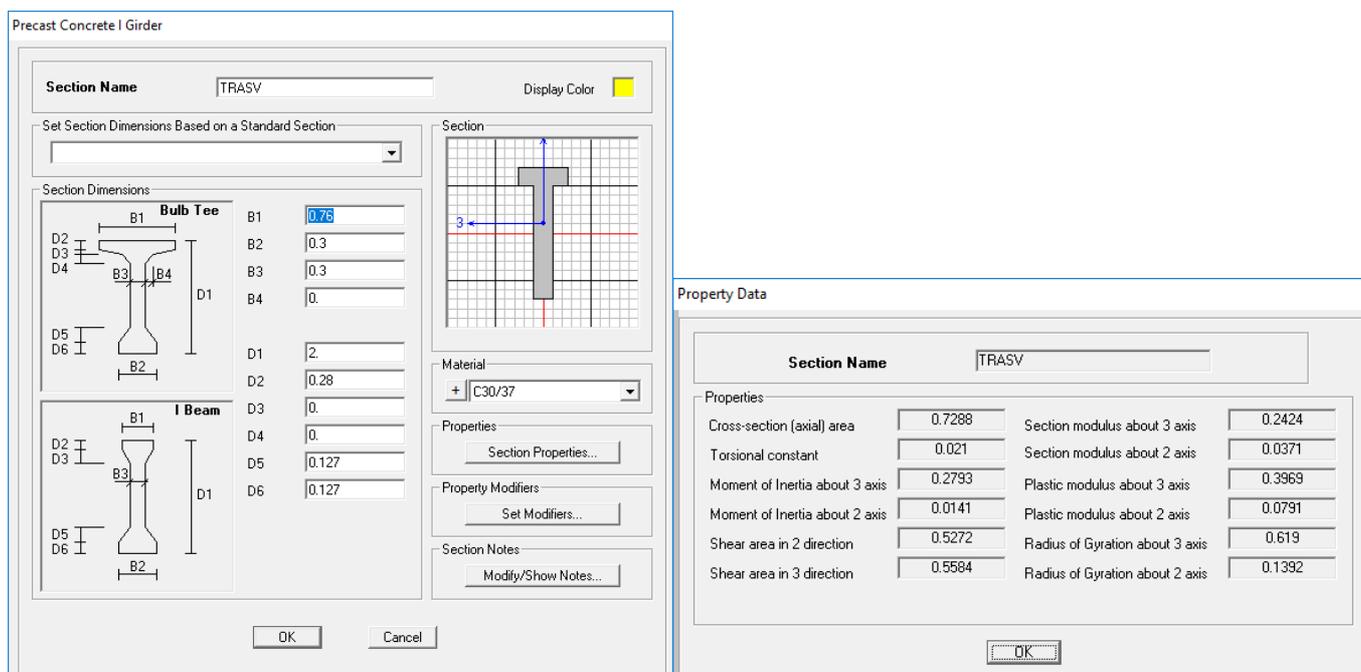


Figure 5-2: caratteristiche inerziali e geometriche della soletta

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	25 di 82



Section Name TRASV Display Color

Set Section Dimensions Based on a Standard Section

Section Dimensions

Bulb Tee

B1	0.76
B2	0.3
B3	0.3
B4	0.
D1	2.
D2	0.28
D3	0.
D4	0.
D5	0.127
D6	0.127

I Beam

B1	
B2	
B3	
D1	
D2	
D3	
D4	
D5	
D6	

Material C30/37

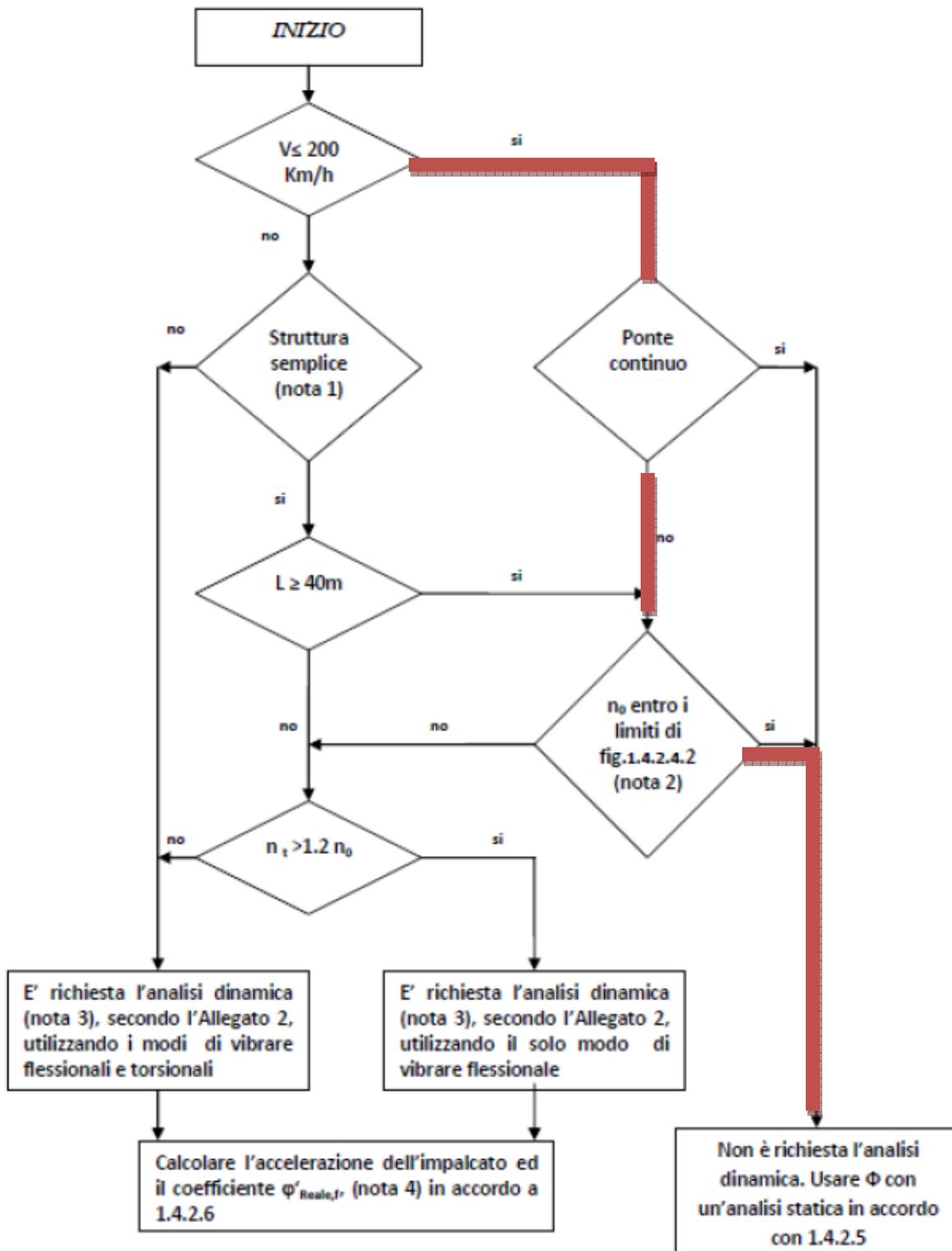
Properties

Section Name: TRASV			
Properties			
Cross-section (axial) area	0.7288	Section modulus about 3 axis	0.2424
Torsional constant	0.021	Section modulus about 2 axis	0.0371
Moment of Inertia about 3 axis	0.2793	Plastic modulus about 3 axis	0.3969
Moment of Inertia about 2 axis	0.0141	Plastic modulus about 2 axis	0.0791
Shear area in 2 direction	0.5272	Radius of Gyration about 3 axis	0.619
Shear area in 3 direction	0.5584	Radius of Gyration about 2 axis	0.1392

Figure 5-3: caratteristiche inerziali e geometriche dei trasversi

5.2 Verifica dei requisiti dell'applicabilità dell'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.



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_o), che deve soddisfare la seguente relazione.

$$n_{o,\min} < n_o < n_{o,\max}$$

La relazione risulta soddisfatta essendo:

$$n_o = 17.75 / \sqrt{d_o} = 4.18 \text{ hz} \quad (d_o = 18 \text{ mm, abbassamento sotto carichi permanenti}^*)$$

$$n_{o,\min} = 23.58L^{-0.592} = 3.70 \text{ hz} \quad (L=22.8\text{m})$$

$$n_{o,\max} = 94.76L^{-0.748} = 9.14 \text{ hz} \quad (L=22.8\text{m})$$

*Calcolo della freccia sotto carichi permanenti:

$$q = 66 \text{ kN/m} + 45 \text{ kN/m} = 111 \text{ kN/m}$$

$$f = 5/385 * q * l^4 / EJ = 5/385 * 111 \text{ kN/m} * (22.8\text{m})^4 / (36000 \text{ MPa} * 0.59 \text{ m}^4) = 0.018 \text{ m}$$

A conferma del valore della frequenza, si riportano i risultati della prima forma modale dell'impalcato forniti dal modello di calcolo ($f=3.84 \text{ hz}$) che risulta essere compatibile col valore calcolato analiticamente.

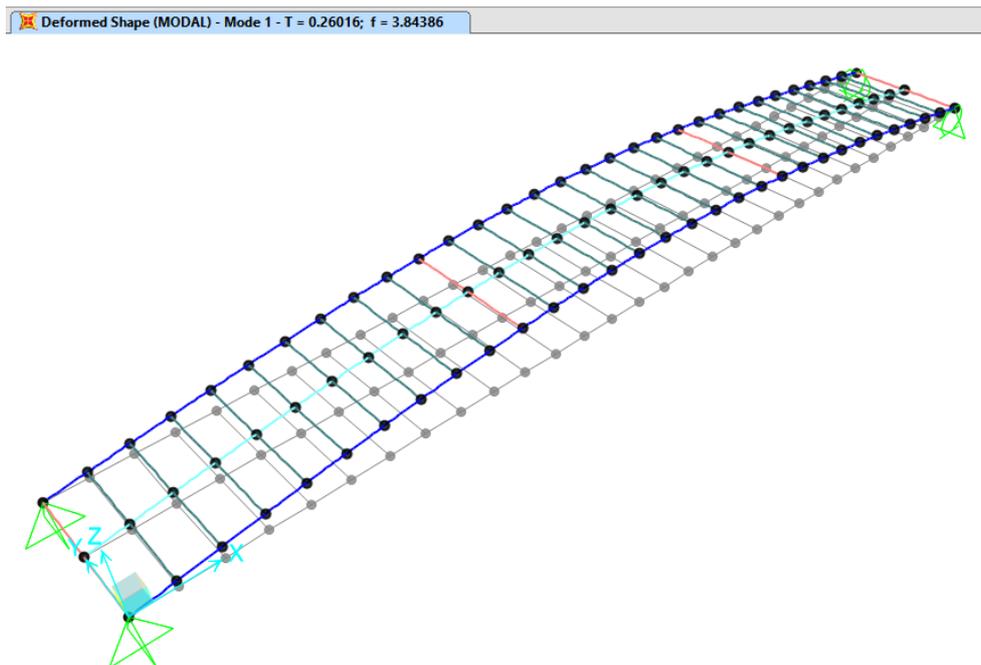


Figure 5-4: primo modo di vibrare

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	28 di 82

5.3 Carichi elementari

I vari elementi (travi, soletta e trasversi) giacciono sullo stesso piano (x-y), per cui, per tener conto delle eccentricità e delle azioni torcenti che esse provocano, sono state applicate coppie di forze (effetto “tira - spingi”), alle travi.

Per applicare i carichi variabili è stato inserito un elemento frame centrale, di rigidezza trascurabile.

Di seguito si riportano delle immagini, estrapolate dal modello di calcolo per evidenziare l’applicazione dei carichi. Tali carichi sono riferiti ad una lunghezza della trave pari a 22.8 m (asse appoggi), pertanto tutti i carichi definiti nel cap. 4, a vantaggio di sicurezza, sono stati moltiplicati per un coefficiente pari al rapporto tra luce lorda e luce netta = $25\text{m}/22.8\text{m}$.

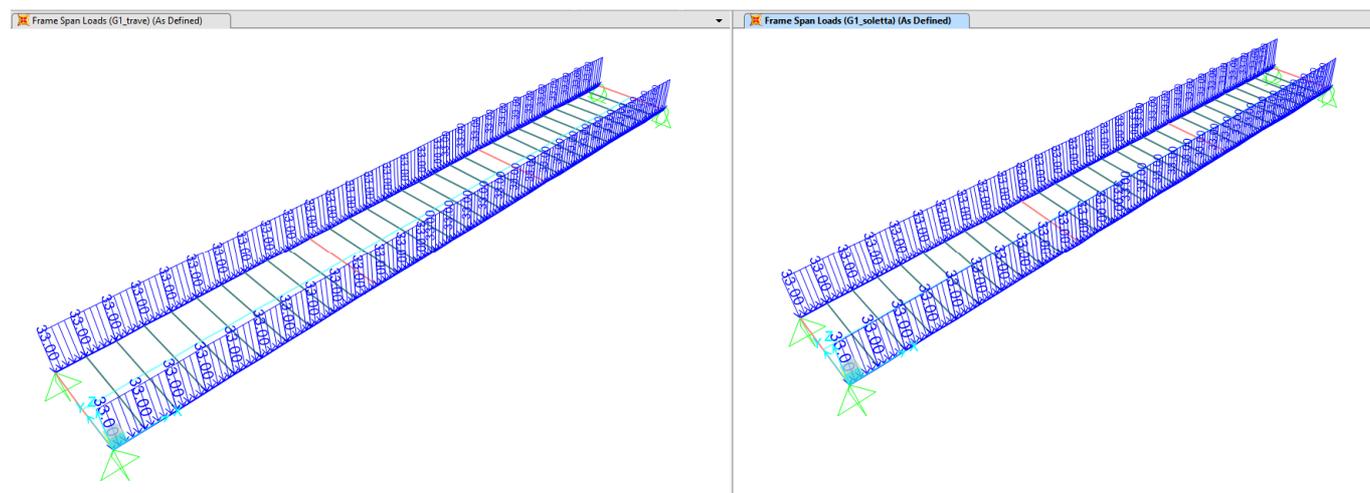


Figure 5-5: applicazione del peso proprio delle travi e della soletta

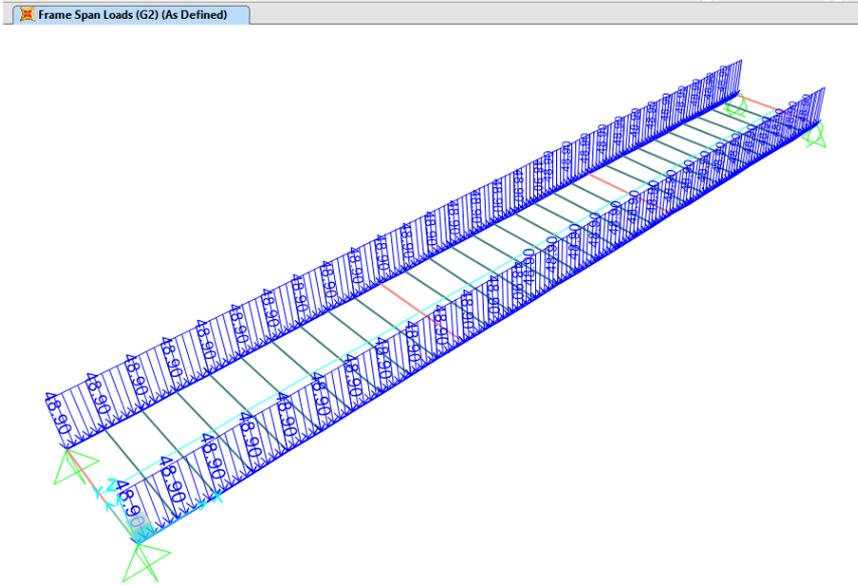


Figure 5-6: applicazione dei carichi G2 (permanenti portati)

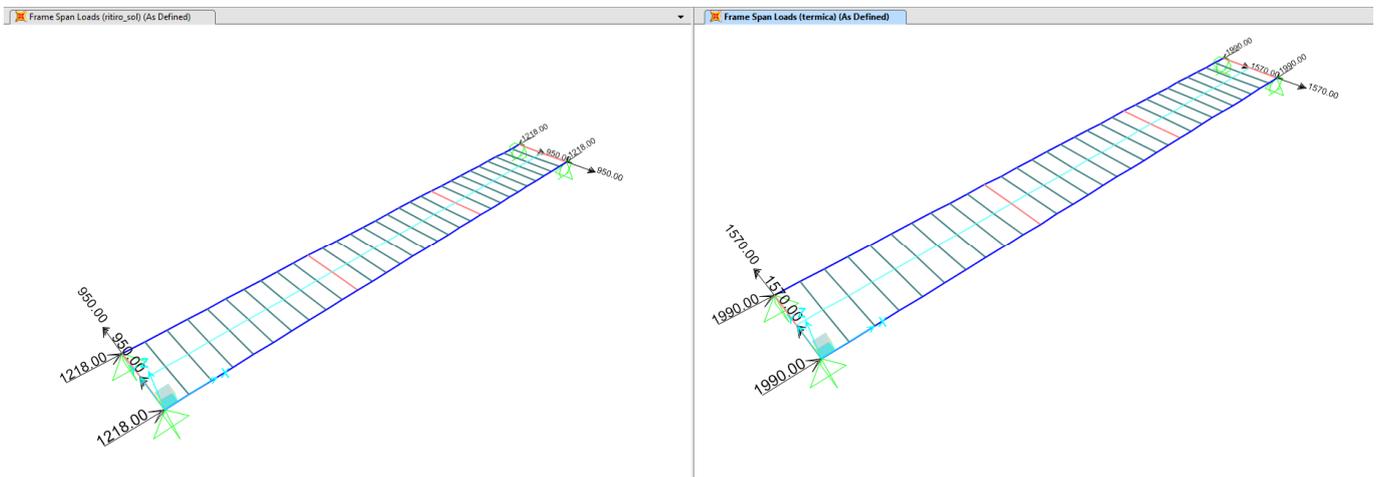


Figure 5-7: applicazione dell'azione di ritiro e termica

I treni di carico sono stati applicati attraverso i “moving loads” su apposite linee di carico, a cui è stata assegnata la corretta eccentricità.

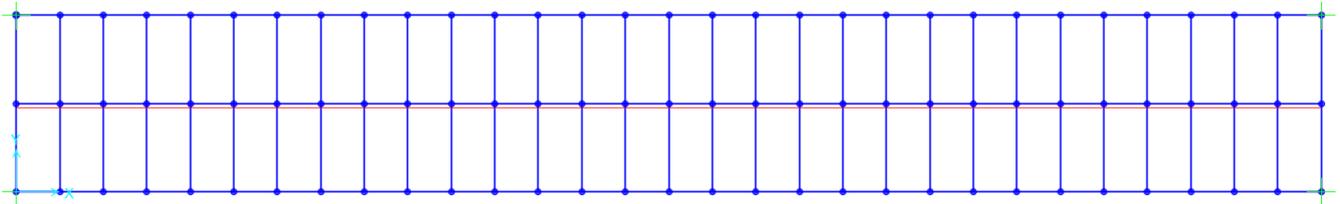


Figure 5-8: path per applicazione del carico LM71

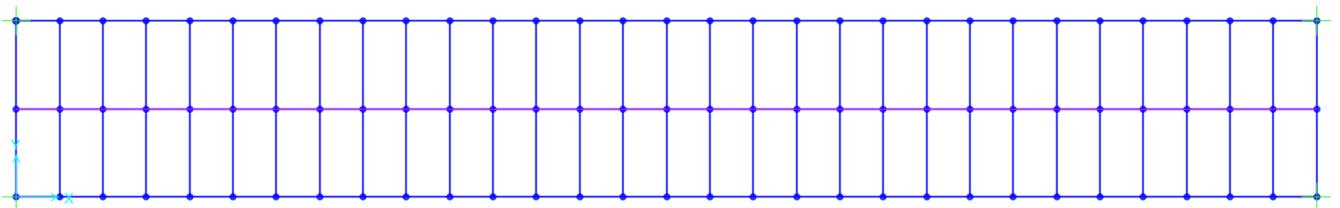


Figure 5-9: path per applicazione del carico SW/2

Le azioni orizzontali di frenatura e centrifuga sono state applicate all'elemento "fittizio" centrale rispettivamente come: azione distribuita orizzontale longitudinale per la frenatura e azione distribuita orizzontale trasversale più momento torcente distribuito per la forza centrifuga.

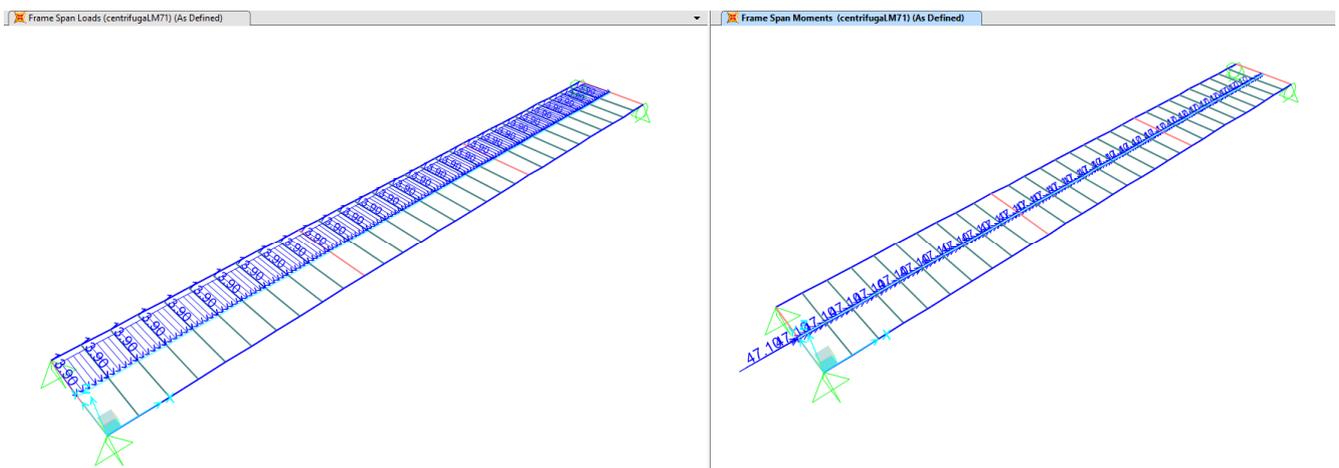


Figure 5-10: forza centrifuga per treno di carico LM71

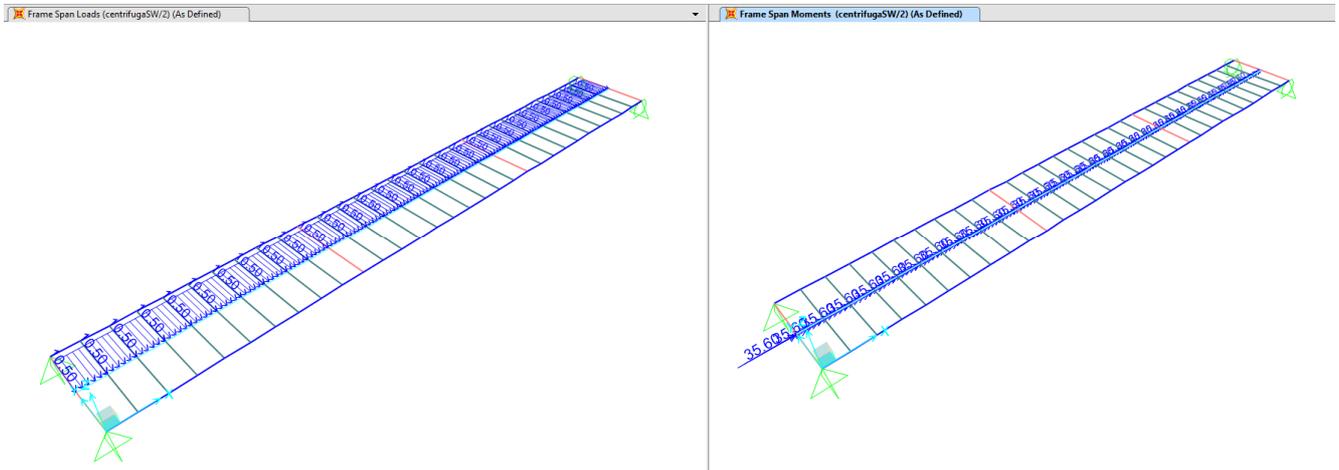


Figure 5-11: forza centrifuga per treno di carico SW/2

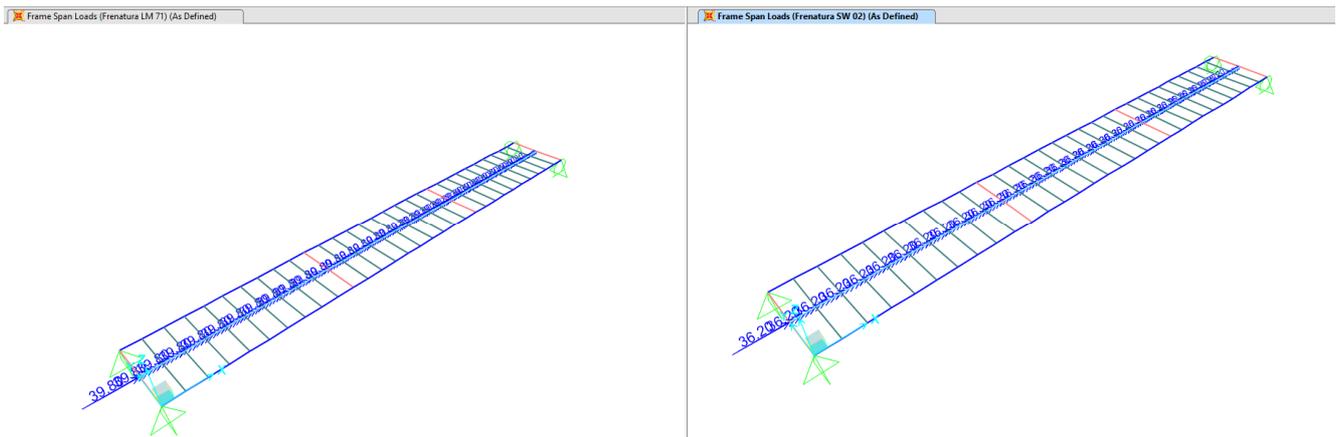


Figure 5-12: azione di frenatura

La forza dovuta al vento è stata applicata come azione orizzontale e coppia torcente (come già descritto nell'apposito capitolo dell'analisi dei carichi).

VI01 - Viadotto in c.a.p
Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	32 di 82

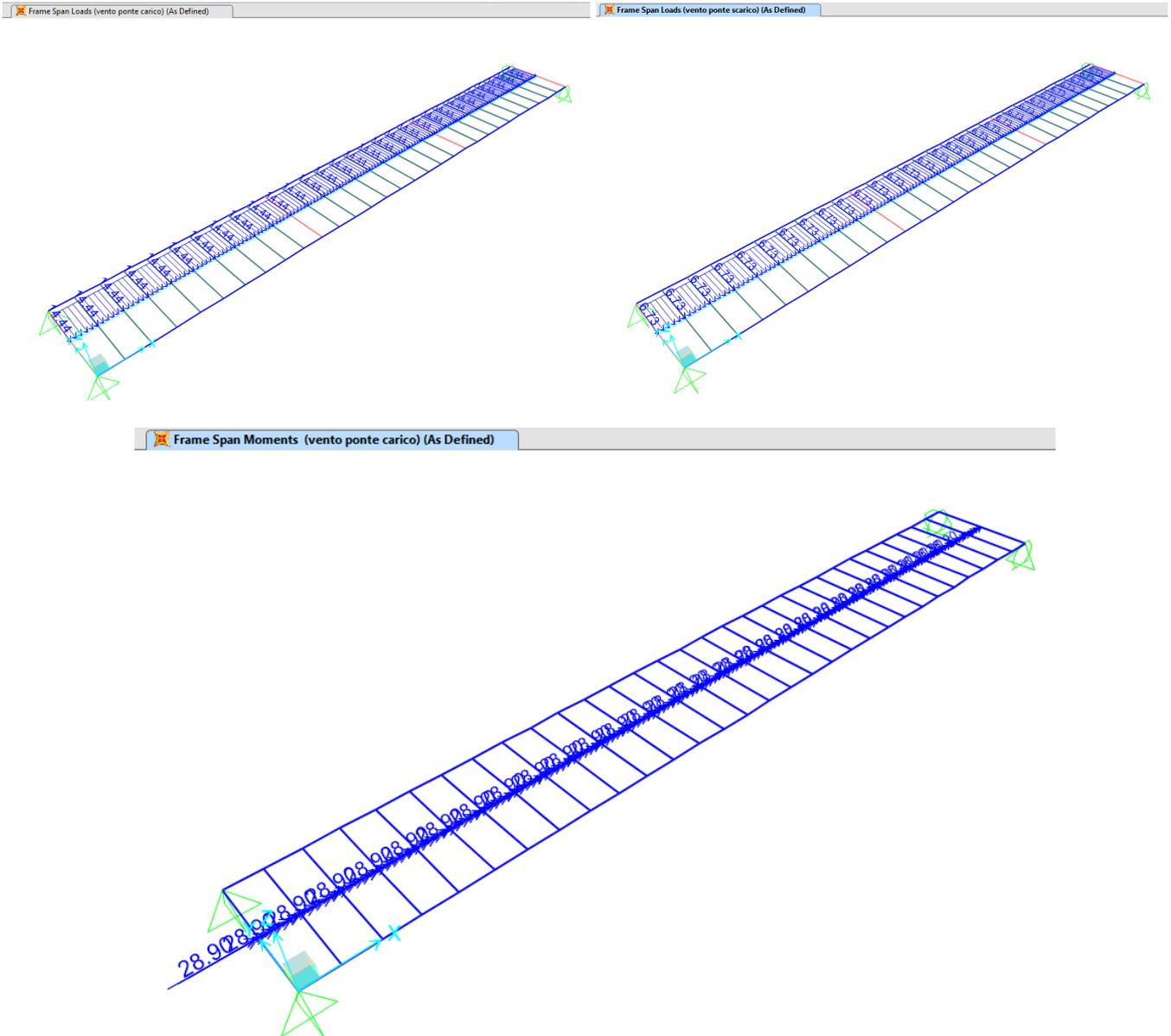


Figure 5-13: azione del vento con ponte carico e ponte scarico

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	33 di 82

5.4 Combinazione dei carichi

5.4.1 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

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

5.4.2 Combinazioni azioni SLU

Le verifiche sono state condotte nei confronti delle seguenti combinazioni dei carichi esterni:

	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

* L'azione è riferita al ponte scarico

5.4.3 Combinazioni azioni SLE (comb. caratteristica)

Le verifiche sono state condotte nei confronti delle seguenti combinazioni dei carichi esterni:

	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

* L'azione è riferita al ponte scarico

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	34 di 82

5.4.4 *Combinazioni azioni SLE (comb. quasi permanente)*

Le verifiche sono state condotte nei confronti delle seguenti combinazioni dei carichi esterni:

	SLE6
G1	1
G2	1
RIT	1
TERM	0.5
VENTO	0
LM71 gr1	0
LM71 gr3	0
SW/2 gr1	0
SW/2 gr3	0

* L'azione è riferita al ponte scarico

5.4.5 *Combinazioni sismica*

Le verifiche sono state condotte nei confronti delle seguenti combinazioni dei carichi esterni:

	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

5.5 Sollecitazioni elementari

A titolo di esempio, si riportano alcune sollecitazioni ottenute dai carichi elementari.

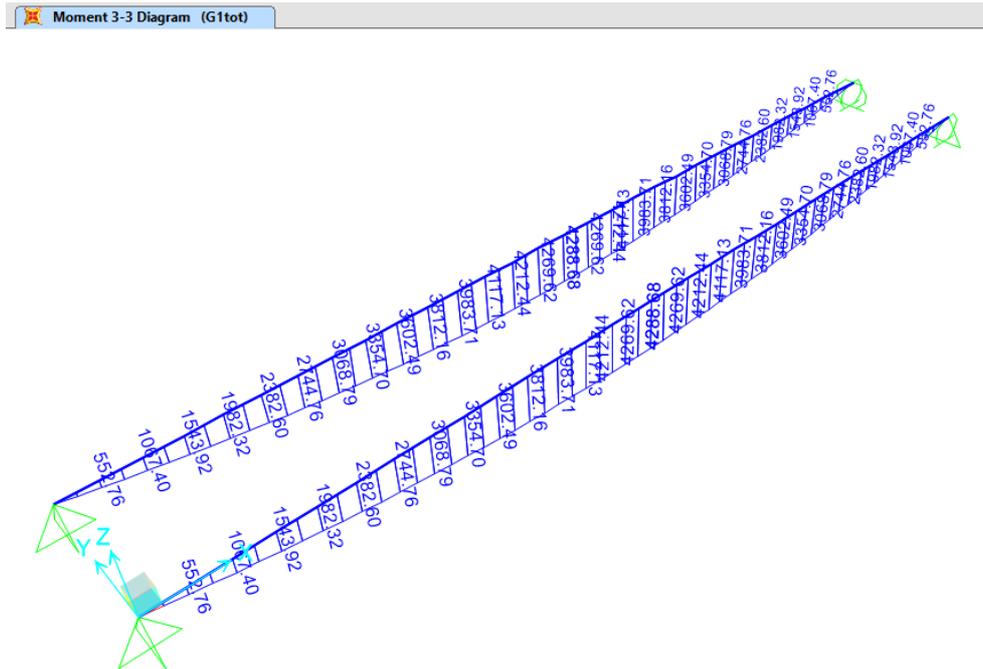


Figura 3: sollecitazione flettente per i carichi dovuti al peso proprio strutturali

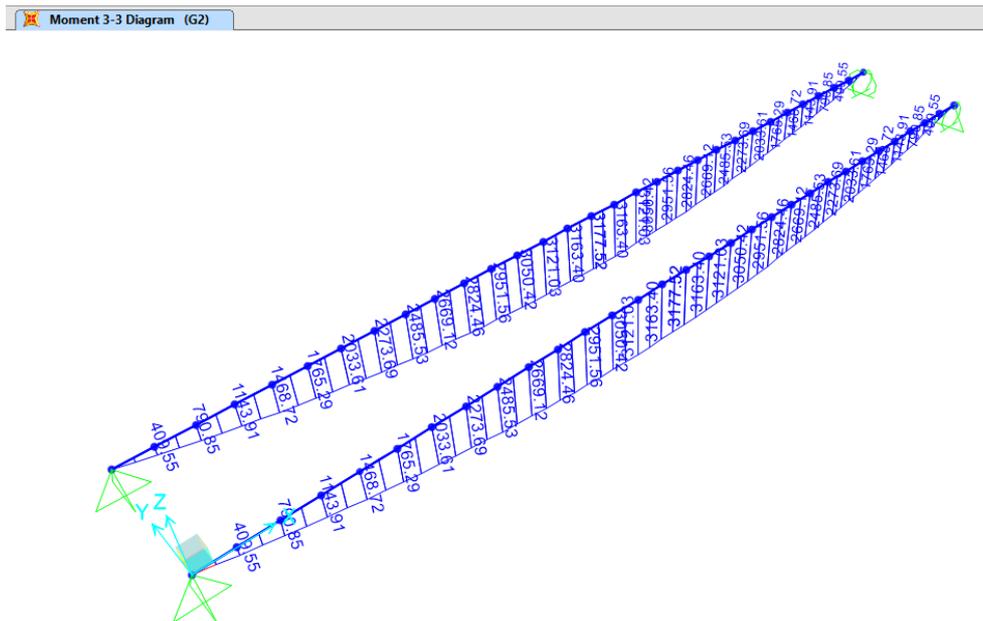


Figura 4: sollecitazione flettente per i carichi dovuti al peso permanente portato

VI01 - Viadotto in c.a.p
 Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	36 di 82

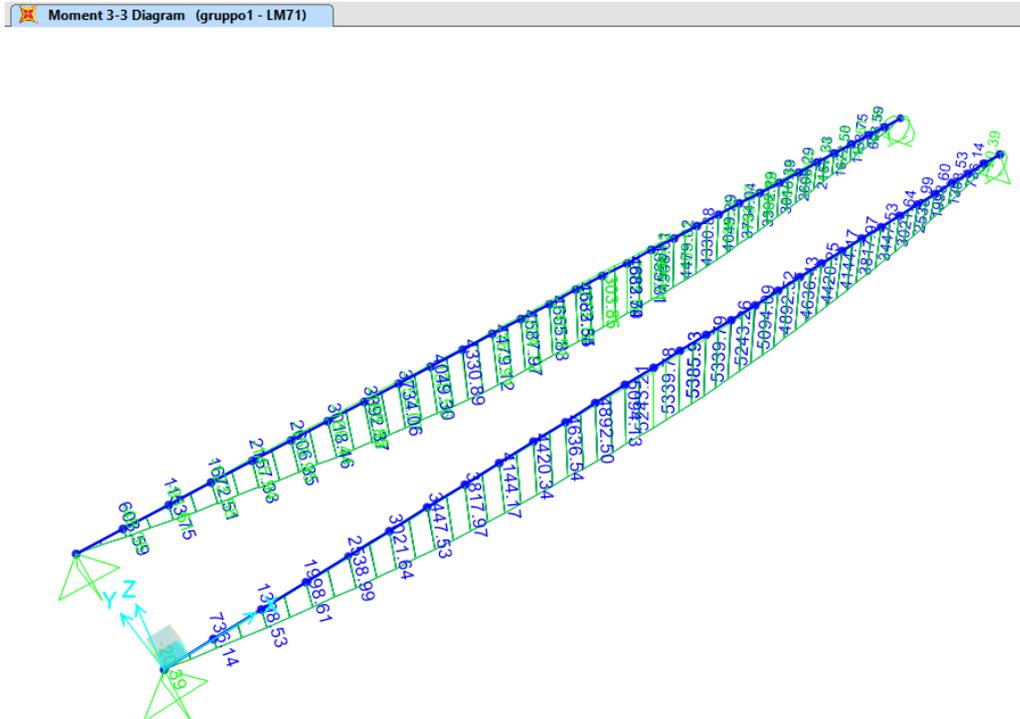


Figura 5: sollecitazione flettente per i carichi dovuti al treno di carico LM71 - gruppo 1

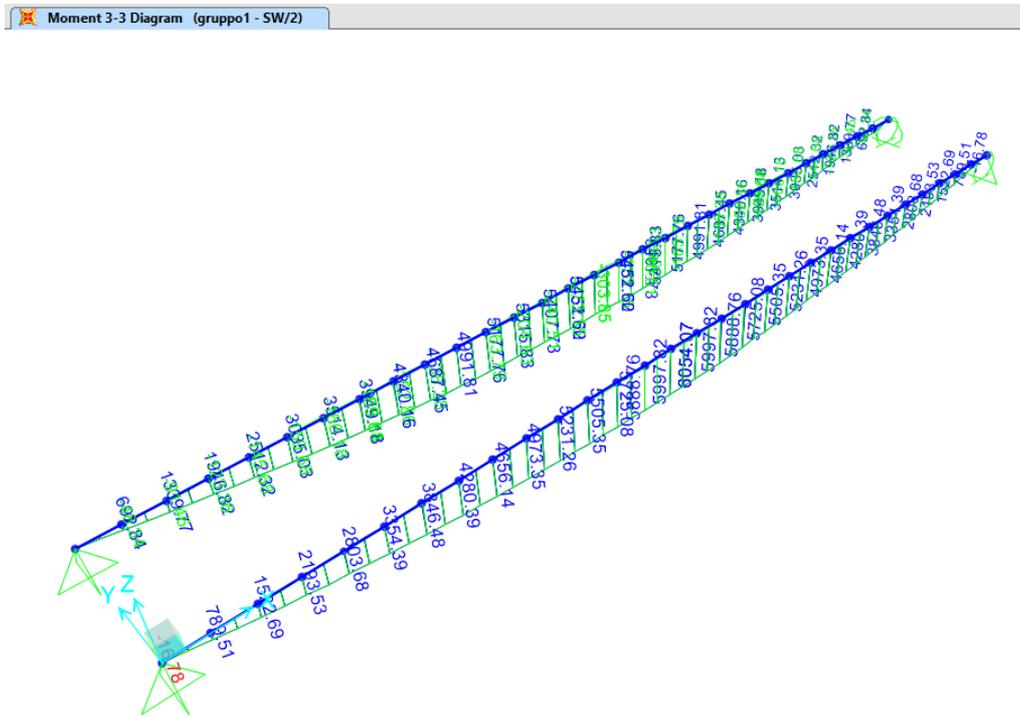


Figura 6: sollecitazione flettente per i carichi dovuti al treno di carico SW/2 - gruppo 1

Moment 3-3 Diagram (termica)

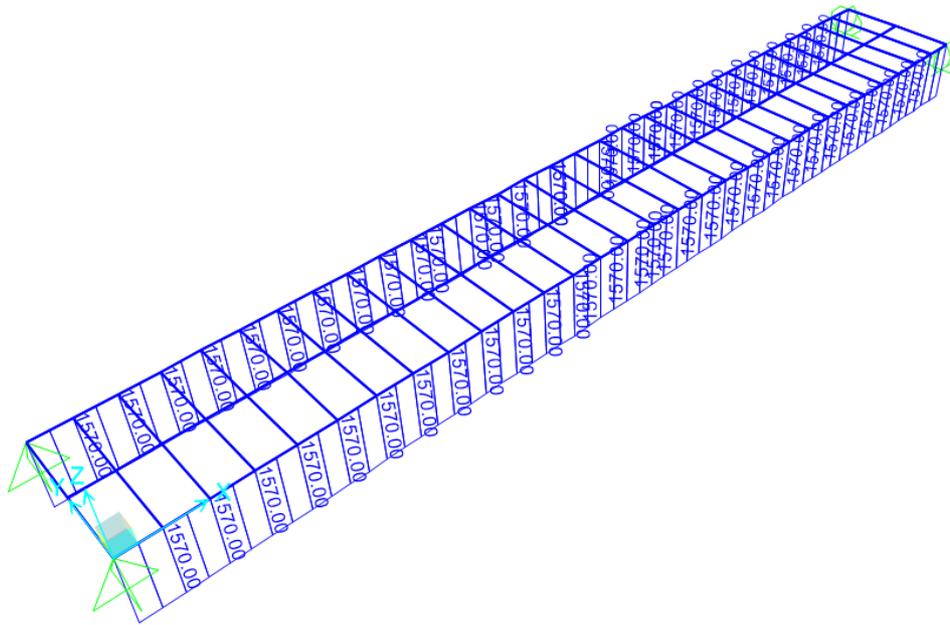


Figura 7: sollecitazione flettente per l'azione da ritiro

Axial Force Diagram (ritiro_sol)

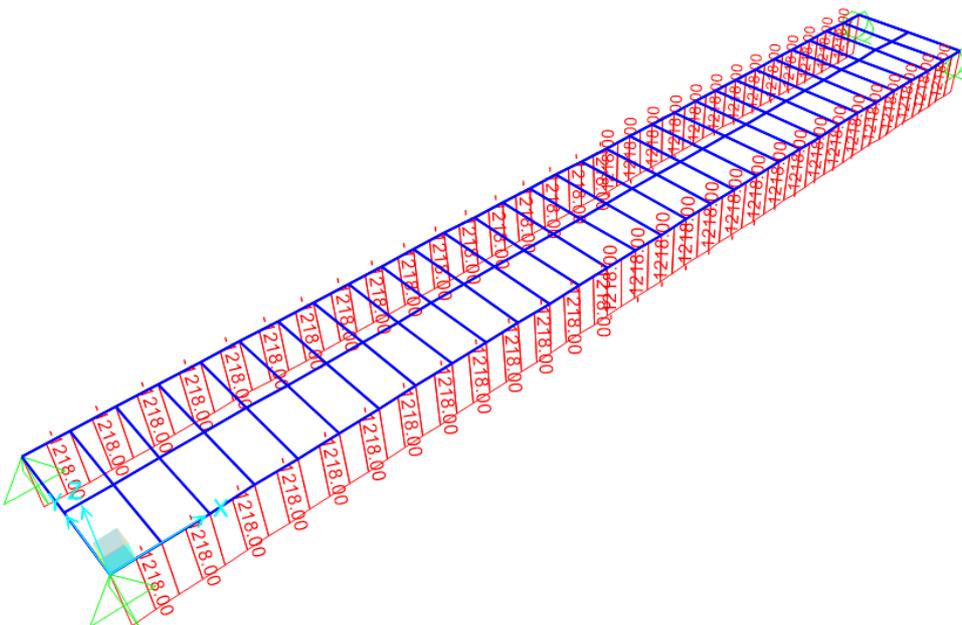


Figura 8: sollecitazione assiale per l'azione da ritiro

VI01 - Viadotto in c.a.p
Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	38 di 82

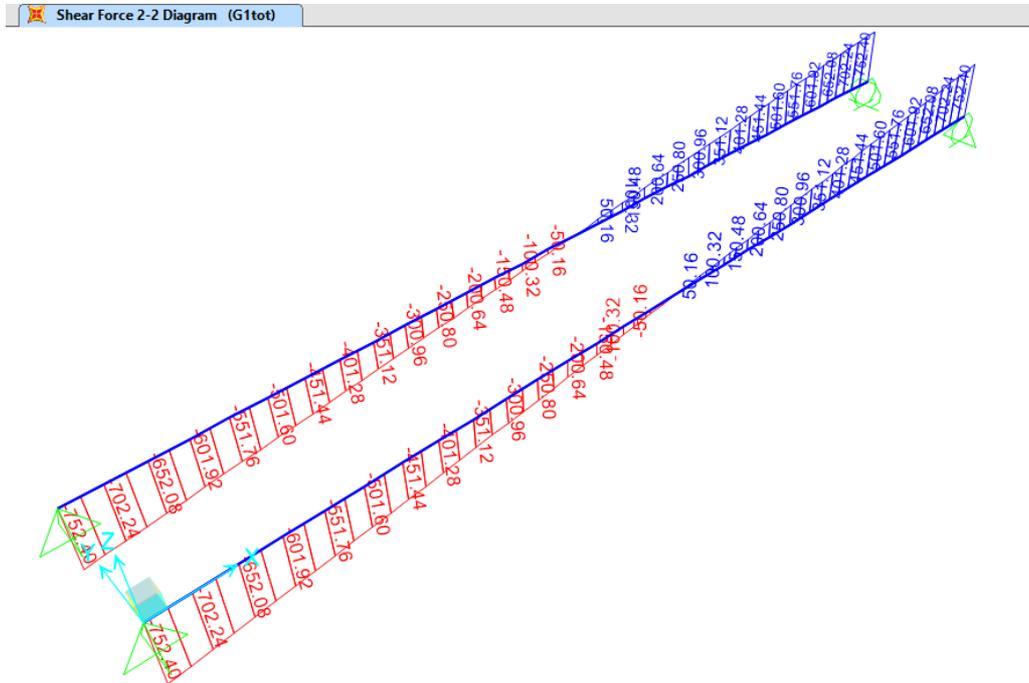


Figura 9: sollecitazione tagliante per i carichi dovuti al peso proprio strutturale

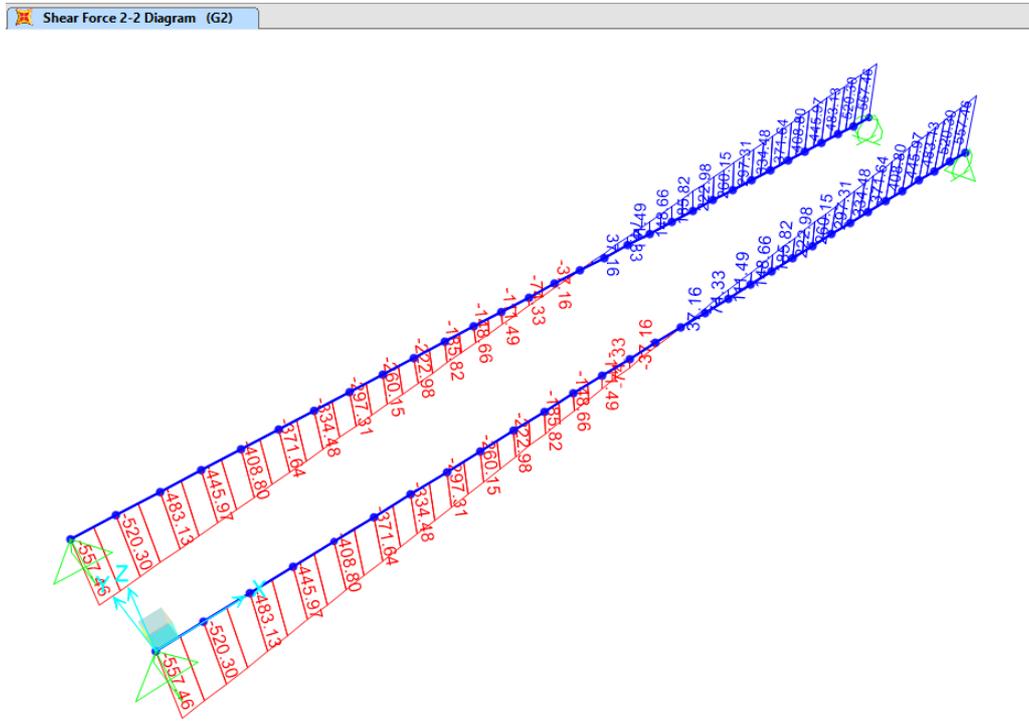


Figura 10: sollecitazione tagliante per i carichi dovuti al peso permanente portato

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	39 di 82

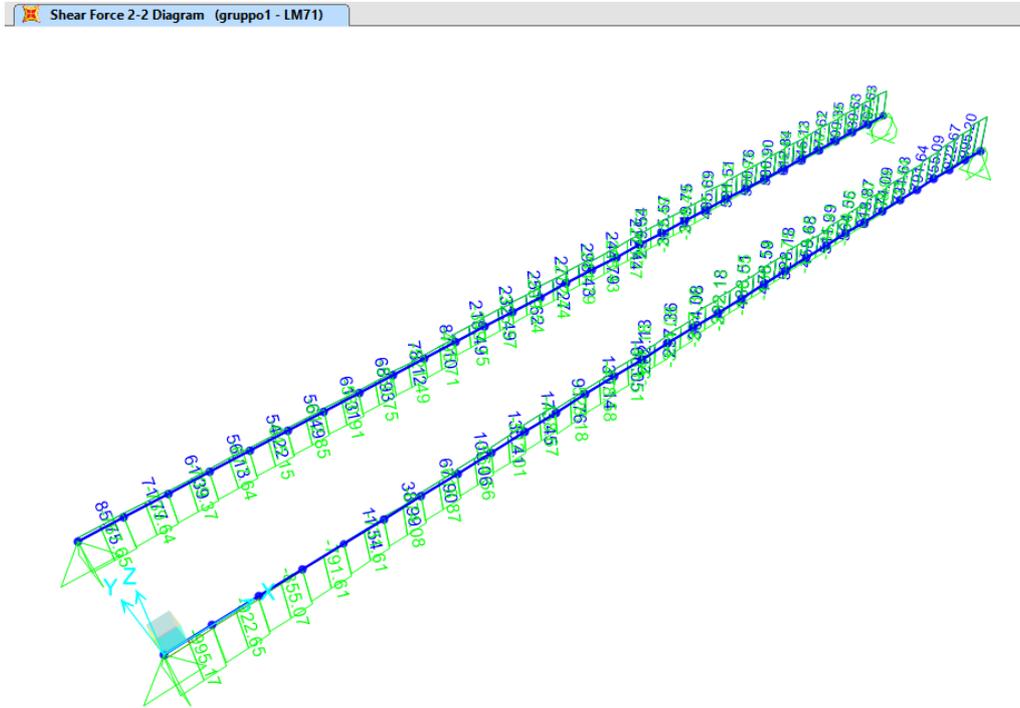


Figura 11: sollecitazione tagliante per i carichi dovuti al treno di carico LM71 - gruppo1

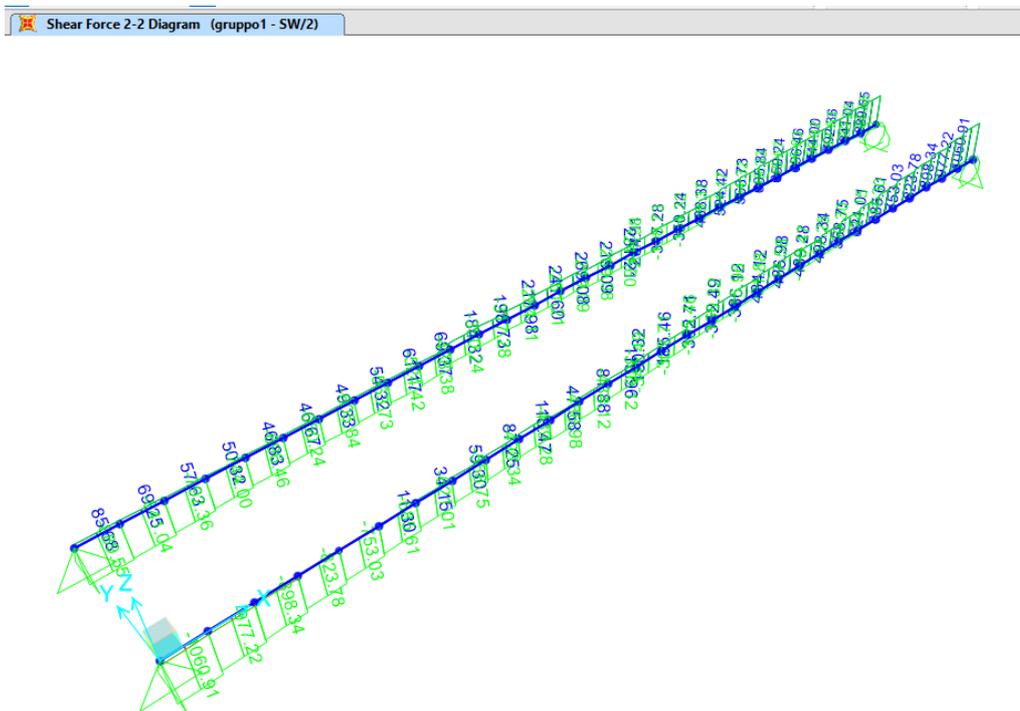


Figura 12: sollecitazione tagliante per i carichi dovuti al treno di carico SW/2 - gruppo1

6 VERIFICHE TRAVE IN C.A.P.

Si procede alla verifica della trave in c.a.p. maggiormente sollecitata.

Si prendono in esame le seguenti 3 sezioni di verifica (le ascisse x sono riferite alla luce di calcolo = asse appoggi):

- sez. $x = 11.4$ m (sezione di mezzeria)
- sez. $x = 1.65$ m (inizio sezione corrente)
- sez. $x = 0.4$ m (sezione di appoggio ringrossata)

6.1 Criteri di verifica

Le verifiche tensionali dell'impalcato in cap dovranno rispettare le seguenti limitazioni:

Tensione massime all'atto della precompressione nel calcestruzzo:

- $\sigma_c < 0.60 f_{ckj}$ (compressione)
- $\sigma_c < 0$ (limite di decompressione)

Tensione massima del calcestruzzo in combinazione caratteristica (rara):

- $\sigma_c < 0.55 f_{ck}$

Tensione massima del calcestruzzo in combinazione quasi permanente:

- $\sigma_c < 0.40 f_{ck}$

Tensione massima di trazione ai lembi della sezione nella combinazione caratteristica (rara):

- $\sigma_c < 0$ (limite di decompressione)

Tensione principale di trazione nella fibra baricentrica nella combinazione caratteristica (rara):

- $\sigma_c < 0.040 f_{ck}$

Tensione massima dell'armatura di precompressione all'atto della tesatura:

- $\sigma_{spi} < 0.85 f_{p(1)k}$
- $\sigma_{spi} < 0.75 f_{ptk}$

Tensione massima di esercizio armatura precompressione:

- $\sigma_{sp} < 0.8 f_{pt(1)k}$

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	41 di 82

6.2 Fasi di vita della trave prefabbricata

FASE 0: Atto della precompressione. La trave in semplice appoggio con luce pari a quella definitiva è sottoposta al proprio peso ed all'azione della precompressione in fase di tesatura, ossia senza perdite di tensione per effetti lenti.

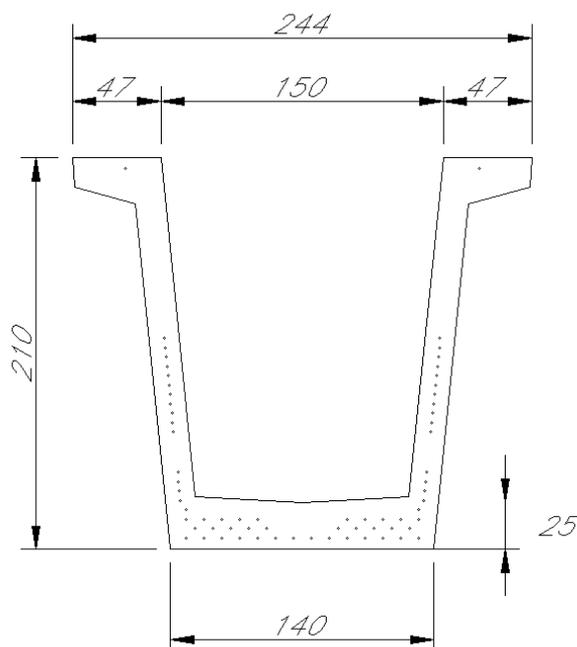
FASE 1: Messa in opera della trave e getto della soletta. La trave montata nella sua sede definitiva è sottoposta al carico del getto liquido della soletta. La trave sconta una parte delle cadute di tensione per effetti lenti.

FASE 2: Soletta indurita. La trave e la soletta costituiscono un unico elemento resistente per i sovraccarichi permanenti e le azioni variabili. La trave sconta tutte le cadute di tensione per effetti lenti (tempo infinito).

6.3 Verifica della sezione di mezzeria (x=11.4m)

6.3.1 Caratteristiche della sezione

Le caratteristiche geometriche della sezione corrente della trave prefabbricata e la disposizione della precompressione sono riportate nelle immagini e tabelle seguenti (si impiegano trefoli da 0.6", A trefolo = 1.39 cm²):



VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	42 di 82

strato	n.tr	Y [cm]	Ap [cm ²]
1	2	204	2.78
2	2	113	2.78
3	2	108	2.78
4	2	103	2.78
5	2	98	2.78
6	2	93	2.78
7	2	88	2.78
8	2	83	2.78
9	2	78	2.78
10	2	73	2.78
11	2	68	2.78
12	2	63	2.78
13	2	41	2.78
14	2	36	2.78
15	2	31	2.78
16	2	26	2.78
17	2	21	2.78
18	10	16	13.90
19	10	11	13.90
20	14	6	19.46

numero trefoli	68	
Sx	4181.12	cm ³
Ap	94.52	cm ²
yp	44.24	cm

Le caratteristiche inerziali delle sezioni nelle varie fasi di vita sono le seguenti:

	[mm]	Sez netta	Fase 0-1	Fase 2
Altezza totale	H	2100	1400	1700
Area	A	1.09E+06	1.13E+06	1.81E+06
Baricentro	y	915	898	1401
Momento inerzia	J	5.29E+11	5.38E+11	1.31E+12
Mod. res. superiore soletta	Ws,sol	-	-	-4.40E+09
Mod. res. superiore trave	Ws,tr	-4.46E+08	-1.07E+09	1.17E+12
Mod. res. inferiore trave	Wi,tr	5.78E+08	5.99E+08	9.38E+08
Mod. res. fibra baric. prec.	Wi,tr_Ap	1.12E+09	1.18E+09	1.37E+09

NB: Il contributo della soletta collaborante è stato introdotto considerando una larghezza pari all'interasse delle travi (B=3.10m), uno spessore medio di 0.3m ed un coefficiente di omogeneizzazione $n_c = 0.92$ per tener conto della diversità dei calcestruzzi.

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	43 di 82

6.3.2 Calcolo delle perdite di precompressione

- Perdite per accorciamento elastico (perdita istantanea)

σ_{pi}	1395	MPa	tensione al taglio trefoli
N_{pi}	13186	KN	precompressione prima del taglio
N_{po}	12495	KN	precompressione dopo accorciamento
$\Delta N_{p,el}$	691	KN	perdite per accorciamento
% $\Delta\sigma_{p,el}$	5.2%	-	

- Perdite per rilassamento armatura di precompressione NTC2008 §11.3.3.3 (perdita lenta)

Tipo armatura: Trefolo stabilizzato (classe 2)

p_{1000}	2.5	%	% perdita per rilassamento a 1000 ore
t_{inf}	5.00E+05	ore	tempo infinito
$\mu = \sigma_{pi}/f_{tk}$	0.75	-	rapporto tensione al taglio e ultima
$\Delta N_{p,ril}$	642	KN	perdite per rilassamento
% $\Delta\sigma_{p,ril}$	4.9%	-	

- Perdite per ritiro calcestruzzo NTC2008 §11.2.10.6 (perdita lenta)

$\epsilon_{rit}(t_{inf})$	1.08E-04	-	ritiro a tempo infinito (UR=75%)
$\Delta N_{p,rit}$	199	KN	perdite per ritiro
% $\Delta\sigma_{p,rit}$	1.5%	-	

- Perdite per viscosità NTC2008 §11.2.10.6 (perdita lenta)

$\phi(t_{inf})$	2.3	-	coefficiente di viscosità a t_{inf} (UR 75%)
$\phi * \epsilon_{sp}$	6.56E-04	-	deformazione viscosa nel baricentro della precompressione (comb. quasi perm.)
$\Delta N_{p,visc}$	1209	KN	perdite per rilassamento
% $\Delta\sigma_{p,visc}$	9.2%	-	

Si considera la seguente evoluzione temporale delle perdite di precompressione:

	Perdite istantanee	Perdite per rilassamento	Perdite per ritiro	Perdite per viscosità
Fase 0	100%	50%	0%	0%
Fase 1	100%	80%	50%	30%
Fase 2	100%	100%	100%	100%

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	44 di 82

6.3.2.1 Verifiche SLE

Si procede al controllo delle tensioni d'esercizio nelle varie fasi di vita dell'elemento.

Taglio dei cavi ($f_{ckj} = 35$ Mpa) - Fase 0

Limite di compressione cls trave = $0.6 * f_{ckj} = 21$ Mpa

Limite di trazione cls trave = 0 (decompressione)

Limite tensione cavi = $\min(0.75 f_{ptk}; 0.75 f_{p1k}) = 1395$ MPa

	Prec 0	G1 (trave)	Perdite rilassamento	Tot fase 0	Limite trazione	Limite compress.	Esito verifica
N [KN]	-12495	0	321				
M [KNm]	-5906	2144	146				
σ sup sol (1) [Mpa]	-	-	-	-			
σ sup tr (2) [Mpa]	1.8	-2.0	0.1	-0.05	0	-21.0	ok!
σ inf tr (3) [Mpa]	-21.7	3.6	0.5	-17.54	0	-21.0	ok!
σ p (4) [Mpa]	1322	10	2	1334	1395	-	ok!

(1) tensione lembo superiore soletta impalcato

(2) tensione lembo superiore trave prefabbricata

(3) tensione lembo inferiore trave prefabbricata

(4) tensione nel cavo risultante

Combinazione quasi permanente

Limite di compressione cls = $0.40 * f_{ck} = 18.0$ Mpa (trave)

Limite di compressione cls = $0.40 * f_{ck} = 12.0$ Mpa (soletta)

Limite di trazione cls trave = 0 Mpa (decompressione)

Limite tensione cavi = $0.8 * f_{ptk} = 1488$ Mpa

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	45 di 82

	Prec 0	G1 (trave)	G1 (soletta)	Perdite 1a	G2	Ritiro diff soletta	DT soletta	Perdite 2a
coeff. combo	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-0.50	1.00
N [KN]	-12495	0	0	975	0	-1218	-1990	1073
M [KNm]	-5906	2144	2144	444	3178	950	1570	1029
σ sup sol (1) [Mpa]	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.72	-0.89	0.73	0.36
σ sup tr (2) [Mpa]	1.81	-2.00	-2.00	0.44	0.00	-0.67	0.55	0.59
σ inf tr (3) [Mpa]	-21.65	3.58	3.58	1.60	3.39	0.34	-0.29	1.69
σ p (4) [Mpa]	1322	10	10	7	12	0	0	7

	Tot. QP	Limite Trazione	Limite Compress.	Esito verifica
σ sup sol (1) [Mpa]	-0.52	0	-12.80	ok
σ sup tr (2) [Mpa]	-1.28	0	-18.00	ok
σ inf tr (3) [Mpa]	-7.76	0	-18.00	ok
σ p (4) [Mpa]	1368	1488	-	ok

- (1) tensione lembo superiore soletta impalcato
 (2) tensione lembo superiore trave prefabbricata
 (3) tensione lembo inferiore trave prefabbricata
 (4) tensione nel cavo risultante

Combinazione rara

Limite di compressione cls = $0.55 \cdot f_{ck} = 24.75$ Mpa (trave)

Limite di compressione cls = $0.55 \cdot f_{ck} = 16.50$ Mpa (soletta)

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	46 di 82

Limite di trazione cls trave = 0 Mpa (decompressione)

Limite tensione cavi = $0.8 * f_{ptk} = 1488$ Mpa

	Prec 0	G1 (trave)	G1 (soletta)	Perdite 1a	G2	ritiro diff soletta	DT soletta	Traffico	Vento	Perdite 2a
coeff comb.	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	1.00
N [KN]	-12495	0	0	975	0	-1218	-1990	319	137	1073
M [KNm]	-5906	2144	2144	444	3178	950	1570	5894	30	1029
σ sup sol (1) [Mpa]	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.72	-0.89	-0.87	-1.16	0.02	0.36
σ sup tr (2) [Mpa]	1.81	-2.00	-2.00	0.44	0.00	-0.67	-0.66	0.18	0.03	0.59
σ inf tr (3) [Mpa]	-21.65	3.58	3.58	1.60	3.39	0.34	0.34	6.46	0.04	1.69
σ p (4) [Mpa]	1322	10	10	7	12	0	0	24	0	7

	Tot. RARA	Limite Trazione	Limite Compress.	Esito verifica
σ sup sol (1) [Mpa]	-3.3	0	-17.60	ok
σ sup tr (2) [Mpa]	-2.3	0	-24.75	ok
σ inf tr (3) [Mpa]	-0.63	0	-24.75	ok
σ p (4) [Mpa]	1392	1488	-	ok

- (1) tensione lembo superiore soletta impalcato
 (2) tensione lembo superiore trave prefabbricata
 (3) tensione lembo inferiore trave prefabbricata
 (4) tensione nel cavo risultante

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	47 di 82

6.3.2.2 Verifiche SLU

Stato Limite Ultimo per sollecitazioni flettenti

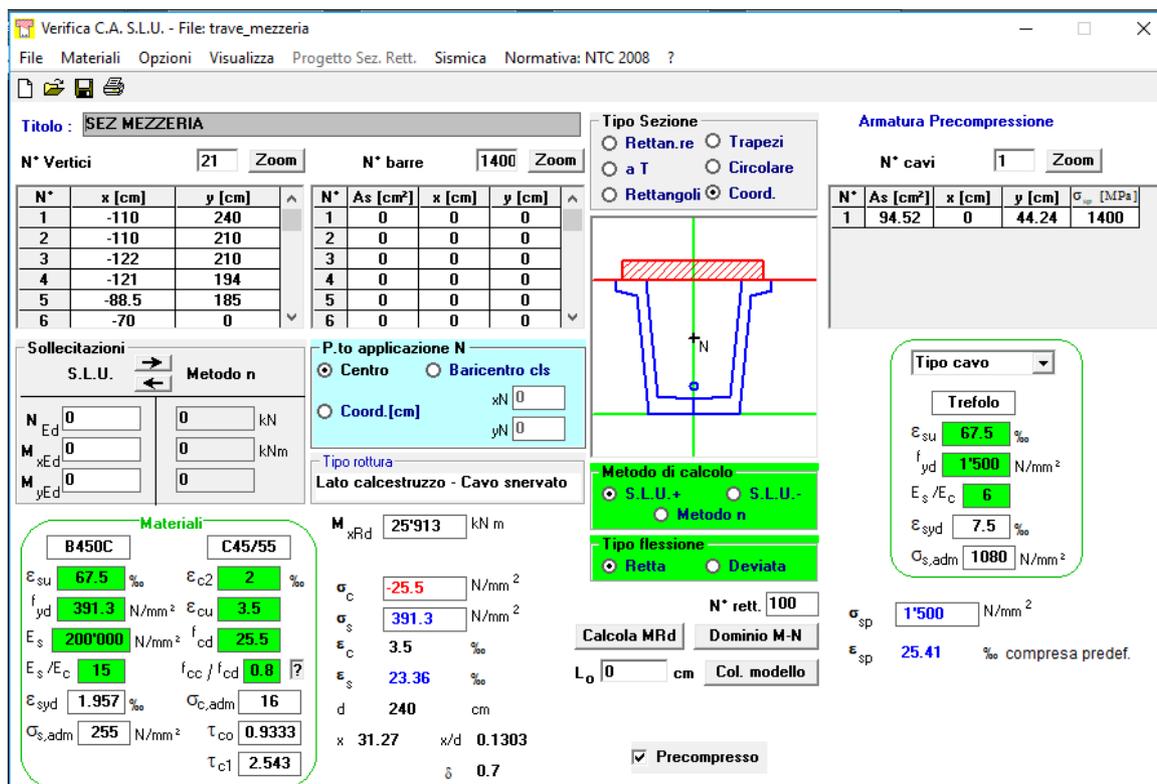
Momento sollecitante

Per le combinazioni SLU più gravose si ottengono i seguenti valori di sollecitazione:

	MEd [kNm]
SLU3	21683
SLU5	13154

Momento resistente

Il momento resistente viene calcolato a favore di sicurezza ingornando il contributo dell'armatura lenta e riducendo la larghezza della soletta collaborante in funzione del rapporto tra resistenze caratteristiche dei diversi elementi ($f_{ck_solett} / f_{ck_trave} = 32/45 = 0.71$, L soletta $3.1 * 0.71 = 2.20m$)



Titolo: SEZ MEZZERIA

N° Vertici: 21 **N° barre:** 1400

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	-110	240	1	0	0	0
2	-110	210	2	0	0	0
3	-122	210	3	0	0	0
4	-121	194	4	0	0	0
5	-88.5	185	5	0	0	0
6	-70	0	6	0	0	0

Armadura Precompressione

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	σ _{sp} [MPa]
1	94.52	0	44.24	1400

Materiali

B450C **C45/55**

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} 25.5 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 16
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.9333
 τ_{c1} 2.543

M_{xRd} 25'913 kNm

σ_c -25.5 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 23.36 ‰
 d 240 cm
 x 31.27 w/d 0.1303
 δ 0.7

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

Tipo flessione: Retta Deviata

Calcola MRd **Dominio M-N**

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Armatura Precompressione

N° cavi: 1

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	σ _{sp} [MPa]
1	94.52	0	44.24	1400

Tipo cavo: Trefolo

ε_{su} 67.5 ‰
 f_{yd} 1'500 N/mm²
 E_s/E_c 6
 ε_{syd} 7.5 ‰
 σ_{s,adm} 1080 N/mm²

σ_{sp} 1'500 N/mm²
 ε_{sp} 25.41 ‰ compressa predef.

MRd = 25913 KNm > MEd

La verifica risulta soddisfatta.

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

RR0H

01

D13CL

VI0107001

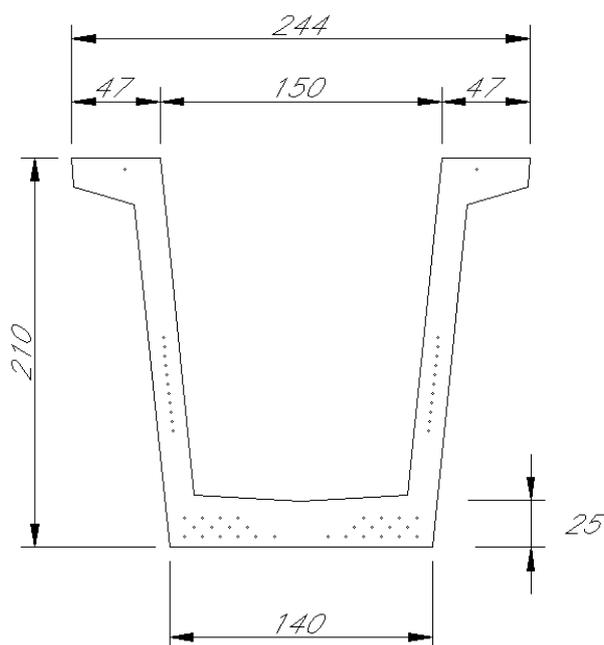
B

48 di 82

6.3.3 Verifica della sezione corrente d'Appoggio ($x=1.65\text{ m}$)

6.3.3.1 Caratteristiche della sezione

Le caratteristiche geometriche della sezione di c.a.p. in corrispondenza della fine della sezione ringrossata e le armature di precompressione presenti sono le seguenti:



strato	n.tr*	Y [cm]	Ap [cm ²]
1	2	204	2.78
2	2	113	2.78
3	2	108	2.78
4	2	103	2.78
5	2	98	2.78
6	2	93	2.78
7	2	88	2.78
8	2	83	2.78
9	2	78	2.78
10	2	73	2.78
11	2	68	2.78
12	4	16	5.56
13	4	11	5.56
14	6	6	8.34

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	49 di 82

nr trefoli*	36		
Sx	3283.18	cm3	
Ap	50.04	cm2	
yp	65.61	cm	

* il numero è riferito ai soli trefoli attivi

Le caratteristiche inerziali delle sezioni nelle varie fasi sono le seguenti:

	[mm]	Sez netta	Fase 0-1	Fase 2
Altezza totale	H	2100	1400	1750
Area	A	1.97E+06	1.99E+06	2.77E+06
Baricentro	y	960	957	1325
Momento inerzia	J	7.62E+11	7.64E+11	1.74E+12
Mod. res superiore soletta	Ws,sol	-	-	-4.09E+09
Mod. res superiore trave	Ws,tr	-6.68E+08	-1.72E+09	-2.31E+10
Mod. res inferiore trave	Wi,tr	7.94E+08	7.98E+08	1.31E+09
Mod. res baric. prec trave	Wi,tr_Ap	2.51E+09	2.54E+09	2.60E+09

NB: Il contributo della soletta collaborante è stato introdotto considerando una larghezza pari all'interasse delle travi (B=3.10m), uno spessore medio di 0.3m ed un coefficiente di omogeneizzazione $n_c = 0.92$ per tener conto della diversità dei calcestruzzi.

6.3.3.2 Calcolo delle perdite di precompressione

- Perdite per accorciamento elastico (perdita istantanea)

σ_{pi}	1395	MPa	tensione al taglio trefoli
N_{pi}	6981	KN	precompressione prima del taglio
N_{po}	6886	KN	precompressione dopo accorciamento
$\Delta N_{p,el}$	95	KN	perdite per accorciamento
% $\Delta \sigma_{p,el}$	1.4%	-	

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	50 di 82

- Perdite per rilassamento armatura di precompressione NTC2008 §11.3.3.3 (perdita lenta)

Tipo armatura: Trefolo stabilizzato (classe 2)

p1000	2.5	%	% perdita per rilassamento a 1000 ore
t inf	5.00E+05	ore	tempo infinito
$\mu = \sigma_{pi}/f_{tk}$	0.75	-	rapporto tensione al taglio e ultima
$\Delta N_{p, ril}$	340	KN	perdite per rilassamento
% $\Delta \sigma_{p, ril}$	4.9%	-	

- Perdite per ritiro calcestruzzo NTC2008 §11.2.10.6 (perdita lenta)

$\epsilon_{rit} (t \text{ inf})$	1.18E-04	-	ritiro a tempo infinito
$\Delta N_{p, rit}$	115	KN	perdite per ritiro
% $\Delta \sigma_{p, rit}$	1.6%	-	

- Perdite per viscosità NTC2008 §11.2.10.6 (perdita lenta)

$\varphi (t \text{ inf})$	2.3	-	coefficiente di viscosità a t infinito, caricato a 30gg
φ_{esp}	2.04E-04	-	deformazione viscosa nel baricentro della precompressione (comb. quasi permanente)
$\Delta N_{p, visc}$	199	KN	perdite per rilassamento
% $\Delta \sigma_{p, visc}$	2.9%	-	

Ai fini delle verifiche tensionali nei vari stadi di esercizio della trave si considera la seguente evoluzione delle perdite di precompressione:

	Perdite istantanee	Perdite per rilassamento	Perdite per ritiro	Perdite per viscosità
Fase 0	100%	50%	0%	0%
Fase 1	100%	80%	50%	30%
Fase 2	100%	100%	100%	100%

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	51 di 82

6.3.3.3 Verifiche SLE

Taglio dei cavi ($f_{ckj} = 35 \text{ Mpa}$)

Limite di compressione cls trave = $0.6 * f_{ckj} = 21 \text{ Mpa}$

Limite di trazione cls trave = 0 Mpa (decompressione)

Limite tensione cavi = $\min(0.75 f_{ptk}; 0.75 f_{p1k}) = 1395 \text{ MPa}$

	Prec 0	G1 (trave)	Perdite rilassamento	Tot fase 0	Limite trazione	Limite compress.	Esito verifica
N [KN]	-6886	0	170				
M [KNm]	-2092	732	51				
σ sup sol (1) [Mpa]	-	-	-	-			
σ sup tr (2) [Mpa]	-0.4	-0.4	0.1	-0.73	0	-21.0	ok
σ inf tr (3) [Mpa]	-6.1	0.9	0.1	-5.06	0	-21.0	ok
σ p (4) [Mpa]	1376	2	1	1378	1395	-	ok

(1) tensione lembo superiore soletta impalcato

(2) tensione lembo superiore trave prefabbricata

(3) tensione lembo inferiore trave prefabbricata

(4) tensione nel cavo risultante

Combinazione caratteristica (rara)

Limite tensione principale di trazione fibra baricentrica: $0.040 * f_{ck} = 1.80 \text{ MPa}$

Calcolo tensione princ. baricentrica

τ	=	-0.55	MPa
σ	=	-4.08	MPa
σ l	=	0.07	MPa < 1.80 Mpa

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	52 di 82

6.3.3.4 Verifiche a taglio e torsione SLU

In appoggio sulle pareti della vasca sono presenti $\phi 14$ passo 12.5cm. Ai fini del dimensionamento delle armature si assume $\cot\theta = 1$.

Per le combinazioni SLU più gravose si ottengono i seguenti valori di sollecitazione:

	P [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	T [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
SLU3	-3171	-1546	218	553	-126	9169
SLU5	-3345	-1527	118	167	-76	6237

Il taglio massimo in combinazione SLU è $V_{Ed} = 1546$ kN.

Il valore massimo di torsione è $T_{Ed} = 553$ kN.

Il taglio resistente si calcola nel seguente modo:

$$V_{Rd,s} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin\alpha$$

$$V_{Rd,c} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cot\alpha + \cot\theta) / (1 + \cot^2\theta)$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rd,s}, V_{Rd,c})$$

La torsione resistente si ottiene con le seguenti formulazioni:

$$T_{Rsd} = 2 \cdot A \cdot A_s / s \cdot f_{yd} \cdot \cot\theta$$

$$T_{Rcd} = 2 \cdot A \cdot t \cdot f_{cd} \cdot \cot\theta / (1 + \cot^2\theta)$$

$$T_{Rld} = 2 \cdot A \cdot \Sigma A_l / u_m \cdot f_{yd} / \cot\theta$$

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

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	53 di 82

La resistenza a taglio è valutata con riferimento alle pareti del cassone cap. E' presente una staffatura d14 passo 125mm per ciascuna prete.

Verifica a taglio per sezioni armate a taglio (D.M. 14/01/2008)			
Resist. Caratteristica	fck	45	N/mm ²
	fcd	26	N/mm ²
larghezza membratura resistente a V	bw	320	mm
altezza membratura resistente a V	H	2400	mm
altezza utile	d	2139	mm
area della sezione	Ac	684480	mm ²
tensione di compressione media da precompressione	σcp	3.33	N/mm ²
	αc	1.13	
Acciaio B450C	fyk	450	N/mm ²
tensione limite	fyd	391	N/mm ²
diametro staffe (spille)	øw	14	mm
Area staffa (spilla)	Aøw	154	mm ²
0.9 d	z	1925	mm
passo delle staffe (spille)	sw	125	mm
	n° bracci	4	
angolo di inclinazione	θ	45	°
deve essere compreso tra 1 e 2.5	cot(θ)	1.00	
angolo di inclinazione armatura	α	90	°
	cot(α)	0.00	
	Asw / sw	4.93	mm ² /mm
Taglio resistente per "taglio trazione"	VRsd	3711	kN
Taglio resistente per "taglio compressione"	VRcd	4440	kN
Taglio resistente minimo tra VRsd, VRcd	Vrd	3711	kN
Taglio sollecitante	Ved	1546	kN
	Ved	<	Vrd
verifica soddisfatta			

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	54 di 82

Oltre alle staffe sopracitate sono presenti dei ferri longitudinali di pelle d10 passo 125mm (nr tot 70 ferri).

<i>Verifica a torsione (D.M. 14/01/2008)</i>			
Resist. Caratteristica	fck	45	N/mm ²
	fcd	26	N/mm ²
altezza membratura resistente a T	H	2400	mm
altezza utile	d	2139	mm
area racchiusa perimetro medio	A	2240000	mm ²
spessore minimo parete sezione cava	t	160	mm
perimetro medio sezione cava	um	7770	mm
tensione di compressione da precompressione	σcp	3.33	N/mm ²
	αc	1.13	
Acciaio B450C	fyk	450	N/mm ²
	fyd	391	N/mm ²
diametro barre long	øl	10	mm
numero barre long	nl	70	
area armatura long	Al	5495	mmq
diametro staffe (spille)	øw	14	mm
Area staffa (spilla)	Aøw	154	mm ²
0.9 d	z	1925	mm
passo delle staffe (spille)	sw	125	mm
	n° bracci	4	
angolo di inclinazione	θ	45	°
deve essere compreso tra 1 e 2.5	cot(θ)	1.00	
angolo di inclinazione armatura	α	90	°
	cot(α)	0.00	
	Asw / sw	4.93	mm ² /mm
Torsione resistente per "taglio compressione"	TRcd	4570	kNm
Torsione resistente per "taglio trazione armatura trasv"	TRsd	8636	kNm
Torsione resistente per "taglio trazione armatura long"	TRld	1240	kNm
Torsione resistente minimo tra Trsd, Trcd, Trld	Trd	1240	kN
Torsione sollecitante	Ted	553	kN
	Ted	<	Trd
verifica soddisfatta			

6.3.3.5 Interazione taglio torsione

$$T_{Ed}/T_{Rcd} + V_{Ed}/V_{Rcd} = 553/4636 + 1546/4497 = 0.469 < 1$$

Verifica soddisfatta.

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

RR0H

01

D13CL

VI0107001

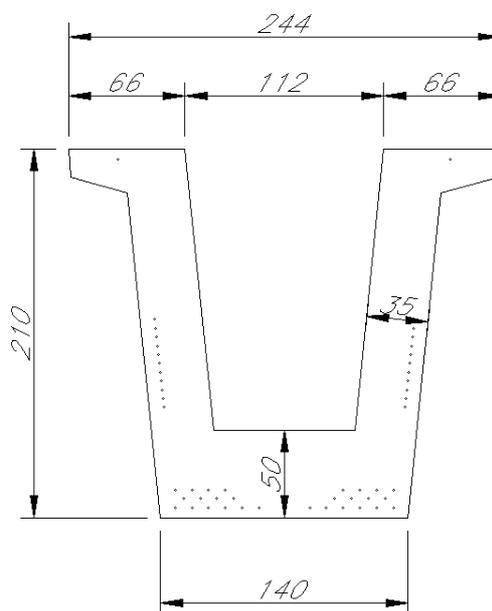
B

55 di 82

6.3.4 Verifica della sezione ringrossata d'Appoggio ($x=0.4$ m)

6.3.4.1 Caratteristiche della sezione

Le caratteristiche geometriche della sezione di cls in corrispondenza dell'appoggio e la disposizione della precompressione è la seguente (trefoli 0.6", Atrefolo = 1.39 cm²):



strato	n.tr*	Y [cm]	Ap [cm ²]
1	2	204	2.78
2	2	113	2.78
3	2	108	2.78
4	2	103	2.78
5	2	98	2.78
6	2	93	2.78
7	2	88	2.78
8	2	83	2.78
9	2	78	2.78
10	2	73	2.78
11	2	68	2.78
12	4	16	5.56
13	4	11	5.56
14	6	6	8.34

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	56 di 82

nr trefoli*	36	
Sx	3283.18	cm3
Ap	50.04	cm2
yp	65.61	cm

* il numero è riferito ai soli trefoli attivi

Le caratteristiche inerziali delle sezioni nelle varie fasi sono le seguenti:

	[mm]	Sez netta	Fase 0-1	Fase 2
Altezza totale	H	2100	1400	1750
Area	A	1.97E+06	1.99E+06	2.77E+06
Baricentro	y	960	957	1325
Momento inerzia	J	7.62E+11	7.64E+11	1.74E+12
Mod. res superiore soletta	Ws,sol	-	-	-4.09E+09
Mod. res superiore trave	Ws,tr	-6.68E+08	-1.72E+09	-2.31E+10
Mod. res inferiore trave	Wi,tr	7.94E+08	7.98E+08	1.31E+09
Mod. res baric. prec trave	Wi,tr_Ap	2.51E+09	2.54E+09	2.60E+09

NB: Il contributo della soletta collaborante è stato introdotto considerando una larghezza pari all'interasse delle travi (B=3.10m), uno spessore medio di 0.3m ed un coefficiente di omogeneizzazione $n_c = 0.92$ per tener conto della diversità dei calcestruzzi.

6.3.4.2 Calcolo delle perdite di precompressione

- Perdite per accorciamento elastico (perdita istantanea)

σ_{pi}	1395	MPa	tensione al taglio trefoli
N_{pi}	6981	KN	precompressione al taglio
N_{po}	6886	KN	precompressione dopo accorciamento
$\Delta N_{p,el}$	95	KN	perdite per accorciamento
$\% \Delta \sigma_{p,el}$	1.4%	-	

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	57 di 82

- Perdite per rilassamento armatura di precompressione NTC2008 §11.3.3.3 (perdita lenta)

Tipo armatura: Trefolo stabilizzato (classe 2)

p1000	2.5	%	perdita per rilassamento a 1000 ore
t inf	5.00E+05	ore	tempo infinito
$\mu = \sigma_{pi}/f_{tk}$	0.75	-	rapporto tensione al taglio e ultima
$\Delta N_{p, ril}$	340	KN	perdite per rilassamento
% $\Delta \sigma_{p, ril}$	4.9%	-	

- Perdite per ritiro calcestruzzo NTC2008 §11.2.10.6 (perdita lenta)

erit (t inf)	1.08E-04	-	ritiro a tempo infinito
$\Delta N_{p, rit}$	105	KN	perdite per ritiro
% $\Delta \sigma_{p, rit}$	1.5%	-	

- Perdite per viscosità NTC2008 §11.2.10.6 (perdita lenta)

φ (t inf)	2.3	-	coefficiente di viscosità a t infinito
$\varphi * \epsilon_{sp}$	2.55E-04	-	deformazione viscosa nel baricentro della precompressione (comb. quasi perm.)
$\Delta N_{p, visc}$	249	KN	perdite per rilassamento
% $\Delta \sigma_{p, visc}$	3.6%	-	

Ai fini delle verifiche tensionali nei vari stadi di esercizio della trave si considera la seguente evoluzione delle perdite di precompressione:

	Perdite istantanee	Perdite per rilassamento	Perdite per ritiro	Perdite per viscosità
Fase 0	100%	50%	0%	0%
Fase 1	100%	80%	50%	30%
Fase 2	100%	100%	100%	100%

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	58 di 82

6.3.4.3 Verifiche SLE

Si procede solo alla verifica tensionale nella fase di tesatura dei cavi, essendo la condizione determinante per la sezione in esame.

Taglio dei cavi ($f_{ckj} = 35$ Mpa)

Limite di compressione cls trave = $0.6 * f_{ckj} = 21$ Mpa

Limite di trazione cls trave = 0 MPa (decompressione)

Limite tensione cavi = $\min(0.75 f_{ptk}; 0.75 f_{p1k}) = 1395$ MPa

	Prec 0	G1 (trave)	Perdite rilassamento	Tot fase 0	Limite trazione	Limite compress.	Esito verifica
N [KN]	-6886	0	170				
M [KNm]	-2092	141	51				
σ sup sol [Mpa]	-	-	-	-			
σ sup tr [Mpa]	-0.4	-0.1	0.1	-0.39	0	-21.0	ok
σ inf tr [Mpa]	-6.1	0.2	0.1	-5.80	0	-21.0	ok
σ p [Mpa]	1376	0	1	1377	1395		ok

(1) tensione lembo superiore soletta impalcato

(2) tensione lembo superiore trave prefabbricata

(3) tensione lembo inferiore trave prefabbricata

(4) tensione nel cavo risultante

Combinazione caratteristica (rara)

Limite tensione principale di trazione fibra baricentrica: $0.040 * f_{ck} = 1.80$ MPa

Calcolo tensione princ. baricentrica

τ	=	0.68	MPa
σ N	=	-3.65	MPa
σ l	=	0.12	MPa < 1.80 Mpa

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	59 di 82

6.3.4.4 Verifiche a taglio e torsione SLU

Per le combinazioni SLU più gravose si ottengono i seguenti valori di sollecitazione:

	P [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	T [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
SLU3	-1523	-1912	243	411	41	2406
SLU5	-1636	-1847	134	151	18	1849

Il taglio massimo tra i due casi è $V_{Ed} = 1912$ kN.

La torsione massima tra i due casi è $T_{Ed} = 411$ kNm.

In appoggio complessivamente sono presenti sulle pareti della vasca $\phi 14$ passo 12.5cm. Ai fini del dimensionamento della armature si assume $\cot\theta = 1$.

Il taglio resistente si calcola nel seguente modo:

$$V_{Rd,s} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin\alpha$$

$$V_{Rd,c} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cot\alpha + \cot\theta) / (1 + \cot^2\theta)$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rd,s}, V_{Rd,c})$$

La torsione resistente si ottiene con le seguenti formulazioni:

$$T_{Rsd} = 2 \cdot A \cdot A_s / s \cdot f_{yd} \cdot \cot\theta$$

$$T_{Rcd} = 2 \cdot A \cdot t \cdot f_{cd} \cdot \cot\theta / (1 + \cot^2\theta)$$

$$T_{Rld} = 2 \cdot A \cdot \Sigma A_l / u_m \cdot f_{yd} / \cot\theta$$

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

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	60 di 82

Verifica a taglio per sezioni armate a taglio (D.M. 14/01/2008)

Resist. Caratteristica	fck	45	N/mm ²
	fcd	26	N/mm ²
larghezza membratura resistente a V	bw	700	mm
altezza membratura resistente a V	H	2400	mm
altezza utile	d	2139	mm
area della sezione	Ac	1497300	mm ²
tensione di compressione da precompressione	σcp	2.12	N/mm ²
	ac	1.08	
Acciaio B450C	fyk	450	N/mm ²
	fyd	391	N/mm ²
diametro staffe (spille)	øw	14	mm
Area staffa (spilla)	Aøw	154	mm ²
0.9 d	z	1925	mm
passo delle staffe (spille)	sw	125	mm
	n° bracci	4	
angolo di inclinazione	θ	45	°
deve essere compreso tra 1 e 2.5	cot(θ)	1.00	
angolo di inclinazione armatura	α	90	°
	cot(α)	0.00	
	Asw / sw	4.93	mm ² /mm

Taglio resistente per "taglio trazione"	VRsd	3711	kN
Taglio resistente per "taglio compressione"	VRcd	9305	kN
Taglio resistente minimo tra VRsd, VRcd	Vrd	3711	kN

Taglio sollecitante	Ved	1912	kN
---------------------	------------	-------------	----

Ved	<	Vrd
-----	---	-----

La verifica è soddisfatta.

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	61 di 82

Resist. Caratteristica	fck	45	N/mm ²
	fcd	26	N/mm ²
altezza membratura resistente a V	H	2400	mm
altezza utile	d	2139	mm
area racchiusa perimetro medio	A	2770000	mm ²
spessore parete sezione cava	t	350	mm
perimetro medio sezione cava	um	8106	mm
tensione di compressione da precompressione	σcp	2.12	N/mm ²
	αc	1.08	
Acciaio B450C	fyk	450	N/mm ²
	fyd	391	N/mm ²
diámetro barre long	øl	10	mm
numero barre long	nl	70	
area armatura long	Al	5495	mmq
diámetro staffe (spille)	øw	14	mm
Area staffa (spilla)	Aøw	154	mm ²
0.9 d	z	1925	mm
passo delle staffe (spille)	sw	125	mm
	n° bracci	4	
angolo di inclinazione	θ	45	°
deve essere compreso tra 1 e 2.5	cot(θ)	1.00	
angolo di inclinazione armatura	α	90	°
	cot(α)	0.00	
	Asw / sw	4.93	mm ² /mm
Torsione resistente per "taglio compressione"	TRcd	12361	kNm
Torsione resistente per "taglio trazione armatura trasv"	TRsd	10679	kNm
Torsione resistente per "taglio trazione armatura long"	TRld	1470	kNm
Torsione resistente minimo tra Trsd, Trcd, Trld	Trd	1470	kN
Torsione sollecitante	Ted	411	kN
	Ted	<	Trd

La verifica è soddisfatta.

6.3.4.5 Interazione taglio torsione

$$T_{Ed}/T_{Rcd} + V_{Ed}/V_{Rcd} = 411/12361 + 1912/9305 = 0.239 < 1$$

Verifica soddisfatta.

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	62 di 82

7 VERIFICA DEL TRASVERSO

Si riporta di seguito la verifica di resistenza dei trasversi in combinazione SLU. si considera la sezione resistente di larghezza 40cm e altezza 180cm.

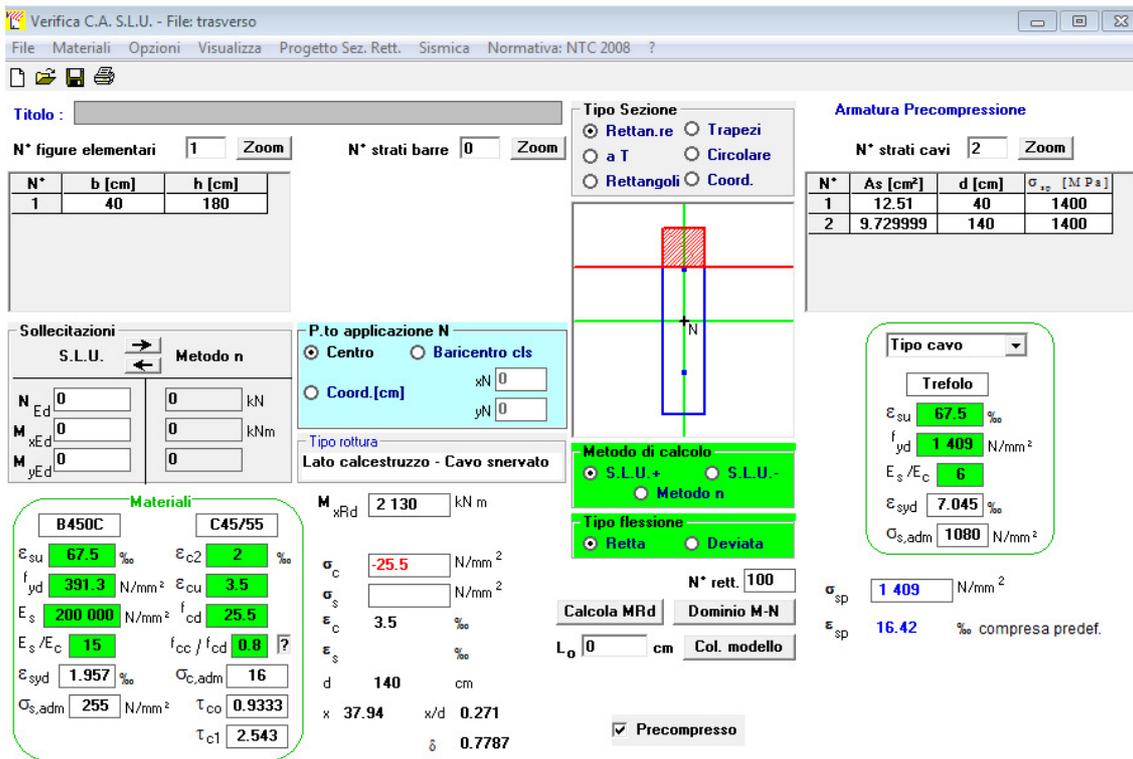
Si inseriscono le seguenti armature da precompressione:

- superiore: 1 cavo da 9 trefoli da 0.6"; distanza baricentro cavo superiore da estradosso trasverso = 40 cm

- inferiore: 1 cavo da 7 trefoli da 0.6"; distanza baricentro cavo superiore da estradosso trasverso = 40 cm

L'area di ogni trefolo è pari a 1.39 cm².

La sollecitazione flettente massima che agisce sul trasverso è pari a: $M_{Ed_SLU} = 941 \text{ kNm}$



Verifica C.A. S.L.U. - File: trasverso

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

Titolo: _____

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 0 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	180

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

Armatura Precompressione
 N° strati cavi: 2 Zoom

N°	As [cm²]	d [cm]	σ_{sp} [MPa]
1	12.51	40	1400
2	9.729999	140	1400

Sollecitazioni: 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 - Cavo snervato

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

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

Materiali:
 B450C C45/55
 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} : 25.5 ‰
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 16
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.9333
 τ_{c1} : 2.543

Calcoli:
 M_{xRd} : 2 130 kNm
 σ_c : -25.5 N/mm²
 σ_s : N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : ‰
 d: 140 cm
 x: 37.94 x/d: 0.271
 δ : 0.7787

Parametri di calcolo:
 N° rett.: 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L_o: 0 cm Col. modello

Precompresso

Proprietà del cavo:
 Tipo cavo: Trefolo
 ϵ_{su} : 67.5 ‰
 f_{yd} : 1 409 N/mm²
 E_s/E_c : 6
 ϵ_{syd} : 7.045 ‰
 $\sigma_{s,adm}$: 1080 N/mm²

σ_{sp} : 1 409 N/mm²
 ϵ_{sp} : 16.42 ‰ compressa predef.

Si ottiene:

$$M_{Rd} = 2130 \text{ kNm} > M_{Ed}$$

La verifica risulta soddisfatta.

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	63 di 82

8 VERIFICHE DI DEFORMABILITA'

8.1 Sghembo

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

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

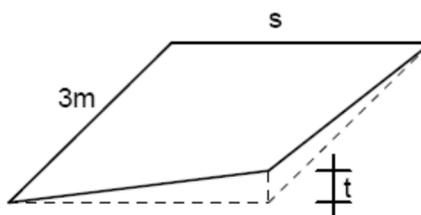


Figura 5.2.14 - Sghembo ammissibile

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

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

Trave destra $uz_{dx} = 0.58$ mm

Trave sinistra $uz_{sx} = 0.56$ mm

Considerato l'interasse delle travi ($i = 3.1$ m) e lo scartamento del binario ($s = 1.435$ m), si risale allo sghembo massimo del binario:

$$t_{\max} = (uz_{dx} - uz_{sx}) * s / i = 0.01 \text{ mm/3m} < t$$

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	64 di 82

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 $\theta_{\max} = 0.0020\text{rad}$
- raggio minima di curvatura $R_{\min} = 9500\text{m}$

Dal modello di calcolo si ha:

Massimo spostamento orizzontale in mezzeria $d_h = 0.0011\text{m}$

Luce di calcolo $L = 22.8\text{m}$

Raggio di curvatura $R = L^2 / (8d_h) = 64980\text{m} > R_{\min}$ Verifica soddisfatta.

Massima variazione angolare impalcato $\theta = 0.00015\text{rad} < \theta_{\max}$ Verifica soddisfatta.

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 $L/600$.

Inoltre al fine di garantire uno spostamento massimo al piano di posa del ballast di 8mm conseguente all'inflessione verticale per carichi ferroviari si deve verificare che:

$$\Theta < 8/H$$

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.

Nel caso in esame si ha:

$$\text{Abbassamento LM71} = 15\text{mm} < L/600 = 22.8\text{m}/600 = 38\text{mm} \quad \text{Verifica soddisfatta.}$$

$$\Theta = 0.002\text{rad} < 8/2400\text{mm} = 0.0033\text{rad}$$

$$\text{con } H=2400 \text{ mm} \quad \text{Verifica soddisfatta.}$$

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.

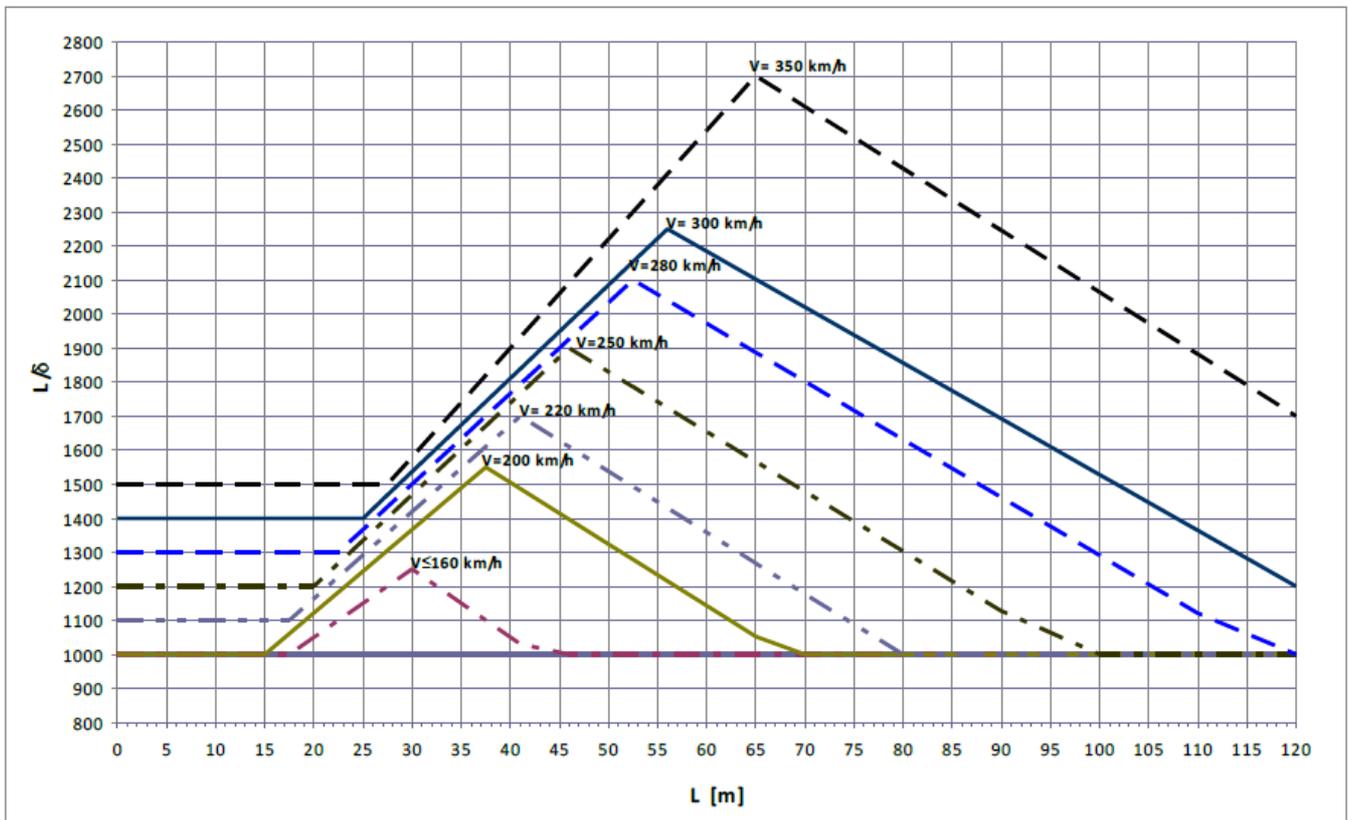
L'inflessione verticale deve calcolarsi in asse al binario, considerando il modello di carico LM71 con il relativo incremento dinamico e con il coefficiente α ; in caso di ponte a doppio binario dovrà considerarsi carico un solo binario e calcolarsi la freccia in asse a tale binario carico, applicando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

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	66 di 82



Nel caso in esame essendo la luce di calcolo $L_c = 22.8\text{m}$ si ha:

Valore limite deformabilità $L/\delta = 1150$

Considerato che l'inflessione massima verticale sotto i carichi ferroviari è pari a

$\delta = 15\text{mm}$

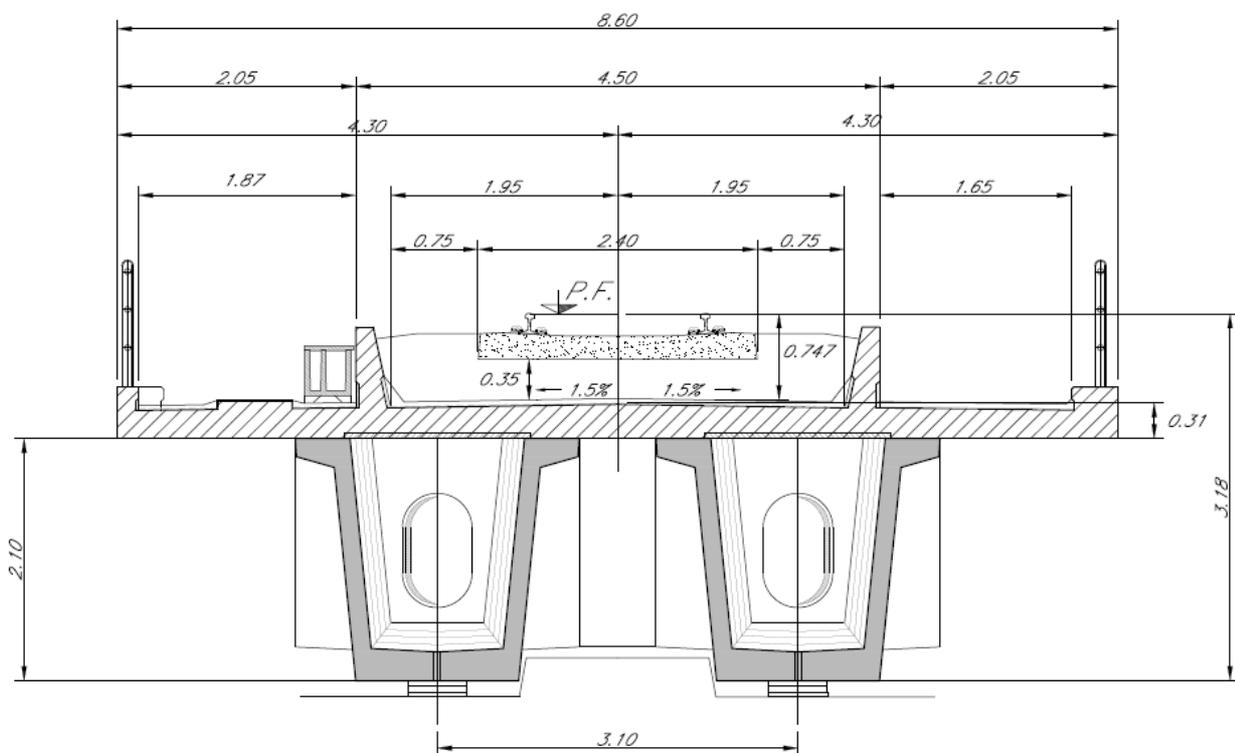
si ottiene il rapporto seguente di deformabilità:

$22800\text{mm}/15\text{mm} = 1520 > 1150$ Verifica soddisfatta.

9 VERIFICA DELLA SOLETTA

Con riferimento alla sezione d'impalcato di seguito rappresentata, si procede alla verifica della soletta per:

1. Sezione in asse trave
2. Sezione d'incastro del marciapiede



A favore di sicurezza si assume quale schema di calcolo quello di trave continua su 4 appoggi (posizionati in corrispondenza delle pareti dei cassoncini). Di seguito si elencano i carichi applicati.

Permanenti strutturali (G1)

Peso della soletta (spessore 30 cm)

$$0.3\text{m} \cdot 25\text{kN/m}^3 = 7.5 \text{ KN/m}^2$$

Permanenti portati (G2)

Sovruttura ferroviaria

$$0.8 \text{ m} \cdot 20 \text{ KN/m}^3 = 16.0 \text{ KN/m}^2$$

Cordolo laterale (20x20cm)

$$0.2 \cdot 0.2 \text{ m} \cdot 25 \text{ KN/m}^3 = 1.00 \text{ KN/m}$$

Barriere parapetto (carico lineare)

$$2.5 \text{ KN/m}$$

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

RR0H

01

D13CL

VI0107001

B

68 di 82

Traffico (Qtreno)

Considerando una diffusione del carico secondo $\frac{1}{4}$ nel ballast ed a 45° nella soletta, l'assale da 250 kN si ripartisce trasversalmente su una larghezza pari a 2.975m centrata rispetto all'asse del binario.

In direzione longitudinale (asse del ponte) si considera una lunghezza di diffusione pari all'interasse degli assali del treno LM71 ($i=1.6m$). Tale carico è soggetto ai coefficienti α (pari a 1.1) e Φ (pari a 2.84), si ottiene:

$$q_{LM71} = (250 \text{ kN}/1.6m) / 2.975m * 2.84 * 1.1 = 164 \text{ kN}/m^2$$

Folla (Qfolla)

Si considera la folla agente sullo sbalzo della sezione trasversale della soletta, di lunghezza 1.00m:

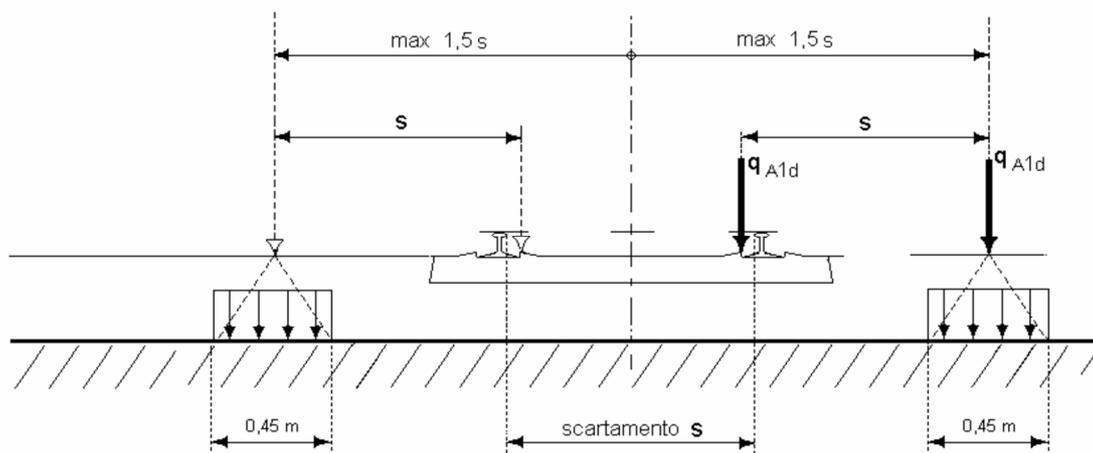
$$q_{folla} = 10 \text{ kN}/m^2$$

Deragliamento (azione eccezionale)

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).

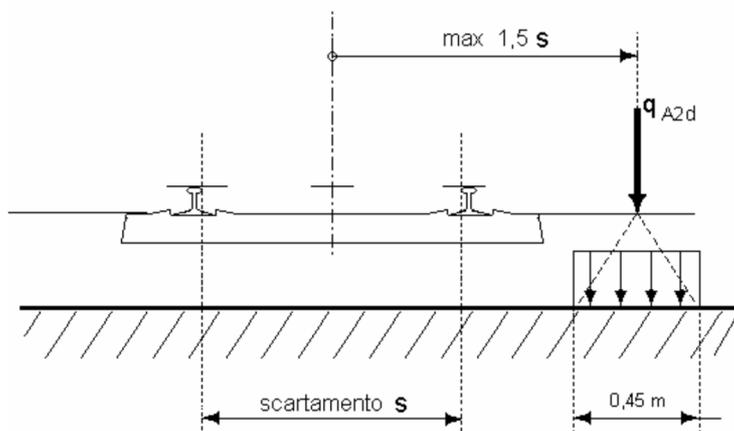


Caso 2: Si considera un unico carico lineare $q_{A2d} = 80 \text{ kN}/m \times 1,4$ esteso per 20 m e disposto con una eccentricità massima, lato esterno, di $1,5*s$ rispetto all'asse del binario.

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	69 di 82



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

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

agente ad una distanza dall'asse del binario di

$$1,5 * s = 1,5 * 1,435m = 2,1525 m$$

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
Treno	1.45	0	1	0	0
Folla	0	1.45	0	1	0
Deragliamento	0	0	0	0	1

Si riportano le sollecitazioni massime delle combinazioni sopra descritte (riferite ad una striscia di 1m di soletta):

	Comb. SLU1	Comb. SLU2	Comb. SLE1	Comb. SLE2	Comb. eccezionale
M+ max (KNm)	31.2	6.4	21.5	4.5	14.2
M- min (KNm)	-18.8	-27.3	-13.4	-19.3	-13.4
V max (KN)	127.3	36.5	87.4	25.7	110.4

A titolo esplicativo del modello di calcolo adottato si riportano le sollecitazioni flettenti per alcune combinazioni di carico analizzate.

VI01 - Viadotto in c.a.p
Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	70 di 82

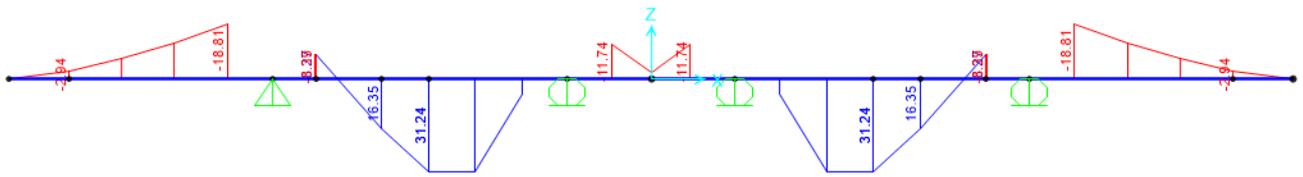


Figura 13: Momento flettente SLU1

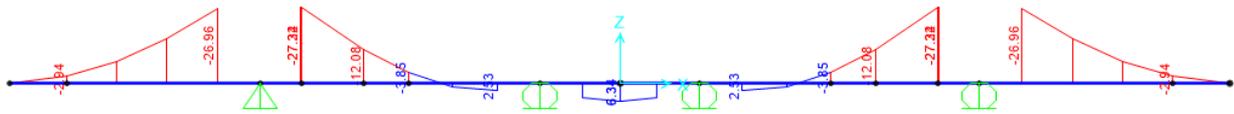


Figura 14: Momento flettente SLU2

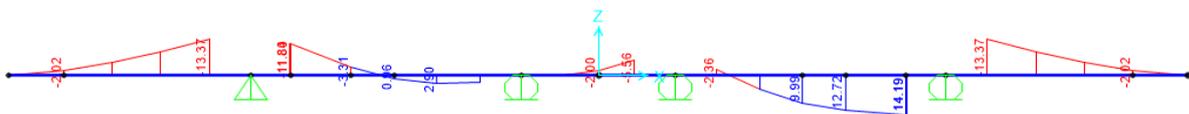


Figura 15: Momento flettente combinazione eccezionale

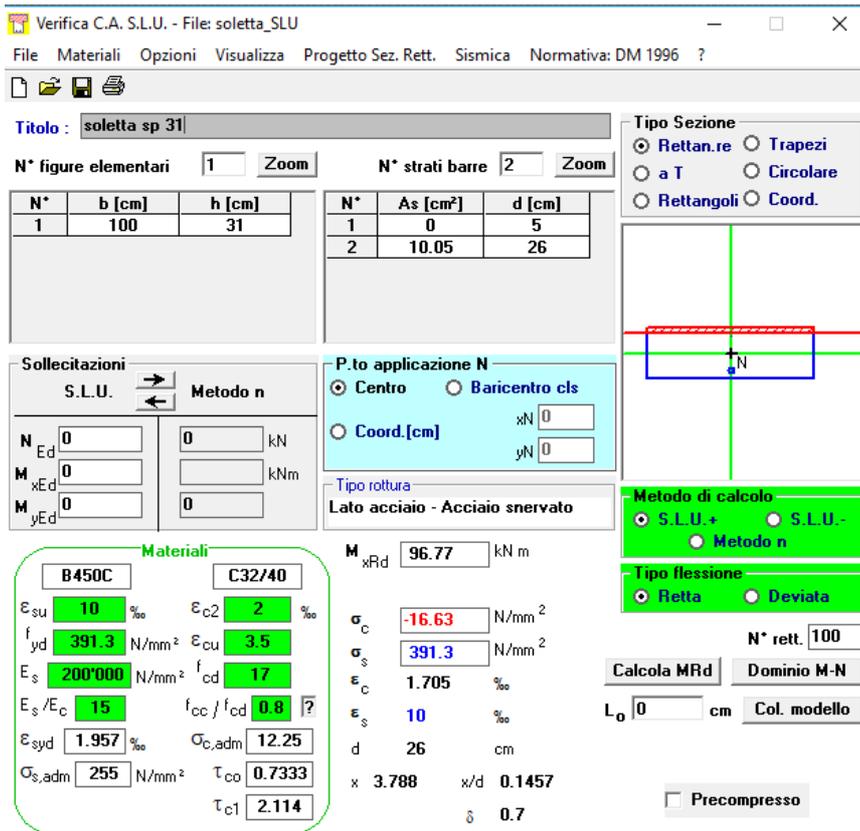
VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	71 di 82

9.1 Verifica a flessione SLU - momento positivo

Si dispone un'armatura inferiore composta da barre $\phi 16$ passo 20cm.



Titolo: soletta sp 31

N° figure elementari: 1 **N° strati barre:** 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	31	1	0	5
			2	10.05	26

Sollecitazioni 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

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

Tipo flessione: Retta Deviate

Materiali: B450C, C32/40

M_{xRd} 96.77 kNm

σ_c -16.63 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 1.705 ‰
ε_s 10 ‰
d 26 cm
x 3.788 **x/d** 0.1457
δ 0.7

Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ 0 cm **Col. modello**

Precompresso

Momento resistente: $M_{Rd} = 96.77 \text{ KNm/m} > M_{Ed_{max}} = 31.2 \text{ KNm}$

La verifica è soddisfatta

VI01 - Viadotto in c.a.p

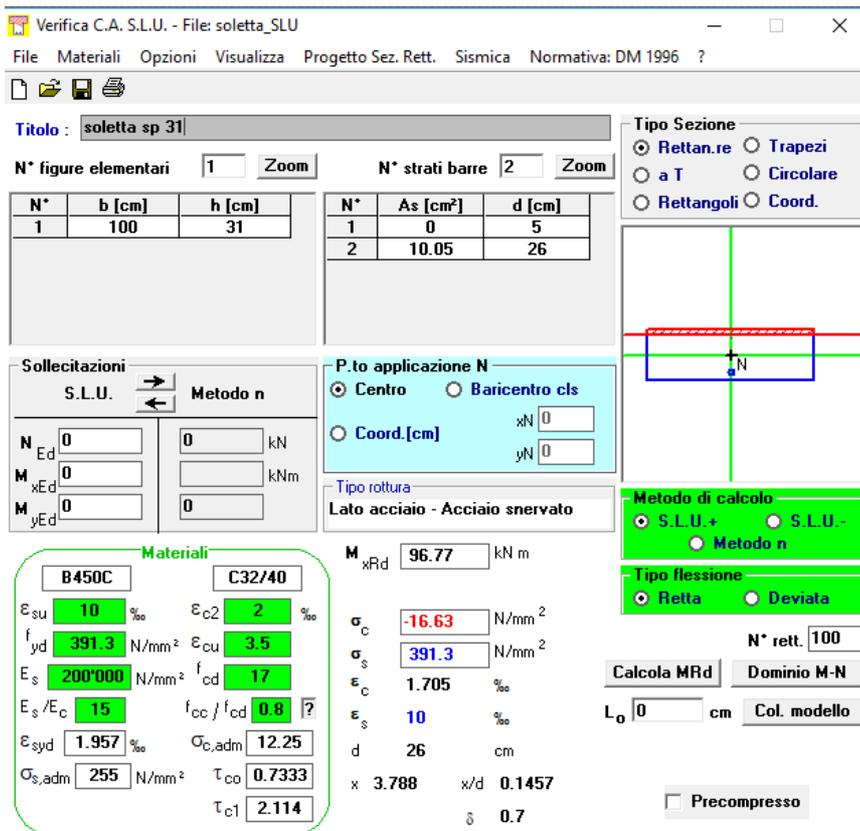
Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	72 di 82

9.2 Verifica a flessione SLU - momento negativo

Si dispongono le seguenti armature:

- Armatura superiore composta da barre $\phi 16$ passo 20cm.



Verifica C.A. S.L.U. - File: soletta_SLU

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: DM 1996 ?

Titolo: soletta sp 31

N* figure elementari: 1 Zoom N* strati barre: 2 Zoom

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm²]	d [cm]
1	100	31	1	0	5
			2	10.05	26

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali: B450C, C32/40

ε_{su}: 10‰, ε_{c2}: 2‰, f_{yd}: 391.3 N/mm², ε_{cu}: 3.5‰, E_s: 200'000 N/mm², f_{cd}: 17, E_s/E_c: 15, f_{cc}/f_{cd}: 0.8, ε_{syd}: 1.957‰, σ_{c,adm}: 12.25, σ_{s,adm}: 255 N/mm², τ_{co}: 0.7333, τ_{c1}: 2.114

M_{xRd}: 96.77 kNm

σ_c: -16.63 N/mm², σ_s: 391.3 N/mm², ε_c: 1.705‰, ε_s: 10‰, d: 26 cm, x: 3.788, x/d: 0.1457, δ: 0.7

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi, a T Circolare, Rettangoli Coord.

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

Tipo flessione: Retta Deviata

N* rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Momento resistente: $M_{Rd} = -96.77 \text{ KNm} < M_{Ed_min} = -27.3 \text{ KNm}$

La verifica è soddisfatta

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	73 di 82

9.3 Verifica a taglio SLU

Non è prevista armatura specifica per taglio.

Classe cls	f_{ck}	32.0	N/mm ²
coeff. parziale	γ_c	1.5	
resistenza di calcolo	f_{cd}	18	N/mm ²
larghezza membratura resistene	b_w	1000	mm
altezza membratura resistene	H	310	mm
altezza utile	d	279	mm
area della sezione	A_{TOT}	279000	mm ²
diametro ferro longitudinale	ϕ	16	mm
area armatura	A	201.1	mm ²
	strato	1	
	passo	200	mm
	n_r/strato	5	
area armatura totale	A_l	1005	mm ²
percentuale di armatura	ρ_l	0.0036	
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
	σ_{cp}	0.00	N/mm ²
	k	1.85	
	V_{min}	0.50	
	V_{Rd1}	140	kN
	V_{Rd2}	139	kN
taglio resistente	V_{Rd}	140	kN

Taglio resistente: $V_{Rd} = 140 \text{ kN} > V_{Ed} = 127.3 \text{ kN}$

La verifica è soddisfatta

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	74 di 82

9.4 Verifica a fessurazione SLE

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	
B sez	1000 mm
h sez	310 mm
copriferro	74 mm
Φ (barre)	16 mm
n.barre	5 -
cls C	32 MPa
x AN	75 mm
σ_s	91 MPa
kt	0.6 -
k1	0.8 -
k2	0.5 -
k3	3.4 -
k4	0.425 -

OUTPUT	
diff. def. armature-cls	
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cr}$	2.65E-04 -
distanza max fessure	
$s_{r, max}$	4.36E+02 mm
ampiezza fessure:	
wk	0.12 mm
W LIMITE	0.30 mm
Sez. verificata	

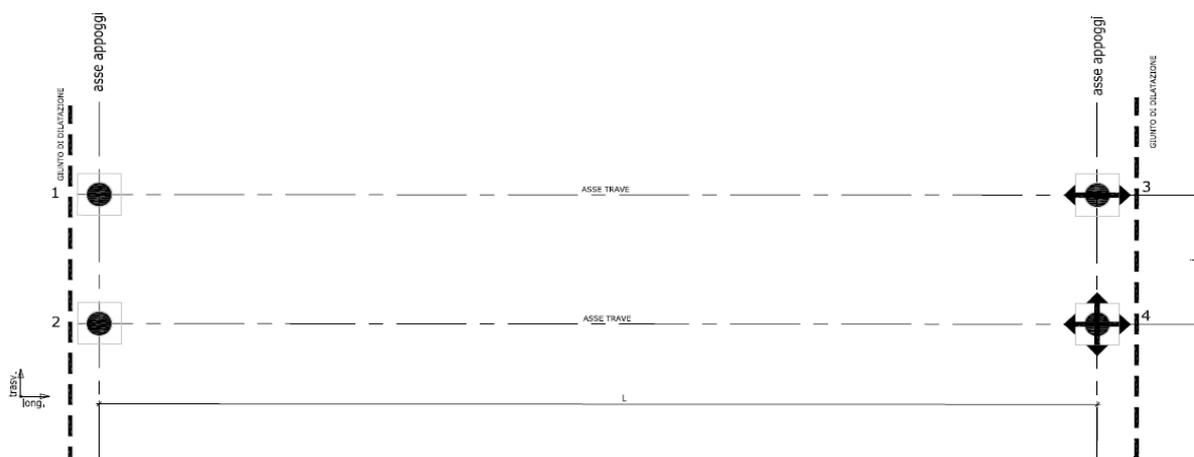
VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	75 di 82

10 APPOGGI E GIUNTI

Lo schema appoggi è rappresentato nella figura sottostante.



10.1 Reazioni Appoggi

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

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	3750	570	810
2	FISSO	3750	570	810
3	UNI (LONG)	3750	570	-
4	MULTI	3750	-	-

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	1200	1000	500
2	FISSO	1200	1000	500
3	UNI (LONG)	1200	1000	-
4	MULTI	1200	-	-

10.2 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 (si incrementa la variazione termica del 50%).

$$D_t = 0.00619 \text{ m}$$

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

$$d_{Ed} = 0.0142 \text{ m}$$

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

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

$$E_L = k_1 \cdot (E_1 + E_2 + E_3) = k_1 \cdot (2 \cdot D_t + 4 \cdot d_{Ed} \cdot k_2 + 2 \cdot d_{eg}) = 0.45 \cdot (2 \cdot 0.0099 + 4 \cdot 0.0142 \cdot 0.55 + 2 \cdot 0.0058) = 0.0282 \text{ m}$$

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	77 di 82

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

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

$$E_L = 2.3 \cdot 25 / 1000 + 0.073 = 0.13 \text{ m} = 130 \text{ mm}$$

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

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

$$E_L/2 + E_L/8 = 0.081 \text{ m} = \mathbf{81.6 \text{ mm}}$$

$$E_L/2 + 15 \text{ mm} = 0.08 \text{ m} = 80.3 \text{ mm}$$

- **Escursione dei giunti**

Escursione non inferiore a $\pm(EL/2 + 10\text{mm}) = \pm 0.075 \text{ m} = \mathbf{\pm 75 \text{ mm}}$

- **Ampiezza dei varchi**

Ampiezza non inferiore a $\pm(EL/2 + 20\text{mm}) = \pm 0.085 \text{ m} = \mathbf{\pm 85 \text{ mm}}$

10.3 Ritegni sismici

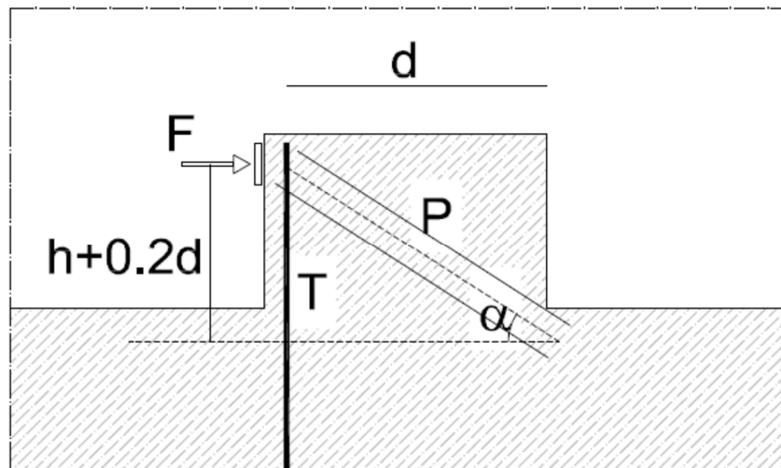
Il numero di ritegni sismici previsti su ciascuna spalla/pila è il seguente:

- 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: **$(EL/2 + 10 \text{ mm}) = 75 \text{ mm}$**

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



10.3.1 Ritegno sismico longitudinale

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

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$d = 40 \text{ cm}$$

$$\tan \alpha = (h+0.2d) / 0.9 d = 1.06 \quad \rightarrow \quad \alpha = 46.5^\circ$$

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

$$F_{\text{long}} = 500 \text{ KN} \quad (\text{SLV})$$

$$T = F_{\text{long}} * \tan \alpha = 500 * 1.06 = 530 \text{ KN}$$

$$P = F_{\text{long}} / \cos \alpha = 500 / 0.725 = 726 \text{ KN}$$

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

$$A_s = T / f_{yd} = 530 \text{ KN} / 391 \text{ MPa} = 13.6 \text{ cm}^2$$

Si disporranno pertanto almeno 7 barre D16 concentrate sulla superficie di contatto del ritegno con la trave (b= 140 cm, As, eff = 14 cm²)

Verifica del puntone di calcestruzzo:

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

$$P_{gr} = A_{s,eff} * f_{yd} / \sin \alpha = 1400 \text{mm}^2 * 391 \text{Mpa} / 0.725 = 755 > P$$

$$Prd = 0.4 b d f_{cd} = 0.4 * 1400 \text{mm} * 400 \text{mm} * (0.83 * 32 \text{MPa} / 1.5) = 4338 \text{KN} > P_{gr}$$

10.3.2 Ritegno sismico trasversale

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

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$d = 160 \text{ cm}$$

$$\tan \alpha = (h + 0.2d) / 0.9 d = 0.43 \quad \rightarrow \quad \alpha = 23.3^\circ$$

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

$$F_{trav} = 1000 \text{ KN} \quad (\text{SLV})$$

$$T = F_{trav} * \tan \alpha = 1000 * 0.43 = 430 \text{ KN}$$

$$P = F_{trav} / \cos \alpha = 1000 / 0.918 = 1088 \text{ KN}$$

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

$$A_s = T / f_{yd} = 430 \text{KN} / 391 \text{MPa} = 11.0 \text{ cm}^2$$

Si disporranno pertanto almeno 4 barre D20 concentrate sulla superficie di contatto del ritegno con la trave (b= 45 cm, As,eff = 12.56 cm²).

Verifica del puntone di calcestruzzo:

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

$$P_{gr} = A_{s,eff} * f_{yd} / \sin \alpha = 1256 \text{ mm}^2 * 391 \text{Mpa} / 0.396 = 1240 > P$$

$$Prd = 0.4 b d f_{cd} = 0.4 * 400 \text{mm} * 1600 \text{mm} * (0.83 * 32 \text{MPa} / 1.5) = 4533 \text{KN} > P_{gr}$$

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	80 di 82

11 INCIDENZE ARMATURE

- Incidenza armatura lenta trave cap 160 kg / m3
- Incidenza armatura pretesa trave cap 1900 kg / trave
- Incidenza armatura pretesa trasversi 100 kg / trasverso
- Incidenza armatura lenta soletta 140 kg / m3

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	81 di 82

12 VALIDAZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

A conferma della bontà dei risultati ottenuti con il modello di calcolo effettuato, si confrontano le sollecitazioni ottenute attraverso il modello suddetto con un calcolo a mano.

Per una trave appoggiata caricata con i carichi permanenti portati G2, si ottengono le seguenti sollecitazioni massime:

$$q(G2) \text{ totale} = 89.20 \text{ kN/m}$$

$$\text{per ogni trave si ha } q(G2) = 44.6 \text{ kN/m}$$

$$L \text{ lorda} = 25 \text{ m}$$

$$L \text{ netta} = 22.8 \text{ m}$$

$$L \text{ netta} / L \text{ lorda} = 1.09$$

$$q(G2) = 44.6 * 1.09 = 49.3 \text{ kN/m}$$

Da cui:

$$M(G2) = q(G2) * l^2 / 8 = 3184 \text{ kNm} \quad \text{in mezzeria}$$

$$V(G2) = q(G2) * l / 2 = 559 \text{ kN} \quad \text{in appoggio}$$

Dal modello di calcolo si ottengono i seguenti risultati:

$$M(G2) = 3177.5 \text{ kNm}$$

$$V(G2) = 557.5 \text{ kN}$$

Si deduce che le differenze ottenute sono inferiori allo 0.5%, pertanto il modello si ritiene validato.

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0107001	B	82 di 82

