

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA CALTANISSETTA XIRBI – NUOVA ENNA (LOTTO 4A)

RELAZIONE DI CALCOLO

IMPALCATO A SEZIONE MISTA L=60m (singolo binario)

SCALA:

-

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

RS3U 40 D 09 CL VI0007 003 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	Emissione Esecutiva	L.Genca	Gen.2020	F.Bonifacio	Gen.2020	A. Barreca	Gen.2020	A. Vittozzi	
B	Emissione Esecutiva	L.Genca	feb.2020	F.Bonifacio	feb.2020	A. Barreca	feb.2020	A. Vittozzi	feb.2020

ITALFERR S.p.A.
U.O. Opere Civili e Gestione delle varianti
Doct. Ing. Angelo Vittozzi
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
N° A.20783

INDICE

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
3	MATERIALI IMPIEGATI	7
4	ANALISI DEI CARICHI UNITARI	8
4.1	CARICHI PERMANENTI.....	8
4.1.1	Pesi propri (G1).....	8
4.1.2	Carichi permanenti portati (G2).....	8
4.2	SOVRACCARICHI ACCIDENTALI	9
4.2.1	Treni di carico.....	9
4.2.2	Azioni orizzontali	12
4.3	AZIONI CLIMATICHE	14
4.3.1	Variazione termica.....	14
4.3.2	Azione della neve.....	14
4.3.3	Azione del vento.....	14
4.4	RITIRO	16
4.5	AZIONI ECCEZIONALI	17
4.6	AZIONI INDIRETTE	17
4.7	AZIONI SISMICHE	18
5	COMBINAZIONI DI CARICO.....	21
6	EFFETTI GLOBALI	22
6.1	MODELLO DI CALCOLO	22
6.2	TRAVI.....	23
6.3	ANALISI MODALE	28
6.4	VERIFICHE SLU	30
6.4.1	VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI.....	30
6.4.2	VERIFICHE DIAFRAMMI	36
6.4.3	VERIFICA CONTROVENTI.....	42
6.5	VERIFICA A FATICA TRAVI PRINCIPALI.....	45
6.6	VERIFICHE SLE	46
6.6.1	VERIFICHE DI DEFORMABILITA'	46
6.7	REAZIONI AGLI APPOGGI	46
6.7.1	SCHEMA APPOGGI	46

<p>U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI <i>Impalcato a sezione mista L=60m (Lc=58m) singolo binario</i> RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<table> <tr> <td>PROGETTO</td> <td>LOTTO</td> <td>FASE</td> <td>ENTE</td> <td>COD.</td> <td>DOC.</td> <td>PROG.</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>RS3U</td> <td>40</td> <td>D</td> <td>09</td> <td>CL</td> <td>VI0007</td> <td>003</td> <td>B</td> <td>3 di 63</td> </tr> </table>	PROGETTO	LOTTO	FASE	ENTE	COD.	DOC.	PROG.	REV.	FOGLIO	RS3U	40	D	09	CL	VI0007	003	B	3 di 63
PROGETTO	LOTTO	FASE	ENTE	COD.	DOC.	PROG.	REV.	FOGLIO											
RS3U	40	D	09	CL	VI0007	003	B	3 di 63											

6.7.2 REAZIONI APPOGGI 47

7 EFFETTI LOCALI 49

7.1 ANALISI DEI CARICHI 49

7.1.1 CARICHI PERMANENTI 49

7.1.2 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI 49

7.1.3 AZIONI ECCEZIONALI 51

7.1.4 AZIONI CLIMATICHE 52

7.2 COMBINAZIONE DEI CARICHI 53

7.3 VERIFICHE DI RESISTENZA 56

7.4 VERIFICHE S.L.E. 60

1 PREMESSA

Oggetto della presente relazione sono le verifiche principali (a livello globale) della travata metallica a sezione mista acciaio-clt di **portata teorica pari a 58 m a singolo binario**. Le travate presentano un pacchetto P.F.- sottotrave pari a 5.725 m con altezza delle travi metalliche massima pari a 4.5m (in appoggio pari a 2.8m); l'impalcato è composto da due travi con interasse delle anime pari a 3.6m. I diaframmi sono costituiti da angolari accoppiati, con diagonali a croce e correnti superiori ed inferiori con scansione di 3.625m ed infine sono stati previsti traversi chiusi in corrispondenza degli appoggi.

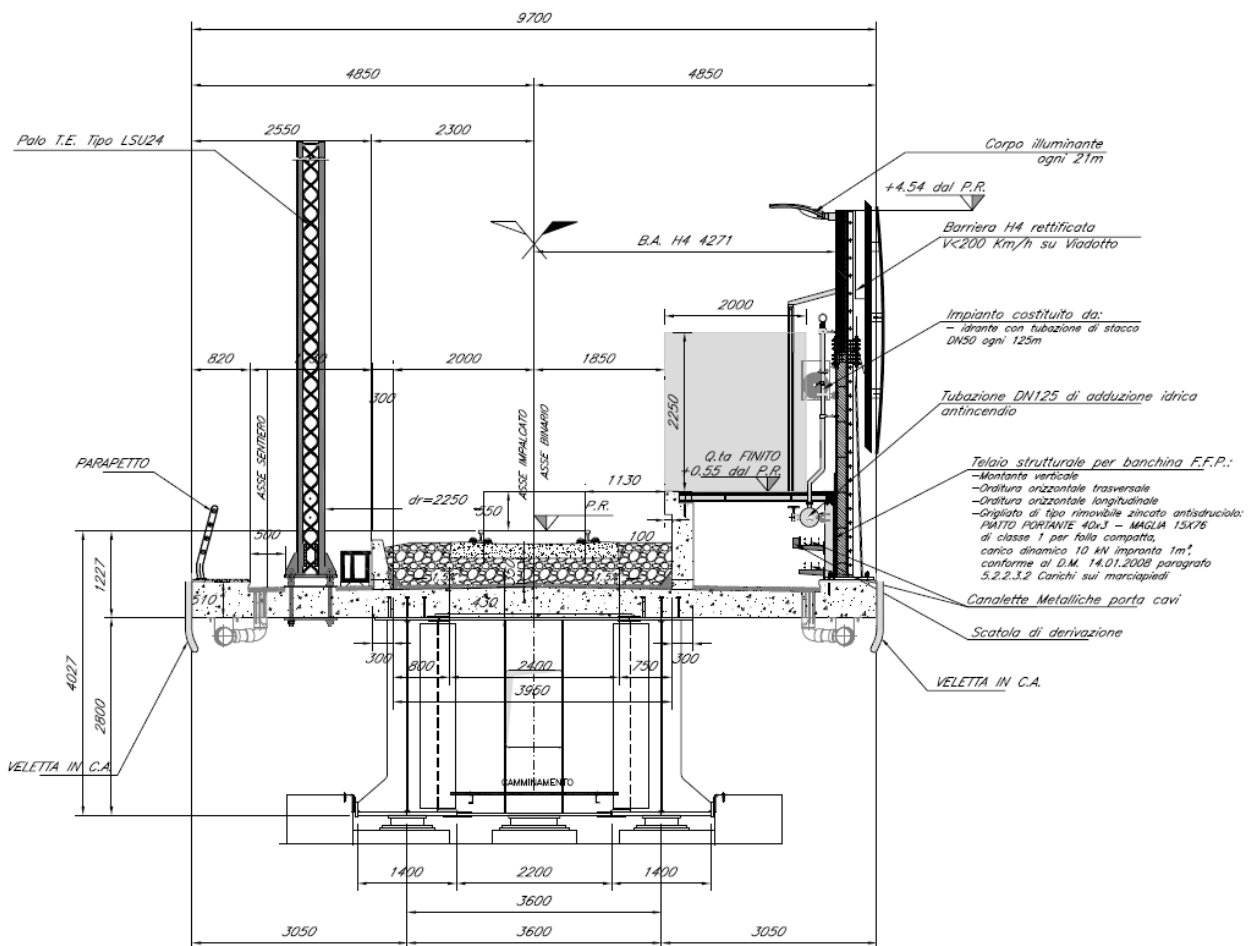


Figura 1_ Sezione in asse appoggi

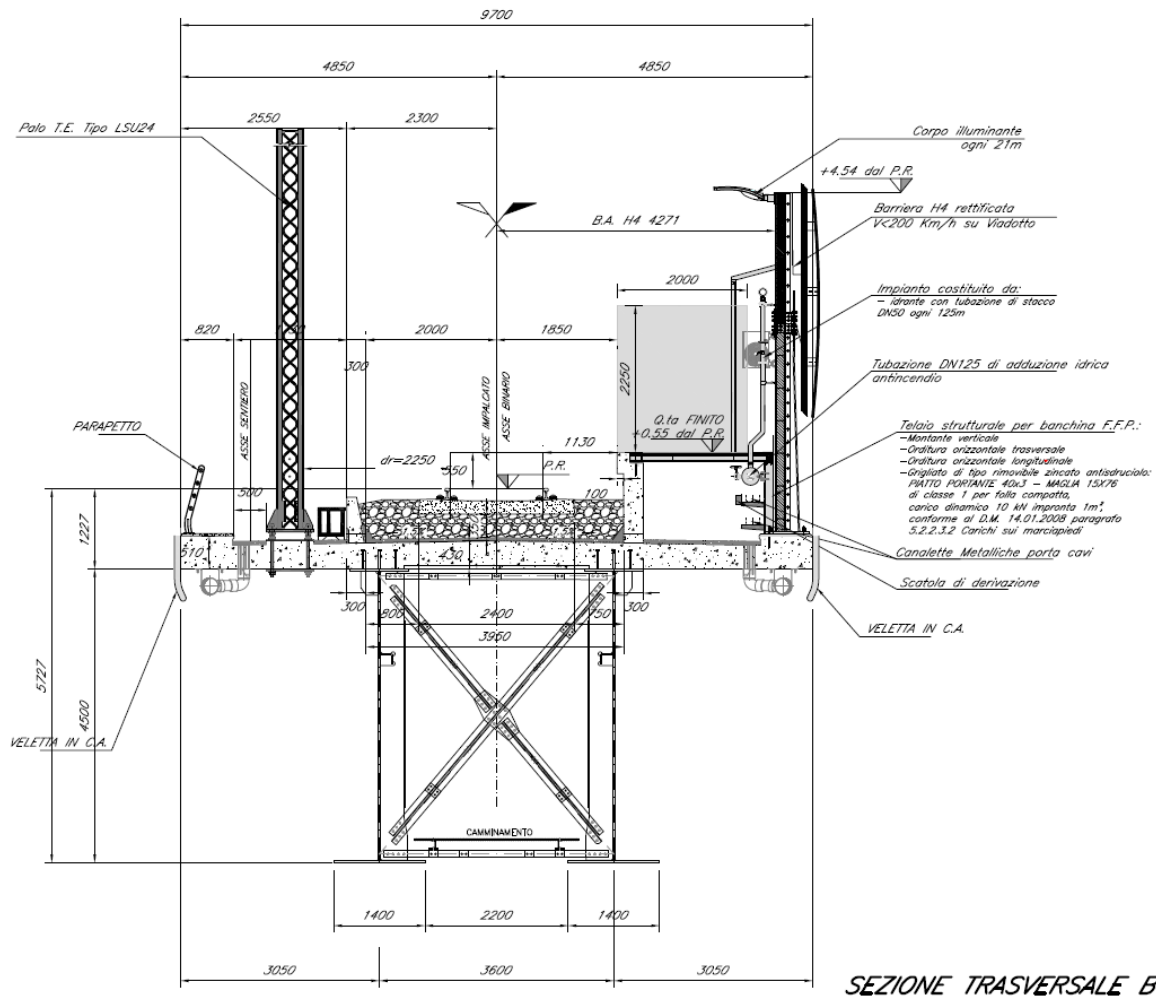


Figura 2_ Sezione corrente

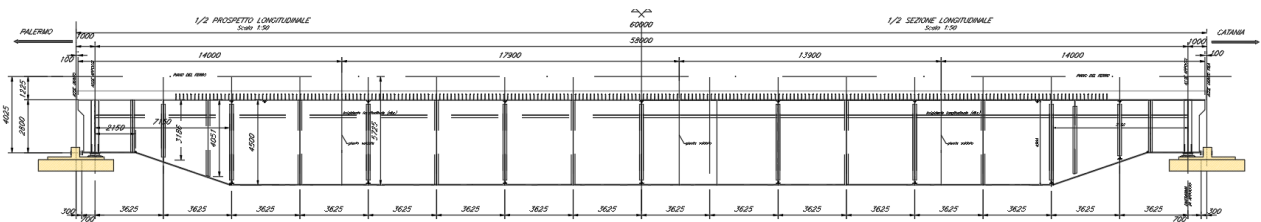


Figura 3_ Prospetto

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il progetto è redatto secondo i metodi classici della scienza delle costruzioni e nel rispetto della seguente normativa:

- [N1] **Legge 05/01/1971 n°1086:** *Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica;*
- [N2] **Legge 02/02/1974 n°64:** *Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;*
- [N3] **D.M. del 17 gennaio 2018:** *Nuove norme tecniche per le costruzioni;*
- [N4] **C.M. 21/01/2019 n.7:** *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni";*
- [N5] **RFI DTC SI PS MA IFS 001 C:** *Manuale di progettazione delle Opere Civili. Emissione per applicazione del 21/12/2018;*
- [N6] **RFI DTC SI PS SP IFS 001 C del 21/12/2018:** *Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 6 – Opere in conglomerato cementizio e in acciaio;*

Nella redazione dei progetti e nelle verifiche strutturali si è inoltre fatto riferimento alla normativa Europea di seguito specificata:

- [N1] **UNI EN 1991-1-4:2005:** *Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento;*
- [N2] **UNI EN 1992-1-1:2005:** *Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;*
- [N3] **UNI EN 1992-2:2006:** *Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti;*
- [N4] **UNI EN 1993-1-1:2005:** *Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;*
- [N5] **UNI EN 1993-2:2007:** *Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti;*
- [N6] **UNI EN 1998-1:2005:** *Eurocodice 8 – Progettazione delle struttura per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;*
- [N7] **UNI EN 1998-2:2006:** *Eurocodice 8 – Progettazione delle struttura per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti;*
- [N7] **STI 2014 – 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, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;*

Tutti gli elementi lavorati dovranno essere controllati ed accettati in accordo al [N6] ed alla **UNI EN 1090-2** (classe di esecuzione exc3 eccetto camminamenti e grigliati per i quali, come previsto sull'Appendice B, si può utilizzare la classe di esecuzione exc2).

3 MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO PER SOLETTA			
C32/40			
$R_{ck} =$	40	N/mm^2	resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} =$	33.2	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica
$f_{cm} =$	41.2	N/mm^3	resistenza caratteristica cilindrica media
$\gamma_M =$	1.5	-	coefficiente parziale di sicurezza SLU
$f_{cd} =$	18.8	N/mm^2	resistenza di progetto
$E_{cm} =$	33642.8	N/mm^2	modulo elastico BT
$E_{cm}^* =$	11846.0	N/mm^2	modulo elastico LT
$E_{cm} \text{ ritiro} =$	13609.5	N/mm^2	modulo elastico viscoso
XC3+XD3+XF2		Classe di esposizione	
$c =$	30	mm	copriferro minimo
ACCIAIO PER ARMATURE ORDINARIE			
B 450 C controllato in stabilimento			
$f_{yk} =$	450	N/mm^2	tensione caratteristica di snervamento
$\gamma_M =$	1.15	-	coefficiente parziale di sicurezza SLU elastico
$f_{yd} =$	391.3	N/mm^2	resistenza di progetto
$E_s =$	210000	N/mm^2	modulo elastico
ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA			
S355 J2 - lamiere e profili per elementi saldati			
S355 J0 - lamiere e profili per elementi non saldati			
$f_{yk} =$	355	MPa	Resistenza di calcolo ($t \leq 40$ mm)
$f_{yk} =$	335	MPa	Resistenza di calcolo ($t > 40$ mm)
$\gamma_M =$	1.05	-	coefficiente parziale di sicurezza SLU elastico
$f_{yd} =$	338.1	N/mm^2	resistenza di progetto ($t \leq 40$ mm)
$f_{yd} =$	319.0	N/mm^3	resistenza di progetto ($t > 40$ mm)
$E_s =$	209000	MPa	modulo elastico
ACCIAIO PIOLI NELSON			
St 37-3K DIN 17100			
$f_{yk} =$	355	N/mm^2	tensione caratteristica di snervamento
$E_s =$	210000	N/mm^2	modulo elastico
ACCIAIO bulloni e dadi			
viti	8.8; 10.9	Conformi per le caratteristiche dimensionali alle	
dadi	8; 10	UNI-EN ISO 898-1:2013 e UNI 20898-2	
SALDATURE			
Procedimenti di saldatura omologati e qualificati (tipo automatico ad arco sommerso o altri che verranno concordati e accettati dall'ente appaltante) conformi a D.M. 17.01.2018.			

4 ANALISI DEI CARICHI UNITARI

Le verifiche dell'opera vengono effettuate in base ai seguenti carichi unitari.

4.1 CARICHI PERMANENTI

4.1.1 PESI PROPRI (G1)

- Peso proprio delle 2 travi in acciaio (inclusi trasversi, irrigidimenti, ecc.) = 37 kN/m (valore stimato da modello);
- Peso proprio della soletta di spessore complessivo variabile = 102 kN/m

Totale Peso proprio = 140 kN/m

Incidenza carpenteria metallica = 3.8 kN/m²

4.1.2 CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2)

Valori complessivi per l'intera larghezza di impalcato:

Permanenti portati	Ripetizioni	Spessore <i>m</i>	Larghezza <i>m</i>	Area <i>mq</i>	<i>p</i> <i>kN/mc-mq</i>	Peso <i>kN/ml</i>
Muri parballast	1			0.1433	25	3.6
Muri FFPP	1			0.44	25	11
Grigliato metallico FFPP	1					2.1
Cordolo in sx	1				25	3.5
Cordolo in dx	1				25	3.5
Velette	2				25	12
Ballast+ impermab. + armamento	1	0.8	4		18	57.6
Incremento per rialzo in curva	1			0.26	20	5.2
Canalette	1			0.1	25	2.5
Impermeabilizzazione marciapiedi	1	0.05	4		20	4
Impianti	2				1	2
Barriere antirumore	1	1	4		4	16

Totale permanenti portati = 123 kN/m

4.2 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI

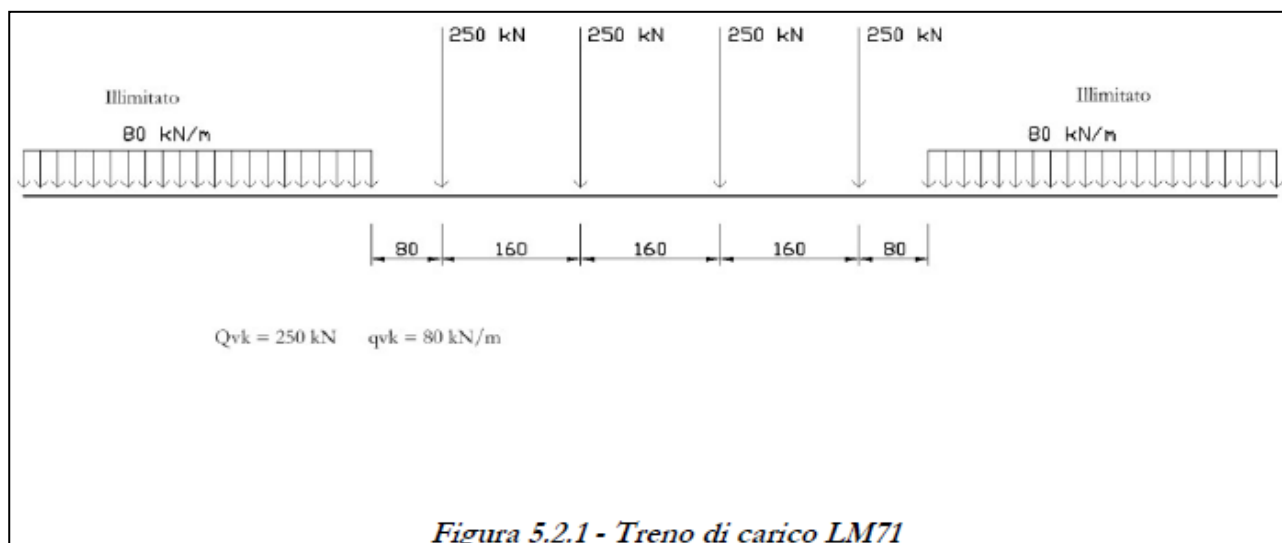
4.2.1 TRENI DI CARICO

I carichi verticali sono definiti attraverso dei modelli di carico; in particolare, sono forniti due treni di carico distinti: il primo rappresentativo del traffico normale (LM 71) ed il secondo di quello pesante (SW2).

Traffico normale: Treno LM71

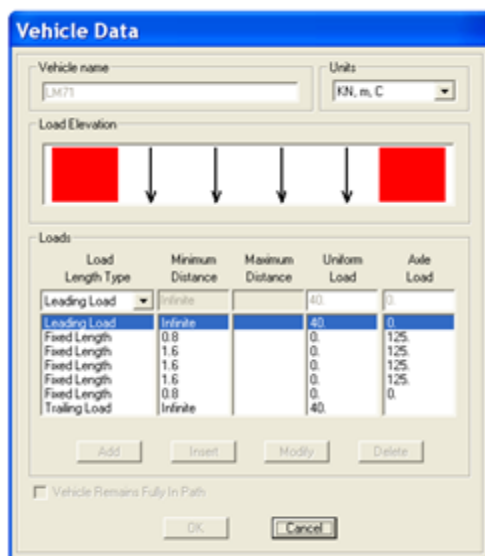
Questo treno di carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale e risulta costituito da:

- quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1.60 m;
- una stesa uniforme di 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0.8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata.



È stata considerata un'eccentricità di carico pari a 1/8 dello scartamento: $e = \frac{s}{8} = \frac{143.5}{8} = 8 \text{ cm}$

Ogni rotaia è stata caricata con la seguente azione verticale:



I valori caratteristici dei carichi mobili (LM71) attribuiti ai modelli di carico sono stati moltiplicati per un coefficiente di adattamento $\alpha = 1.10$.

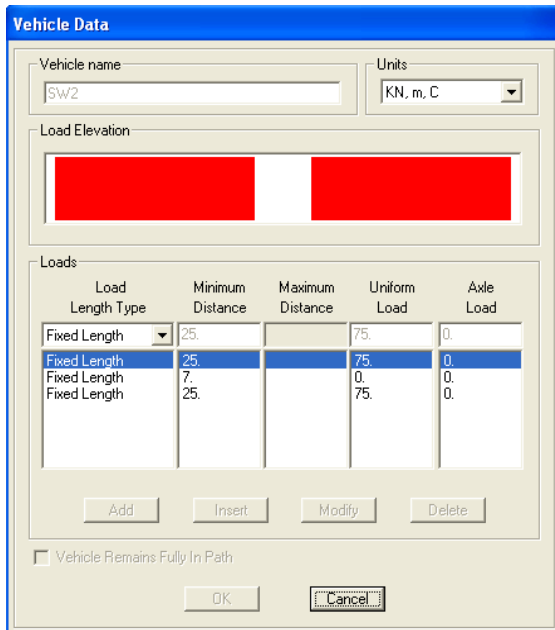
Traffico pesante treno SW/2

Tale carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante. Per tale modello di carico è stata considerata la seguente configurazione:

- due stese di carico di intensità 150 kN/m, lunghe 25.00 m distanziate da un lasco di 7.00 m.



Sulla singola rotaia risulta:



Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Fixed Length	25.		75.	0.
Fixed Length	25.		75.	0.
Fixed Length	7.		0.	0.
Fixed Length	25.		75.	0.

Coefficienti dinamici

I coefficienti di incremento dinamico per linee con normale standard manutentivo sono stati determinati con la seguente equazione:

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\Phi - 0.2}} + 0.73 \quad \text{con la limitazione} \quad 1 \leq \Phi_3 \leq 2$$

con la lunghezza L_Φ valutata secondo *Manuale di progettazione delle opere civili RFI*:

- Travi principali ($L_\Phi = 58\text{m}$): $\Phi_3 = 1.02$
- Traversi intermedi ($L_\Phi = 2 \cdot i = 2 \cdot 3.6\text{m}$): $\Phi_3 = 1.6$
- Traversi di estremità ($L_\Phi = 3.6\text{m}$): $\Phi_3 = 2$

Per la verifica a fatica invece, il coefficiente di incremento dinamico del sovraccarico teorico è stato valutato mediante la seguente formula, in accordo al *Manuale di progettazione delle opere civili RFI*:

$$\Phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L_\Phi - 0.2}} + 0.82 \quad \text{con la limitazione} \quad 1 \leq \Phi_3 \leq 1.67$$

- Travi principali ($L_\Phi = 58\text{m}$): $\Phi_2 = 1.014$
- Traversi intermedi ($L_\Phi = 2 \cdot i = 2 \cdot 3.6\text{m}$): $\Phi_2 = 1.4$
- Traversi di estremità ($L_\Phi = 3.6\text{m}$): $\Phi_2 = 1.67$

4.2.2 AZIONI ORIZZONTALI

4.2.2.1.1 Serpeggio

Si assume una forza orizzontale di 100 kN applicata alla sommità delle rotaie.

4.2.2.1.2 Avviamento e frenatura

Avviamento: $Q_{ak} = 33 * L \leq 1000 \text{ kN}$

Treno LM71

$$Q_{ak} = 33 * 58 * 1.1 = 2105.4 \text{ kN};$$

Treno SW2

$$Q_{ak} = 33 * 50 * 1 = 1650 \text{ kN}$$

Pertanto si assumerà: $Q_{ak} = 1000 \text{ kN}$

Frenatura: Treno LM71 $Q_{bk} = 20 * L \leq 6000 \text{ kN}$

Treno SW2 $Q_{bk} = 35 * L$

Treno LM71

$$Q_{bk} = 20 * 58 * 1.1 = 1276 \text{ kN}$$

Treno SW2

$$Q_{bk} = 35 * 50 * 1 = 1750 \text{ kN}$$

Nel modello di calcolo sono state considerate per ciascun treno di carico solamente le azioni (frenatura o avviamento) che determinano le sollecitazioni massime sulla struttura.

4.2.2.1.3 Forza centrifuga

Nei ponti ferroviari al di sopra dei quali il binario presenta un tracciato in curva deve essere considerata la forza centrifuga agente su tutta l'estensione della curva.

L'azione centrifuga si considera agente verso l'esterno della curva, in direzione orizzontale ed applicata alla quota di 1.80 m al di sopra del P.F..

Raggio considerato: R= 1800 m

- **Per il treno di carico tipo SW/2 si considerano i seguenti parametri e valori:**

$$V = 100 \text{ km/h}$$

$$\alpha = 1$$

$$f = 1$$

$$Q_{tk} = 0 \text{ perché } Q_{vk} = 0$$

$$q_{tk} = V^2 / (127 R) \cdot f \cdot q_{vk} = 6.6 \text{ kN/m (da considerare per una lunghezza di 60 m)}$$

$$\text{Il traffico verticale associato è pari a } \Phi \cdot 1 \cdot SW/2 = 1.02 \cdot 1 \cdot 150 \text{ kN/m} = 153.2 \text{ kN/m}$$

- **Per il treno di carico tipo LM/71 occorre distinguere due casi:**

V=120 km/h

$$\alpha = 1.1$$

$$f = 1$$

$$Q_{tk} = 1.1 \cdot V^2 / (127 R) \cdot f \cdot Q_{vk} = 17.3 \text{ kN}$$

$$\text{Il traffico verticale associato è pari a } \Phi \cdot \alpha \cdot LM/71 = 1.02 \cdot 1.1 \cdot 250 \text{ kN} = 281 \text{ kN}$$

$$q_{tk} = 1.1 \cdot V^2 / (127 R) \cdot f \cdot q_{vk} = 5.5 \text{ kN/m}$$

$$\text{Il traffico verticale associato è pari a } \Phi \cdot \alpha \cdot LM/71 = 1.02 \cdot 1.1 \cdot 80 \text{ kN/m} = 90 \text{ kN/m}$$

V=160 km/h

$$\alpha = 1$$

$$f = 0.8 \text{ (considerando } L_f=60 \text{ m)}$$

$$Q_{tk} = 1 \cdot V^2 / (127 R) \cdot f \cdot Q_{vk} = 22 \text{ kN}$$

$$\text{Il traffico verticale associato è pari a } \Phi \cdot LM/71 = 1.02 \cdot 250 \text{ kN} = 255.3 \text{ kN}$$

$$q_{tk} = 1 \cdot V^2 / (127 R) \cdot f \cdot q_{vk} = 7.05 \text{ kN/m}$$

$$\text{Il traffico verticale associato è pari a } \Phi \cdot LM/71 = 1.02 \cdot 80 \text{ kN/m} = 81.7 \text{ kN/m}$$

4.3 AZIONI CLIMATICHE

4.3.1 VARIAZIONE TERMICA

Nelle verifiche dei singoli elementi è stata considerata una variazione termica uniforme, una variazione volumetrica ed una variazione termica non uniforme secondo quanto indicato sulla “Specificazione per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario”.

Variazione termica uniforme

La variazione termica uniforme volumetrica da considerare per un impalcato a sezione mista ed armamento su ballast risulta pari a $\pm 15^{\circ}\text{C}$.

Variazione termica non uniforme

In aggiunta alla variazione termica uniforme è stata considerata una differenza pari a 5°C tra trave metallica e soletta in c.a..

Per la verifica delle deformazioni orizzontali e verticali dell'impalcato sono state considerate delle differenze di temperatura tra estradosso ed intradosso e fra le superfici laterali più esterne degli impalcati di 10°C .

4.3.2 AZIONE DELLA NEVE

Per l'opera oggetto della presente relazione il carico risulta non dimensionante.

4.3.3 AZIONE DEL VENTO

Il calcolo della pressione del vento è stato effettuato secondo quanto previsto dalle NTC 18:

pressione statica equivalente

zona	4	
T_R	50	anni
as	220	m
a0	500	m
vb0	28	m/s
a0	500	m
ks	0.36	1/s
vb (T_R)	28	m/s

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

Impalcato a sezione mista L=60m (Lc=58m) singolo binario
RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	FASE	ENTE	COD.	DOC.	PROG.	REV.	FOGLIO
RS3U	40	D	09	CL	VI0007	003	B	15 di 63

ρ	1.25	kg/m ³
q_b	0.491	KN/m ²
zona	4	
rugosità	D	
categoria di esposiz.	2	
k_r	0.19	
z_0	0.05	m
z_{min}	4	m
c_t	1	
z	26	m
$C_{e(10m)}$	2.84	
C_{pe}	2.2	
b	9.7	
d	9.73	

pressione esterna

$p_e = q_b C_p C_e C_t$	3.23	KN/m ²
-------------------------	-------------	-------------------

Cautelativamente è stata considerata sulla travata, una pressione uniforme pari a **3.5 kN/m²**.

L'azione del vento è stata distinta in:

- Vento su struttura scarica, ossia azione del vento sul ponte senza carichi mobili;
- Vento su struttura carica, ossia azione del vento sul ponte durante il transito dei veicoli.

4.4 RITIRO

Per la valutazione dell'effetto del ritiro del cls, sulla sezione mista dell'impalcato si è fatto riferimento al D.M.'18

	Rck	40	MPa
Concrete	$f_{ck} =$	33.2	Mpa
Mean compressive strength	$f_{cm} =$	41.2	MPa
Coeff. of thermal expansion	$\alpha =$	1.0E-05	
Concrete elastic modulus	$E_{cm} =$	33642778	kN/m ²
exposed surfaces	$n^{\circ} =$	1	
Concrete type	$cls =$	n	
age of concrete at beginning of drying	$t_s =$	2	gg
age of concrete at loading in days	$t_o =$	28	gg
age of concrete in days	$t =$	25550000	gg
member' s notional size	$h_o = 2A_c/u =$	677	mm
element section	$A_c =$	3500000	mmq
perimeter in contact with the atmosphere	$u =$	10335	mm
relative humidity	$RH =$	75	%
	$RH_0 =$	100	%
reference mean compressive strength	$f_{cm0} =$	10	MPa
coeff. which depends on the type of cement	$\alpha_{ds1} =$	4	
coeff. which depends on the type of cement	$\alpha_{ds2} =$	0.12	
coefficient for UR%	$\beta_{RH} =$	0.896	
deformation basic	$\epsilon_{cd0} =$	3.00E-04	mm
drying shrinkage strain - time effect	$\beta_{ds} =$	1.000	
coefficient depending on the national size	$Kh =$	0.7	
drying shrinkage strain	$\epsilon_{cdS} =$	2.097E-04	mm
autogenous shrinkage strain-time effect	$\beta_{as} =$	1.0	
autogenous shrinkage strain-infinity	$\epsilon_{ca}(\infty) =$	5.80E-05	mm
autogenous shrinkage strain	$\epsilon_{caS} =$	5.800E-05	
total shrinkage strain	$\epsilon_{cS}(t,t_s) =$	2.68E-04	mm
shrinkage coefficient	$\phi(t,t_0) =$	1.840	
	$E_{cm} =$	33642777.7	kN/m ²
	$E^* =$	11846048.5	kN/m ²
	$E_r =$	13609537.9	kN/m ²

4.5 AZIONI ECCEZIONALI

Deragliamento schema 1

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

Deragliamento schema 2

Si considera un carico lineare di lunghezza 20.00 m, intensità 80*1.4 kN/m, eccentrico di 1.5 s rispetto all'asse binari.

4.6 AZIONI INDIRETTE

Resistenze parassite nei vincoli

Si considera, convenzionalmente, una resistenza pari al 6% del carico verticale totale (permanenti + accidentali dinamizzati).

4.7 AZIONI SISMICHE

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

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate
 LONGITUDINE: 14.12812 LATTITUDINE: 37.52942

Ricerca per comune
 REGIONE: Sicilia PROVINCIA: Enna COMUNE: Catenanuova

Elaborazioni grafiche:
 Grafici spettri di risposta
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche:
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Controllo sul reticolo:
 Sito esterno al reticolo
 Interpolazione su 3 nodi
 Interpolazione corretta

Interpolazione:
 superficie rigata

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

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N : 75 info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U : 1.5 info

Valori di progetto

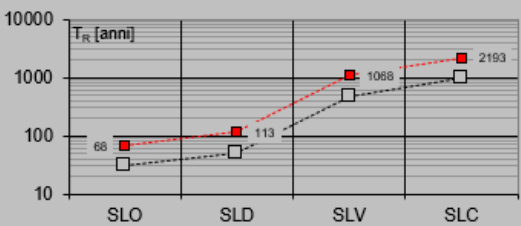
Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R : 112.5 info

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

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	68
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	113
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	1068
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	2193

Elaborazioni:
 Grafici parametri azione
 Grafici spettri di risposta
 Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO
 ---□--- Strategia per costruzioni ordinarie
 ---■--- Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **C** info

$S_s = 1.500$

$C_c = 1.310$ info

Categoria topografica **T1** info

$h/H = 0.000$

$S_T = 1.000$ info

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

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%) **5**

$\eta = 1.000$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore q_0 **1**

Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore q **1**

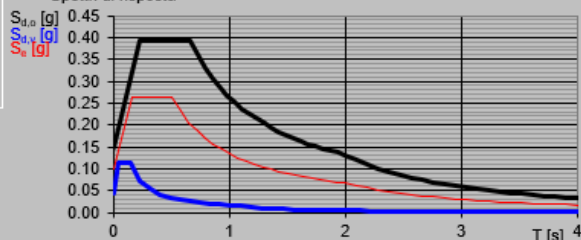
$\eta = 1.000$ info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



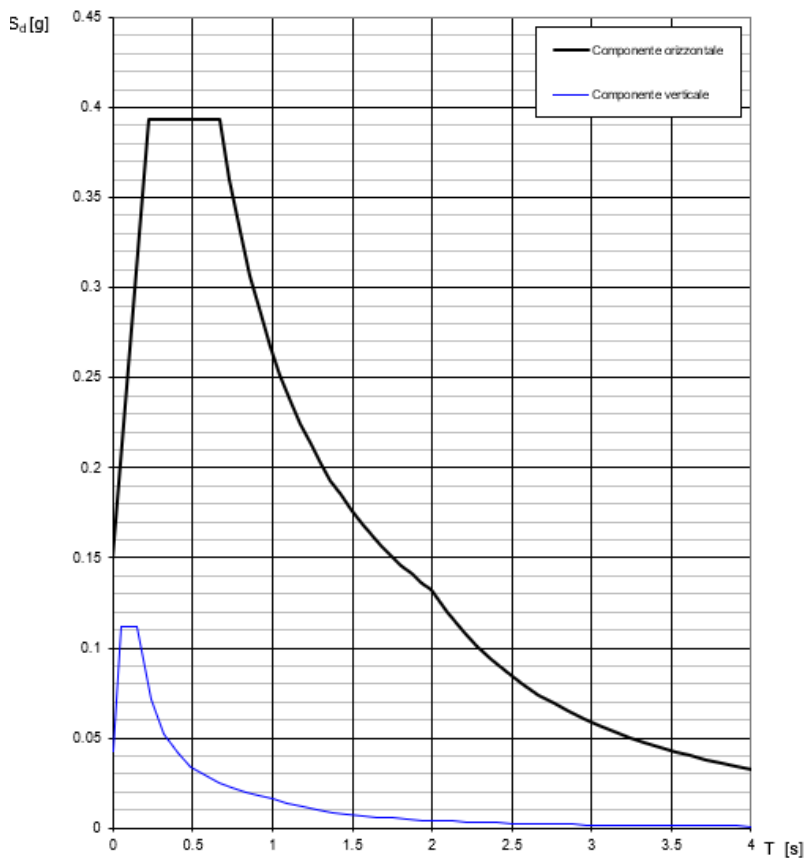
INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

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



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SL1

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.099 g
F_o	2.638
T_C^*	0.511 s
S_S	1.500
C_C	1.310
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.223 s
T_C	0.670 s
T_D	1.998 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad \left| \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \right.$$

$$T_B \leq T < T_C \quad \left| \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \right.$$

$$T_C \leq T < T_D \quad \left| \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \right.$$

$$T_D \leq T \quad \left| \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \right.$$

Lo spettro di progetto $S_o(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.149
$T_B \leftarrow$	0.223	0.394
$T_C \leftarrow$	0.670	0.394
	0.733	0.360
	0.796	0.331
	0.860	0.307
	0.923	0.286
	0.986	0.267
	1.049	0.251
	1.113	0.237
	1.176	0.224
	1.239	0.213
	1.302	0.203
	1.366	0.193
	1.429	0.185
	1.492	0.177
	1.555	0.170
	1.619	0.163
	1.682	0.157
	1.745	0.151
	1.808	0.146
	1.871	0.141
	1.935	0.136
$T_D \leftarrow$	1.998	0.132
	2.093	0.120
	2.189	0.110
	2.284	0.101
	2.379	0.093
	2.475	0.086
	2.570	0.080
	2.665	0.074
	2.761	0.069
	2.856	0.065
	2.951	0.061
	3.047	0.057
	3.142	0.053
	3.237	0.050
	3.333	0.047
	3.428	0.045
	3.523	0.042
	3.619	0.040
	3.714	0.038
	3.809	0.036
	3.905	0.035
	4.000	0.033

5 COMBINAZIONI DI CARICO

Le singole azioni elementari vengono combinate come previsto dal MdP [N5]:

COEFFICIENTI DI COMB.			A1 STR
Carichi permanenti	<i>sfav</i>	Y _{G1}	1.35
	<i>fav</i>		1
Carichi permanenti non strutturali	<i>sfav</i>	Y _{G2}	1.5
	<i>fav</i>		0
Traffico	<i>sfav</i>	Y _Q	1.45
	<i>fav</i>		0
Variabili	<i>sfav</i>	Y _{Qi}	1.5
	<i>fav</i>		0

ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂
<i>treno scarico</i>		
1	0	0
<i>serpeggio</i>		
1	0.8	0
<i>Eff_aerodinamici</i>		
0.8	0.5	0
<i>vento</i>		
0.6	0.5	0
<i>temperatura</i>		
0.6	0.6	0.5

VALUTAZIONE DEI CARICHI DA TRAFFICO													
Commenti	TIPO DI CARICO	Azioni Verticali			Azioni Orizzontali						Y _Q		
		GRUPPO DI CARICO	Carico verticale		Treno scarico	Frenatura e avviamento		Centrifuga		Serpeggio		1.45	
	<i>sfav</i>		<i>fav</i>		<i>sfav</i>	<i>fav</i>	<i>sfav</i>	<i>fav</i>	<i>sfav</i>	<i>fav</i>	<i>sfav</i>	<i>fav</i>	ψ ₀
massima azione verticale e laterale	<i>Gruppo1</i>	1	1	0	0.5	0	1	0	1	0	0.8	0.8	0
stabilità laterale	<i>Gruppo2</i>	0	0	1	0	0	1	0	1	0	0.8	0.8	0
massima azione longitudinale	<i>Gruppo3</i>	1	0.5	0	1	1	0.5	0	0.5	0	0.8	0.8	0
fessurazione	<i>Gruppo4</i>	0.8	0.6	0	0.8	0.6	0.8	0.6	0.8	0.6	1	1	0

S.L.U															
VARIABILE PRINCIPALE:	TRAFFICO								VENTO		TEMPERATURA				
CARICHI	SW2				LM71				STR.		SW2		LM71		STR.
	GRUPPO1	GRUPPO3	GRUPPO1	GRUPPO3	SCARICA	GR1	GR3	GR1	GR3	SCARICA					
<i>combinazioni</i>	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	13	14	15
Peso Proprio (G1)	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Permanenti Portati (G2)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
SW2	1.45	1.45	1.45	1.45	0	0	0	0	0	0	1.16	1.16	0	0	0
LM71	0	0	0	0	1.45	1.45	1.45	1.45	0	0	0	0	1.16	1.16	0
Serp_SW2	1.45	1.45	0.73	0.73	0	0	0	0	0	0	1.16	0.58	0	0	0
Serp_LM71	0	0	0	0	1.45	1.45	0.73	0.73	0	0	0	0	1.16	0.58	0
F-A_SW2	0.725	0.73	1.45	1.45	0	0	0	0	0	0	0.58	1.16	0	0	0
F-A_LM71	0	0	0	0	0.725	0.73	1.45	1.45	0	0	0	0	0.58	1.16	0
centrifuga_SW2	1.45	1.45	0.73	0.73	0	0	0	0	0	0	1.16	0.58	0	0	0
centrifuga_LM71	0	0	0	0	1.45	1.45	0.73	0.73	0	0	0	0	1.16	0.58	0
Eff_aerodinamici	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0	0	1.20	1.20	1.20	1.20	0
Vento_scarico	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	1.5	0	0	0	0	0.9
Vento_carico	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0	0	0.9	0.9	0.9	0.9	0
Temp_SLU	0	0.9	0	0.9	0	0.9	0	0.9	0	0.9	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5

6 EFFETTI GLOBALI

6.1 MODELLO DI CALCOLO

Per valutare a livello globale le sollecitazioni e le deformazioni delle varie parti che costituiscono il viadotto (travi, soletta, trasversi, ecc.) sotto le varie azioni di progetto, sono state effettuate modellazioni con il programma agli elementi finiti SAP2000.

Nello studio globale longitudinale dell'impalcato si sono utilizzati tre modelli le cui rigidità si differenziano nei tre casi di sezione costituita da solo acciaio, sezione composta omogeneizzata per azioni istantanee e sezione composta omogeneizzata per azioni di lunga durata.

Il modello di calcolo per ogni fase è stato ipotizzato come graticcio composto da 2 travi e da diaframmi di collegamento in carpenteria metallica.

La soletta è modellata con elementi trave che ne schematizzano il comportamento trasversale. Per ottenerne il corretto funzionamento si sono introdotti bracci fittizi, di rigidità infinita, che connettono i baricentri delle membrature.

Per valutare correttamente gli effetti massimi dei carichi viaggianti previsti dalla normativa, essi sono stati definiti all'interno del modello agli elementi finiti come "moving load cases".

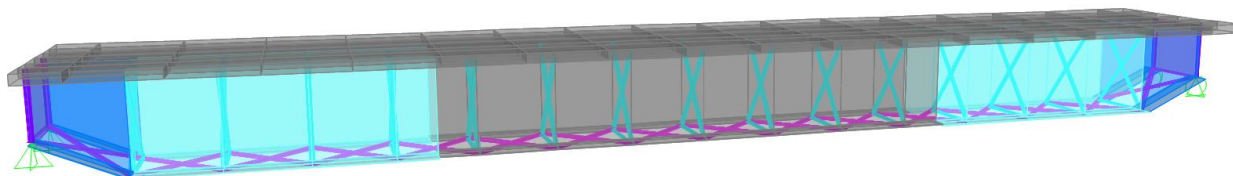
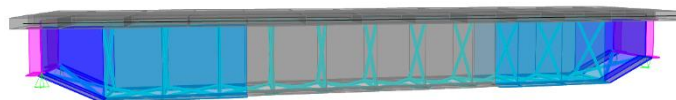
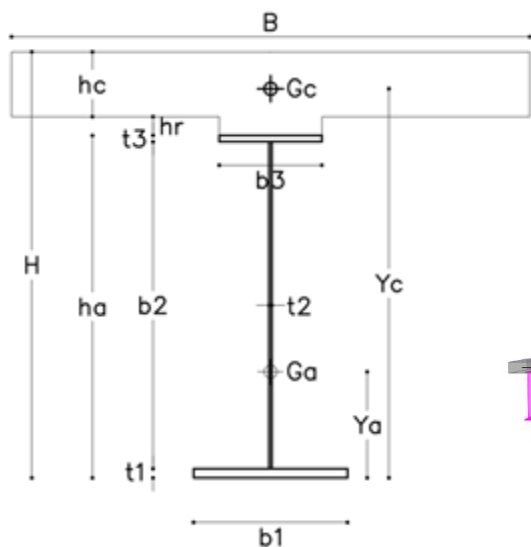


Figura 4_Modello agli elementi finiti realizzato con programma di calcolo Sap2000

6.2 TRAVI

La denominazione rispetta lo schema seguente:



Concio	centrale	laterale	var		
H	4930	4930	3230-4930	mm	altezza totale sezione
ha	4500	4500	2800-4500	mm	altezza totale trave
b3	900	900	900	mm	lunghezza piattab sup
t3	40	30	30	mm	spessore piattab sup
b2	4420	4440	2740-4440	mm	altezza anima
t2	22	26	26	mm	spessore anima
b1	1400	1400	1400	mm	lunghezza piattab inf
t1	40	30	30	mm	spessore piattab inf
	2	2	2		NUMERO TRAVI
i	3.6	3.6	3.6	m	INTERASSE ANIME

SOLETTA			
hr	50	mm	altezza cls su ala
hc	380	mm	altezza cls
B	4850	mm	larghezza collaborante

Per la valutazione della larghezza collaborante della soletta sono state prese a riferimento le prescrizioni della Normativa Nazionale D.M.'18.

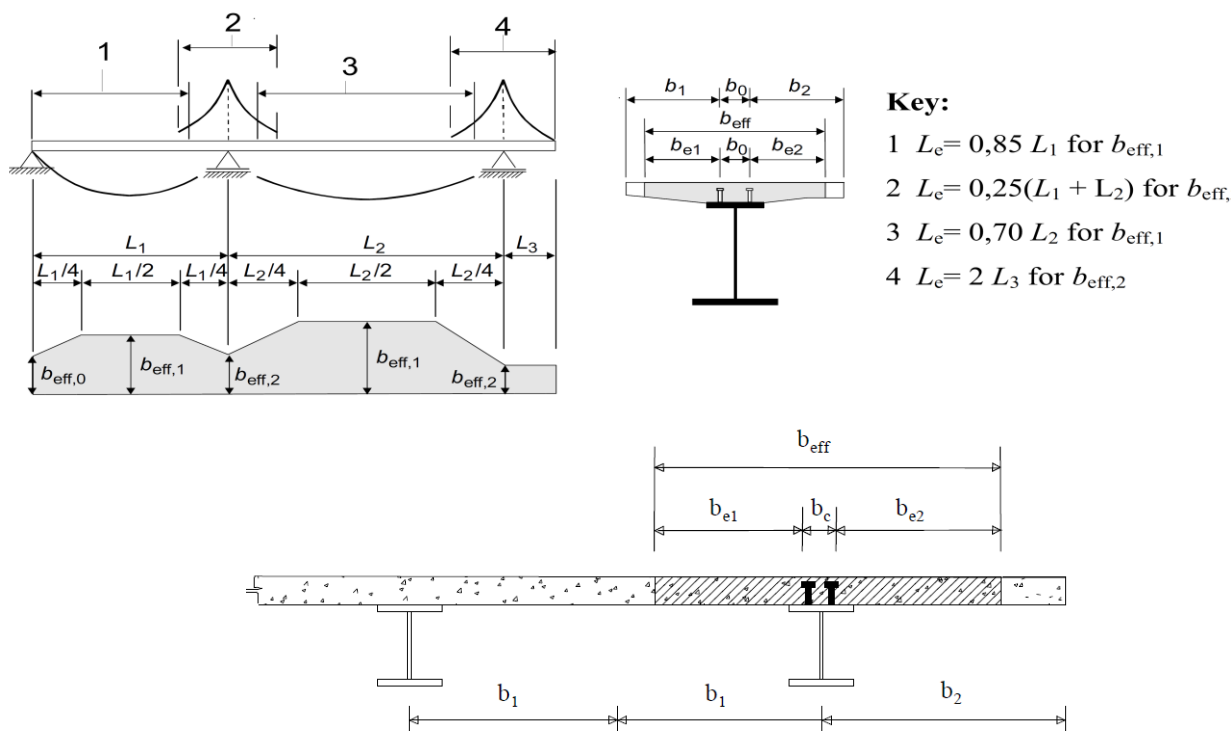


Figura 4.3.1. - Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_{ei} .

L1	60000	[mm]	lunghezza campata
2*b1	3600	[mm]	interassi travi
b1	1800	[mm]	semi interasse travi
b2	3050	[mm]	sbalzo laterale 1
b2	3050	[mm]	sbalzo laterale 2
b0	200	[mm]	distanza tra assi connettori
Le	60000	[mm]	lunghezza equivalente
be1	1700	[mm]	lato interno
be2	2950	[mm]	lato sbalzo
β_{1-1}	1.00	< 1	
β_{2-1}	1.00	< 1	
b eff 1	4850	[mm]	trave laterale

Concio centrale:

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

	d ; d ₁	d ₂	d ₃	d ₄		
Larghezza/spessore : Anima	d/t _w = 200.91				$\alpha_y =$	0.603
Piattabande	c/t = 10.98				$\psi_y =$	-1.000
	$\alpha_d =$	0.603				
asse neutro el. = cm 224.966	$\psi_d =$	-1.000				
	$C_{\psi} =$	1.000				
Limite larghezza/spessore anima :	classe 1	47.11				
	classe 2	54.25				
	classe 3	100.48				
	$k_{\sigma} =$					
					classe dell'anima	4
Limite larghezza/spessore piattab.	classe 1	7.32				
	classe 2	8.14				
	classe 3	11.39			classe piattabanda	3
CLASSE SEZIONE						4

1) larghezza efficace (bcf) della piattabanda superiore:

$\lambda\pi\phi = \chi / \tau\phi / [28,4.\epsilon. (\kappa\sigma)0,5]$	$\lambda\pi\tau =$	0.724323
coeff. di imbozzamento	$k_s =$	0.43
fattore di riduzione	$\rho\phi =$	1.000000
ceff = r _f . c	ceff =	43.90 cm
larghezza efficace compr.	b _{eff} =	90.00 cm
Area efficace piattab.	A_{c,eff} =	360.00 cm ²

2) altezza efficace dell'anima:

altezza efficace anima	H _{eff} ANIMA=	313.47 cm
Area efficace anima	A_{eff} ANIMA=	689.64 cm ²

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

Impalcato a sezione mista L=60m (Lc=58m) singolo binario
RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO LOTTO FASE ENTE COD. DOC. PROG. REV. FOGLIO
RS3U 40 D 09 CL VI0007 003 B 26 di 63

Concio laterale:

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

	d ; d ₁	d ₂	d ₃	d ₄		
Larghezza/spessore : Anima	d/t _w = 170.77				$\alpha_y =$	0.565
Piattabande	c/t = 14.57				$\psi_y =$	-1.000
	$\alpha_d =$	0.565				
asse neutro el. = cm 224.965	$\psi_d =$	-1.000				
	$C_{\psi} =$	1.000				
Limite larghezza/spessore anima :	classe 1	50.77				
	classe 2	58.46				
	classe 3	100.47				
	$k_{\sigma} =$					
					classe dell'anima	4
Limite larghezza/spessore piattab.	classe 1	7.32				
	classe 2	8.14				
	classe 3	11.39			classe piattabanda	4
CLASSE SEZIONE						4

1) larghezza efficace (bcf) della piattabanda superiore:

$\lambda\pi\phi = \chi / \tau\phi / [28,4.e. (\kappa\sigma)0,5]$	$\lambda\pi =$	0.961364	
coeff. di imbozzamento	$k_s =$	0.43	
fattore di riduzione	$\rho\phi =$	0.836774	
ceff = r _f . c	ceff =	36.57	cm
larghezza efficace compr.	b _{eff} =	75.73	cm
Area efficace piattab.	A _{c,eff} =	227.20	cm ²

2) altezza efficace dell'anima:

altezza efficace anima	H _{eff} ANIMA =	333.63	cm
Area efficace anima	A _{eff} ANIMA =	867.43	cm ²

Concio iniziale (var. altezza minima):

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

	d ; d ₁	d ₂	d ₃	d ₄		
Larghezza/spessore : Anima	d/t _w = 105.38				$\alpha_y =$	0.605
Piattabande	c/t = 14.57				$\psi_y =$	-1.000
	$\alpha_d =$	0.605				
asse neutro el. = cm 139.971	$\psi_d =$	-1.000				
	$C_{\psi} =$	1.000				
Limite larghezza/spessore anima :	classe 1	46.89				
	classe 2	54.00				
	classe 3	100.46				
	$k_{\sigma} =$					
					classe dell'anima	4
Limite larghezza/spessore piattab.	classe 1	7.32				
	classe 2	8.14				
	classe 3	11.39			classe piattabanda	4
CLASSE SEZIONE						4

1) larghezza efficace (bcf) della piattabanda superiore:

$\lambda\pi\phi = \chi / \tau\phi / [28,4 \cdot \varepsilon \cdot (\kappa\sigma)0,5]$	$\lambda\pi =$	0.961364	
coeff. di imbozzamento	$k_s =$	0.43	
fattore di riduzione	$\rho\phi =$	0.836774	
ceff = r _f · c	ceff =	36.57	cm
larghezza efficace compr.	b _{eff} =	75.73	cm
Area efficace piattab.	A _{c,eff} =	227.20	cm ²

2) altezza efficace dell'anima:

altezza efficace anima	H _{eff} ANIMA =	246.44	cm
Area efficace anima	A _{eff} ANIMA =	640.75	cm ²

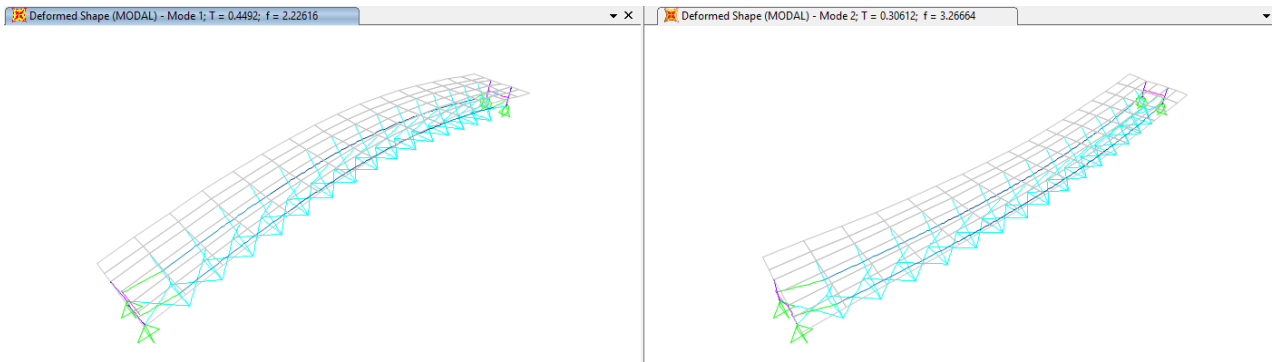
U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

Impalcato a sezione mista L=60m (Lc=58m) singolo binario
RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO LOTTO FASE ENTE COD. DOC. PROG. REV. FOGLIO
RS3U 40 D 09 CL VI0007 003 B 28 di 63

6.3 ANALISI MODALE

L'analisi modale effettuata con programma di calcolo Sap2000, fornisce le frequenze proprie di vibrare dell'impalcato in esame: il primo modo proprio di vibrare dell'impalcato è flessionale verticale, il secondo traslazionale. Pertanto, la prima frequenza propria con la quale si effettua la verifica dei requisiti per analisi statica o dinamica è quella del primo modo proprio di vibrare:



L'analisi è stata condotta verificando che il numero totale di mdv consentisse l'eccitazione dell'85% della massa in tutte le componenti di spostamento.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.449	0.02112	1.159E-07	0.78637	2%	0%	79%	4.187E-11	0.000004477	1.827E-08	0%	0%	0%
MODAL	Mode	2	0.306	7.854E-09	0.85623	1.998E-10	2%	86%	79%	0.002	4.196E-07	0.00049	0%	0%	0%
MODAL	Mode	3	0.240	8.502E-11	0.00747	3.741E-10	2%	86%	79%	0.86078	7.241E-09	0.00004073	86%	0%	0%
MODAL	Mode	4	0.141	0.11809	8.725E-09	0.00158	14%	86%	79%	1.121E-08	0.50737	0.000006101	86%	51%	0%
MODAL	Mode	5	0.130	5.588E-07	0.0002	1.093E-07	14%	86%	79%	0.0000717	2.097E-07	0.09053	86%	51%	9%
MODAL	Mode	6	0.116	0.00005274	8.918E-07	0.00002978	14%	86%	79%	0.00004235	0.00002248	0.75096	86%	51%	84%
MODAL	Mode	7	0.102	0.66889	4.257E-08	0.00116	81%	86%	79%	1.592E-09	0.05066	0.000004259	86%	56%	84%
MODAL	Mode	8	0.097	0.00008849	7.059E-10	0.00001549	81%	86%	79%	2.234E-08	0.00000337	3.332E-09	86%	56%	84%
MODAL	Mode	9	0.097	0.000006208	3.559E-11	0.000004711	81%	86%	79%	3.892E-10	0.0000145	5.633E-11	86%	56%	84%
MODAL	Mode	10	0.097	0.00001659	3.392E-10	0.000001023	81%	86%	79%	9.983E-09	0.00002018	1.331E-09	86%	56%	84%
MODAL	Mode	11	0.097	0.00000594	3.371E-12	1.558E-08	81%	86%	79%	3.934E-12	3.327E-07	9.193E-13	86%	56%	84%
MODAL	Mode	12	0.097	0.000002613	7.57E-13	8.795E-08	81%	86%	79%	2.154E-10	4.056E-08	2.484E-11	86%	56%	84%
MODAL	Mode	13	0.097	0.000001322	2.087E-12	2.586E-09	81%	86%	79%	1.222E-11	2.08E-08	9.805E-13	86%	56%	84%
MODAL	Mode	14	0.097	7.272E-07	2.563E-12	1.383E-08	81%	86%	79%	2.452E-11	5.249E-09	4.081E-12	86%	56%	84%
MODAL	Mode	15	0.097	4.104E-07	6.476E-13	7.013E-10	81%	86%	79%	4.837E-12	5.033E-09	5.102E-13	86%	56%	84%
MODAL	Mode	16	0.097	2.384E-07	5.09E-14	3.507E-09	81%	86%	79%	1.211E-11	1.26E-09	1.475E-12	86%	56%	84%
MODAL	Mode	17	0.097	1.323E-07	1.256E-14	2.038E-10	81%	86%	79%	3.191E-12	2.285E-09	3.912E-13	86%	56%	84%
MODAL	Mode	18	0.097	6.987E-08	7.406E-12	7.708E-10	81%	86%	79%	3.53E-12	3.677E-10	1.282E-12	86%	56%	84%
MODAL	Mode	19	0.097	3.164E-08	3.753E-13	4.609E-11	81%	86%	79%	5.215E-12	5.584E-10	6.092E-13	86%	56%	84%
MODAL	Mode	20	0.097	1.209E-08	9.163E-14	1.34E-10	81%	86%	79%	6.877E-12	6.282E-11	4.895E-13	86%	56%	84%
MODAL	Mode	21	0.097	2.775E-09	3.689E-13	4.884E-12	81%	86%	79%	1.469E-12	3.218E-11	2.681E-13	86%	56%	84%
MODAL	Mode	22	0.097	2.167E-09	0.00119	9.444E-08	81%	87%	79%	0.07688	6.576E-08	0.00000566	94%	56%	84%
MODAL	Mode	23	0.096	0.07971	4.933E-09	0.00002777	89%	87%	79%	2.942E-07	0.00506	0.000000448	94%	56%	84%
MODAL	Mode	24	0.086	0.05837	0.00000293	0.08446	95%	87%	87%	2.344E-07	0.00167	0.000004038	94%	56%	84%
MODAL	Mode	25	0.081	0.000001406	0.00021	1.956E-07	95%	87%	87%	0.000006883	0.00001401	0.02304	94%	56%	87%
MODAL	Mode	26	0.078	0.000002943	0.02901	7.436E-07	95%	89%	87%	0.00498	0.00013	0.00054	94%	56%	87%

Considerando la prima frequenza propria flessionale dell'impalcato, si valuta la necessità o meno di effettuare analisi dinamiche piuttosto che statiche, in base alle indicazioni del [N5], verificando che essa ricada nel fuso dei *Limiti della frequenza naturale del ponte n_0 [Hz] in funzione di L [m]*.

La suddetta frequenza, calcolata analiticamente corrisponde a quella fornita dal modello.

Come si evince da grafico seguente non è necessario effettuare analisi dinamiche.

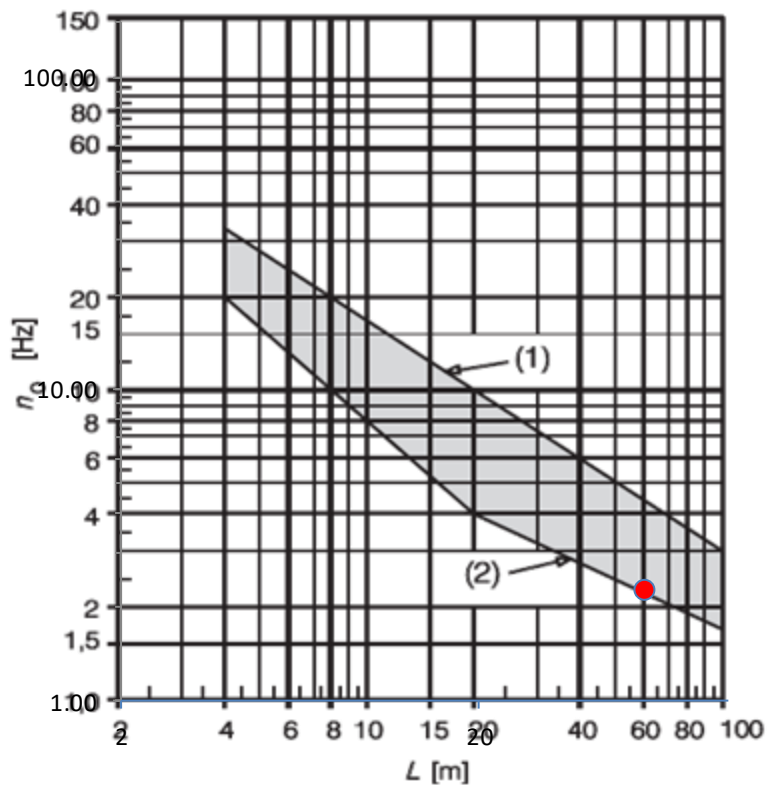
L	58	<i>m</i>
----------	-----------	----------

δ_0	61.1	<i>mm</i>
N_0	2.27	<i>Hz</i>

δ_0 è la freccia in mezzera dovuta alle azioni permanenti

N_0 è la prima frequenza naturale flessionale del ponte

(1)	4.55	<i>Hz</i>
(2)	2.13	<i>Hz</i>



(1) Limite superiore della frequenza naturale

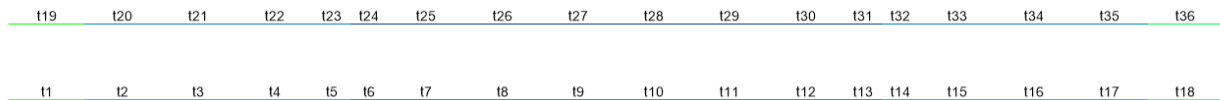
(2) Limite inferiore della frequenza naturale

6.4 VERIFICHE SLU

Si riportano di seguito le sollecitazioni flettenti e taglianti per la trave più sollecitata per le 3 fasi di carico.

6.4.1 VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI

Di seguito la legenda dei conci di trave verificati (vista in pianta delle travi nel modello):



SEZIONI EFFICACI:

Si riduce la sezione resistente della piattabanda superiore per i conci “iniziale” ed “laterale” come indicato al paragrafo 6.2, solo in fase 1 (soletta non reagente).

Si riduce la sezione resistente dell’anima per tutti i conci “come indicato al paragrafo 6.2, per tutte e tre le fasi di calcolo.

FASE I (carichi: pesi propri: ACCIAIO *1.35 + SOLETTA C.A.*1.35)

TABLE: Element Forces - Frames				2453.28	-2453.28	38419.26			
Frame	Statio	OutputC	CaseTy	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
t1	0	fase1	Combinat	541.405	-2453.28	12.001	3.6802	0.0142	111.7465
t2	0	fase1	Combinat	-0.00856	-2189.49	-7.647	0.0651	-42.6427	9093.447
t3	0	fase1	Combinat	-0.00824	-1857.95	-4.121	0.000403	-14.9117	16882.66
t4	0	fase1	Combinat	-0.0079	-1526.41	-0.434	-0.0058	0.0246	23470.05
t5	0	fase1	Combinat	-0.00756	-1194.88	0.288	-0.0019	1.5968	28855.62
t6	0	fase1	Combinat	-0.00756	-1154.14	0.288	-0.0019	1.0746	30984.41
t7	0	fase1	Combinat	-0.00721	-864.231	0.15	2.08E-05	0.5528	33040.17
t8	0	fase1	Combinat	-0.00685	-534.478	0.021	0.000265	0.0107	36028.55
t9	0	fase1	Combinat	-0.0065	-204.725	-0.00424	8.87E-05	-0.064	37821.59
t10	0	fase1	Combinat	-0.00614	125.028	0.005266	-8.86E-05	-0.048	38419.26
t11	0	fase1	Combinat	-0.00579	454.781	-0.02	-0.00027	-0.0666	37821.59
t12	0	fase1	Combinat	-0.00544	784.534	-0.151	-2.20E-05	0.007	36028.56
t13	0	fase1	Combinat	-0.00509	1114.287	-0.291	0.0019	0.5542	33040.17
t14	0	fase1	Combinat	-0.00509	1154.135	-0.291	0.0019	1.0825	30984.41
t15	0	fase1	Combinat	-0.00475	1444.932	0.438	0.0059	1.6131	28855.62
t16	0	fase1	Combinat	-0.00442	1776.47	4.171	-0.00037	0.0305	23470.06
t17	0	fase1	Combinat	-0.0041	2108.007	7.762	-0.0657	-15.0963	16882.67
t18	0	fase1	Combinat	525.728	2382.223	-12.169	-3.5148	-45.1045	9093.455

Mmax. (fase I) = 38419.3 kN*m

Tmax. (fase I) = 2453 KN

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI
Impalcato a sezione mista L=60m (Lc=58m) singolo binario
RELAZIONE DI CALCOLO

 PROGETTO LOTTO FASE ENTE COD. DOC. PROG. REV. FOGLIO
 RS3U 40 D 09 CL VI0007 003 B 31 di 63

FASE II: azioni di lunga durata (carichi: PERMANENTI PORTATI) = 1.5 * G2 + 1.5 * ritiro

TABLE: Element Forces - Frames					2675.132	-2675.581	35647.261			
Fram	Statio	Output	CaseTy	P	V2	V3	T	M2	M3	
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
t1		0 FASE2	Combinat	-7898.14	-2675.581	8.073	65.7139	28.3601	9879.8755	
t2		0 FASE2	Combinat	-8230.01	-1170.002	-0.353	12.3036	-0.6034	19712.784	
t3		0 FASE2	Combinat	-8220.12	-990.004	0.448	3.2597	0.9477	23936.365	
t4		0 FASE2	Combinat	-8211.7	-810.003	0.451	0.8135	0.9908	27510.053	
t5		0 FASE2	Combinat	-8207.69	-630.003	0.278	0.126	0.5636	30439.171	
t6		0 FASE2	Combinat	-8207.69	-630.003	0.278	0.126	0.0592	31581.052	
t7		0 FASE2	Combinat	-8205.61	-450.009	0.274	0.0588	0.4722	32719.261	
t8		0 FASE2	Combinat	-8202.48	-270.025	0.256	0.0832	0.5408	34344.952	
t9		0 FASE2	Combinat	-8200.83	-90.045	0.12	0.0534	0.2883	35320.848	
t10		0 FASE2	Combinat	-8200.73	89.933	-0.022	0.0406	0.0297	35647.085	
t11		0 FASE2	Combinat	-8202.18	269.909	-0.159	0.0072	-0.2177	35323.671	
t12		0 FASE2	Combinat	-8205.12	449.884	-0.179	0.0309	-0.3587	34350.49	
t13		0 FASE2	Combinat	-8206.99	629.863	-0.189	-0.0018	-0.2876	32722.969	
t14		0 FASE2	Combinat	-8206.99	629.863	-0.189	-0.0018	0.0551	31581.343	
t15		0 FASE2	Combinat	-8210.81	809.839	-0.383	-0.4815	-0.5401	30446.514	
t16		0 FASE2	Combinat	-8219.04	989.813	-0.462	-2.0492	-0.7461	27525.568	
t17		0 FASE2	Combinat	-8228.7	1169.785	0.096	-7.5294	-0.0026	23954.788	
t18		0 FASE2	Combinat	-7896.82	2675.132	-9.819	-47.3656	-3.4703	19712.23	

 Mmax. (fase II) = **35647.3** kN*m

 Tmax. (fase II) = **2675.6** kN

FASE III (carichi: SOVRACCARICHI ACCIDENTALI e AZIONI CLIMATICHE, si riporta l'inviluppo delle combinazioni precedentemente descritte e depurate dei carichi G1 e G2 considerati rispettivamente in Fase I e Fase II)

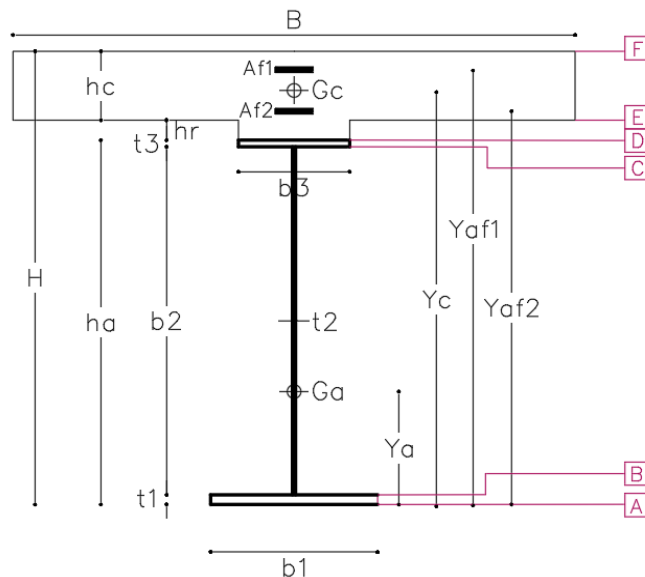
TABLE: Element Forces - Frames					2438.4	36419.8				
Fram	Stati	Output	CaseType	StepTy	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
t1		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	2435.7	843.3	-436.6	311.2	-717.6	5602.7
t2		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	1029.1	588.2	-402.8	-32.7	-651.2	12282.7
t3		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	-70.4	504.0	-365.5	-134.2	-571.5	18991.2
t4		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	-742.6	454.4	-323.2	-172.1	-481.2	24732.5
t5		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	-1296.5	448.3	-278.4	-179.9	-374.2	29416.2
t6		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	-1296.5	448.3	-222.9	-116.3	133.7	30899.9
t7		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	-1750.9	490.2	-231.5	-165.3	-284.9	33004.9
t8		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	-2091.1	576.3	-183.0	-122.6	-188.0	35348.6
t9		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	-2321.0	694.5	-134.1	-57.8	-92.9	36417.5
t10		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	-2441.0	820.0	-69.5	55.9	111.4	36136.8
t11		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	-2451.1	961.1	16.0	156.7	257.4	36335.1
t12		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	-2351.2	1129.1	102.8	276.6	407.2	35235.3
t13		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	-2141.2	1324.9	188.6	409.6	553.1	32760.9
t14		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	-2141.2	1324.9	244.0	473.2	161.3	31042.9
t15		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	-1826.8	1548.6	273.5	554.9	671.0	28901.1
t16		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	-1397.3	1800.8	360.9	714.2	807.5	23622.7
t17		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	-856.8	2076.9	446.9	941.0	940.5	16891.5
t18		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	-208.5	2438.4	551.0	1203.0	1261.6	8510.7

 Mmax. (fase III) = **36420** kN*m

 Tmax. (fase II) = **2440** kN

CONCIO MEZZERIA TRAVE (Tipo concio = centrale):
Dati sezione

Trave in acciaio		
schema statico		trave appoggiata
H	4930	mm altezza totale sezione
ha	4500	mm altezza totale trave
b3	900	mm lunghezza piattab sup
t3	40	mm spessore piattab sup
b2	4420	mm altezza anima
t2	22	mm spessore anima
b1	1400	mm lunghezza piattab inf
t1	40	mm spessore piattab inf
	2	NUMERO TRAVI
i	3.6	m INTERASSE TRAVI
Aa	193240	mm ² area acciaio
Ja	6.17E+11	mm ⁴ inerzia acciaio
ya	2049	mm baricentro trave
soletta		
hr	50	mm altezza cls su ala
hc	380	mm altezza cls
B	4850	mm larghezza collaborante
Ac	1.89E+06	mm ² area cls
yc	4735	mm baricentro soletta



armatura			n(L.T.)	n(B.T.)	BARICENTRI				
nφ1	10	ferri sup in un metro	17.6	6.2	ya	2049	mm	baricentro trave	1826
φ1	24	diametro ferri sup.	soletta interam. reag.		Y _G BT	3777	mm	sez a mom positivo	3711
Af1	21941	mm ² area armatura sup			Y _G BT	2548	mm	sez a mom negativo	2439
if1	100	interferro	soletta interam. reag.		Y _G LT	3228	mm	sez a mom positivo	2970
nφ2	5	ferri inf in un metro			Y _G LT	2548	mm	sez a mom negativo	2439
φ2	24	diametro ferri inf.							
Af2	21941	mm ² area armatura inf							
if2	100	interferro							
cf	50	copriferro							
yaf1	4880	mm baricentro ferri sup							
yaf2	4612	mm baricentro ferri inf							
					INERZIE				
					Ja	6.17E+11	mm ⁴	inerzia sola trave	5.56E+11
					Ja+s	1.52E+12	mm ⁴	sez a mom positivo (BT)	1.43E+12
					Ja+f	8.77E+11	mm ⁴	sez a mom negativo (BT)	8.53E+11
					Ja+s	1.23E+12	mm ⁴	sez a mom positivo (LT)	1.02E+12
					Ja+f	8.77E+11	mm ⁴	sez a mom negativo (LT)	8.53E+11
					sez. lorda		sez. efficace		

Verifica

1) sezione a momento flettente positivo (cls reagente)

		FASE 1	FASE 2	FASE 3	
mom. Flett.	M _{ed}	38419.3	35647.3	36419.8	kNm
taglio agente	T _{ed}	1154.1	629.9	1324.9	kN

	fibra	σ FASE 1	σ FASE 2	σ FASE 3	σ TOT	σ limite	tasso di lavoro
ferri sup	Af1	0.0	-67.0	-29.9	-96.8	391.3	verificato 0.25
ferri inf	Af2	0.0	-57.6	-23.0	-80.6	391.3	verificato 0.21
cls sup	F	0.0	-3.9	-5.0	-8.9	18.8	verificato 0.47
cls inf	E	0.0	-3.1	-3.4	-6.6	18.8	verificato 0.35
piattab sup	D	-184.7	-53.6	-20.1	-258.5	338.1	verificato 0.76
anima sup	C	-181.9	-52.2	-19.1	-253.3	338.1	verificato 0.75
anima inf	B	123.3	102.7	93.8	319.9	338.1	verificato 0.95
piattab inf	A	126.1	104.1	94.8	325.0	338.1	verificato 0.96

[Mpa] [Mpa] [Mpa] [Mpa] [Mpa]

σ id TOT	σ limite	
96.8	391.3	verificato
80.6	391.3	verificato
8.9	18.8	verificato
6.6	18.8	verificato
258.5	338.1	verificato
277.2	338.1	verificato
330.2	338.1	verificato
325.0	338.1	verificato

[Mpa] [Mpa]

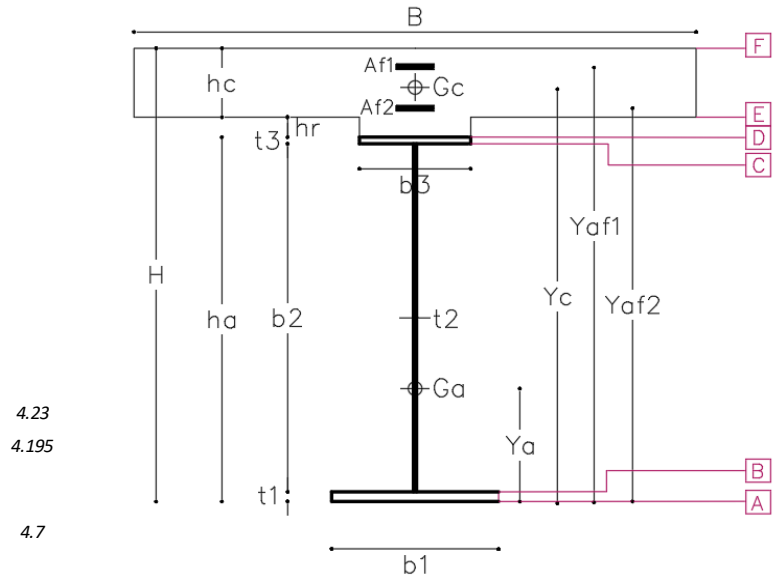
		τ FASE 1	τ FASE 2	τ FASE 3	τ TOT	τ limite	
anima	C, D	16.7	9.1	19.2	45.1	195.2	verificato 0.23

[Mpa] [Mpa] [Mpa] [Mpa] [Mpa]

CONCIO laterale (Tipo concio = laterale):

Dati sezione

Trave in acciaio		
schema statico		trave appoggiata
H	4930	mm altezza totale sezione
ha	4500	mm altezza totale trave
b3	900	mm lunghezza piattab sup
t3	30	mm spessore piattab sup
b2	4440	mm altezza anima
t2	26	mm spessore anima
b1	1400	mm lunghezza piattab inf
t1	30	mm spessore piattab inf
	2	NUMERO TRAVI
i	3.6	m INTERASSE TRAVI
Aa	184440	mm ² area acciaio
Ja	5.28E+11	mm ⁴ inerzia acciaio
ya	2068	mm baricentro trave
soletta		
hr	50	mm altezza cls su ala
hc	380	mm altezza cls
B	4850	mm larghezza collaborante
Ac	1.89E+06	mm ² area cls
yc	4735	mm baricentro soletta



armatura			n(L.T.)	n(B.T.)	BARICENTRI				
nφ1	10	ferri sup in un metro	17.6	6.2	ya	2068	mm	baricentro trave	1827
φ1	24	diametro ferri sup.	soletta interam. reag.		Y _G BT	3812	mm	sez a mom positivo	3750
Af1	21941	mm ² area armatura sup	soletta interam. reag.		Y _G BT	2583	mm	sez a mom negativo	2469
if1	100	mm interfero			Y _G LT	3270	mm	sez a mom positivo	3011
nφ2	5	ferri inf in un metro			Y _G LT	2583	mm	sez a mom negativo	2469
φ2	24	diametro ferri inf.			INERZIE				
Af2	21941	mm ² area armatura inf	0.53		Ja	5.28E+11	mm ⁴	inerzia sola trave	4.67E+11
if2	100	mm interfero	1.39		Ja+s	1.39E+12	mm ⁴	sez a mom positivo (BT)	1.31E+12
cf	50	mm copriferro	2.244E+12		Ja+f	7.83E+11	mm ⁴	sez a mom negativo (BT)	7.60E+11
yaf1	4880	mm baricentro ferri sup			Ja+s	1.12E+12	mm ⁴	sez a mom positivo (LT)	9.17E+11
yaf2	4612	mm baricentro ferri inf			Ja+f	7.83E+11	mm ⁴	sez a mom negativo (LT)	7.60E+11
					sez. lorda		sez. efficace		

Verifica

1) sezione a momento flettente positivo (cls reagente)

		FASE 1	FASE 2	FASE 3	
mom. Flett.	M ed	30459.1	31295.9	30617.1	kNm
taglio agente	T ed	2382.2	2675.1	2438.4	kN

	fibra	σ FASE 1	σ FASE 2	σ FASE 3	σ TOT	σ limite	tasso di lavoro
ferri sup	Af1	0.00	-63.80	-26.50	-90.3	391.3	verificato 0.23
ferri inf	Af2	0.00	-54.65	-20.22	-74.9	391.3	verificato 0.19
cls sup	F	0.00	-3.71	-4.46	-8.2	18.8	verificato 0.43
cls inf	E	0.00	-2.98	-3.02	-6.0	18.8	verificato 0.32
piattab sup	D	-174.28	-50.82	-17.59	-242.7	338.1	verificato 0.72
anima sup	C	-172.33	-49.80	-16.89	-239.0	338.1	verificato 0.71
anima inf	B	117.18	101.79	87.22	306.2	338.1	verificato 0.91
piattab inf	A	119.14	102.81	87.93	309.9	338.1	verificato 0.92

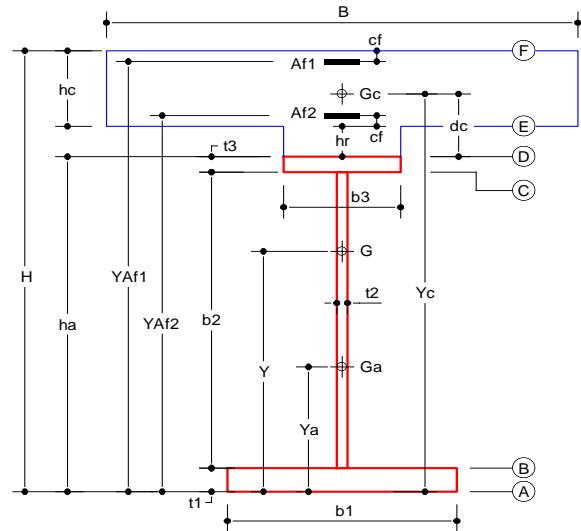
σ id TOT	σ limite	
90.3	391.3	verificato
74.9	391.3	verificato
8.2	18.8	verificato
6.0	18.8	verificato
242.7	338.1	verificato
303.3	338.1	verificato
303.3	338.1	verificato
309.9	338.1	verificato

		τ FASE 1	τ FASE 2	τ FASE 3	τ TOT	τ limite	
anima	C, D	27.5	30.8	28.1	86.4	195.2	verificato 0.44

CONCIO INIZIALE (Tipo concio = VAR. altezza minima):

Dati sezione

Trave in acciaio			
schema statico		trave appoggiata	
H	3230	mm	altezza totale sezione
ha	2800	mm	altezza totale trave
b3	900	mm	lunghezza piattab sup
t3	30	mm	spessore piattab sup
b2	2740	mm	altezza anima
t2	26	mm	spessore anima
b1	1400	mm	lunghezza piattab inf
t1	30	mm	spessore piattab inf
	2		NUMERO TRAVI
i	3.6	m	INTERASSE TRAVI
Aa	140240	mm ²	area acciaio
Ja	1.74E+11	mm ⁴	inerzia acciaio
ya	1252	mm	baricentro trave
soletta			
hr	50	mm	altezza cls su ala
hc	380	mm	altezza cls
B	4850	mm	larghezza collaborante
Ac	1.89E+06	mm ²	area cls
yc	3035	mm	baricentro soletta
armatura			
nφ1	10		ferri sup in un metro
φ1	24	mm	diametro ferri sup.
Af1	21941	mm ²	area armatura sup
if1	100	mm	interferro
nφ2	5		ferri inf in un metro
φ2	24	mm	diametro ferri inf.
Af2	21941	mm ²	area armatura inf
if2	100	mm	interferro
cf	50	mm	copriferro
yaf1	3180	mm	baricentro ferri sup
yaf2	2912	mm	baricentro ferri inf



195

armatura		n(L.T.)	n(B.T.)	BARICENTRI				
nφ1	10	17.6	6.2	ya	1252	mm	baricentro trave	1205
φ1	24	soletta interam. reag.		Y _G BT	2524	mm	sez a mom positivo	2478
Af1	21941	soletta interam. reag.		Y _G BT	1679	mm	sez a mom negativo	1662
if1	100			Y _G LT	2178	mm	sez a mom positivo	2021
nφ2	5			Y _G LT	1679	mm	sez a mom negativo	1662
φ2	24			INERZIE				
Af2	21941			Ja	1.74E+11	mm ⁴	inerzia sola trave	1.68E+11
if2	100			Ja+s	4.97E+11	mm ⁴	sez a mom positivo (BT)	4.67E+11
cf	50			Ja+f	2.82E+11	mm ⁴	sez a mom negativo (BT)	2.81E+11
yaf1	3180			Ja+s	4.08E+11	mm ⁴	sez a mom positivo (LT)	3.37E+11
yaf2	2912			Ja+f	2.82E+11	mm ⁴	sez a mom negativo (LT)	2.81E+11
					sez. lorda			sez. efficace

Verifica

1) sezione a momento flettente positivo (cls reagente)

		FASE 1	FASE 2	FASE 3	
mom. Flett.	M _{ed}	7985.7	18483.6	2438.4	kNm
taglio agente	T _{ed}	2453.3	2675.1	2438.4	kN

	fibra	σ FASE 1	σ FASE 2	σ FASE 3	σ TOT	σ limite	tasso di lavoro
ferri sup	Af1	0.00	-63.64	-3.67	-67.3	391.3	verificato 0.17
ferri inf	Af2	0.00	-48.93	-2.27	-51.2	391.3	verificato 0.13
cls sup	F	0.00	-3.76	-0.63	-4.4	18.8	verificato 0.23
cls inf	E	0.00	-2.58	-0.31	-2.9	18.8	verificato 0.15
piattab sup	D	-75.72	-42.78	-1.68	-120.2	338.1	verificato 0.36
anima sup	C	-74.30	-41.13	-1.53	-117.0	338.1	verificato 0.35
anima inf	B	55.81	109.30	12.78	177.9	338.1	verificato 0.53
piattab inf	A	57.24	110.94	12.94	181.1	338.1	verificato 0.54

σ id TOT	σ limite	
67.3	391.3	verificato
51.2	391.3	verificato
4.4	18.8	verificato
2.9	18.8	verificato
120.2	338.1	verificato
231.5	338.1	verificato
269.5	338.1	verificato
181.1	338.1	verificato

		τ FASE 1	τ FASE 2	τ FASE 3	τ TOT	τ limite	
anima	C, D	34.4	37.6	34.2	106.2	195.2	verificato 0.54

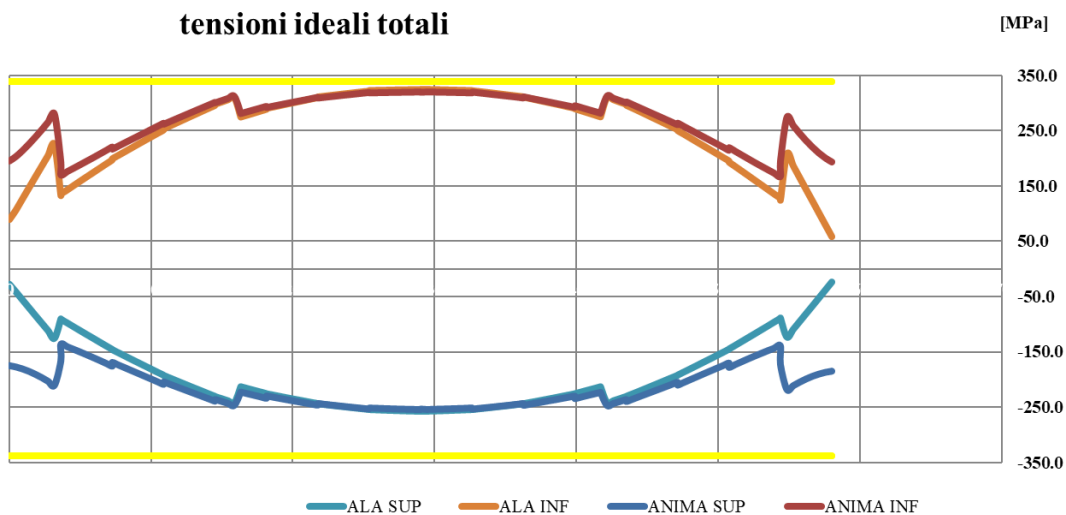
U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

Impalcato a sezione mista L=60m (Lc=58m) singolo binario
RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	FASE	ENTE	COD.	DOC.	PROG.	REV.	FOGLIO
RS3U	40	D	09	CL	VI0007	003	B	35 di 63

FUSO DELLE TENSIONI

Si riporta il fuso delle tensioni lungo le fibre A (piattab. inf.), B (anima inf), C (anima. sup.), D (piattab. sup.) della trave di verifica



Le verifiche risultano soddisfatte.

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

Impalcato a sezione mista L=60m (Lc=58m) singolo binario
RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	FASE	ENTE	COD. DOC.	PROG. REV.	FOGLIO
RS3U	40	D	09	CL VI0007	003 B	36 di 63

6.4.2 VERIFICHE DIAFRAMMI

6.4.2.1 Diaframmi correnti

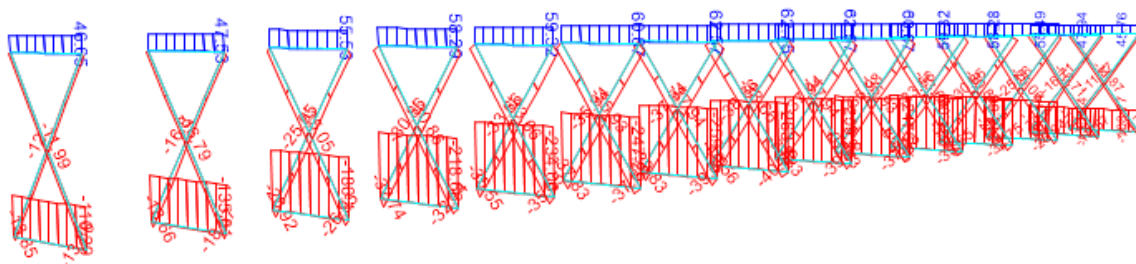
I correnti superiori ed i diagonali che compongono i diaframmi correnti sono profili 2L 100 x 10

I correnti inferiori sono profili 2L 120 x 12

Section Name	2L100X10/10/		Display Color	
Properties				
Cross-section (axial) area	3831.	Section modulus about 3 axis	49219.84	
Moment of Inertia about 3 axis	3533000.	Section modulus about 2 axis	73923.81	
Moment of Inertia about 2 axis	7762000.	Plastic modulus about 3 axis	90950.	
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	127300.	
Shear area in 2 direction	2000.	Radius of Gyration about 3 axis	30.368	
Shear area in 3 direction	1660.	Radius of Gyration about 2 axis	45.0123	
Torsional constant	126700.	Shear Center Eccentricity (x3)	0.	

Section Name	2L120X12/12/			
Properties				
Cross-section (axial) area	5508.	Section modulus about 3 axis	85460.25	
Moment of Inertia about 3 axis	7353000.	Section modulus about 2 axis	128174.6	
Moment of Inertia about 2 axis	16150000.	Plastic modulus about 3 axis	157200.	
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	220100.	
Shear area in 2 direction	2880.	Radius of Gyration about 3 axis	36.5372	
Shear area in 3 direction	2390.	Radius of Gyration about 2 axis	54.1489	
Torsional constant	262700.	Shear Center Eccentricity (x3)	0.	

Fase 1



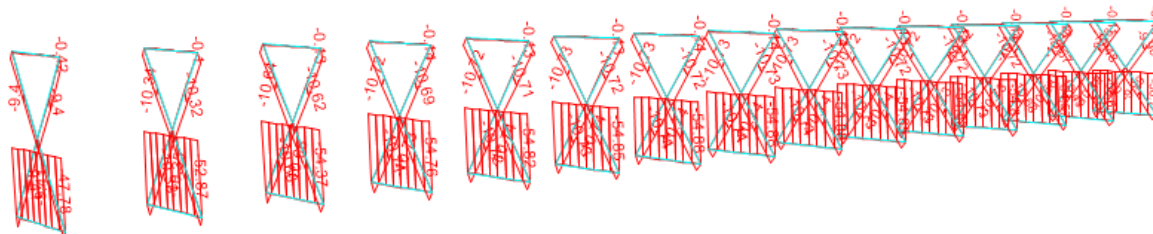
U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

Impalcato a sezione mista L=60m (Lc=58m) singolo binario

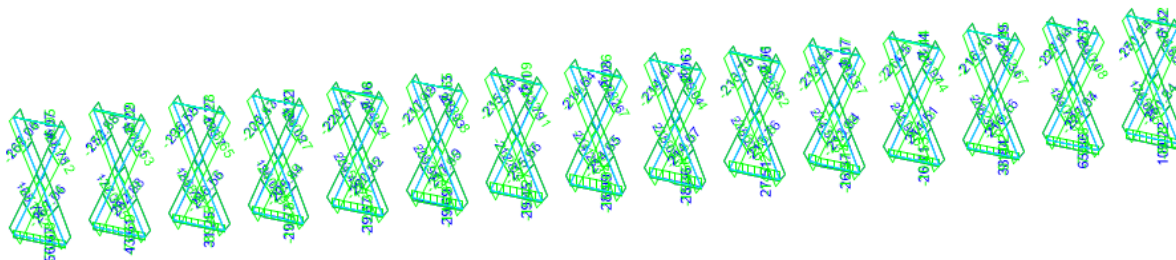
RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO LOTTO FASE ENTE COD. DOC. PROG. REV. FOGLIO
RS3U 40 D 09 CL VI0007 003 B 37 di 63

Fase 2



Fase 3



CORRENTI SUPERIORI

Fase 1

$$N_{Ed\ 1t} = 62.8 \text{ kN}$$

$$N_{Ed\ 1c} = 45.8 \text{ kN}$$

Fase 2

$$N_{Ed\ 2t} = 0 \text{ kN}$$

$$N_{Ed\ 2c} = -1 \text{ kN}$$

Fase 3

$$N_{Ed\ 3t} = 5 \text{ kN}$$

$$N_{Ed\ 3c} = -10 \text{ kN}$$

TRAZIONE			
N_{Ed}	68	kN	sollecitazione agente
f_{yk}	355	MPa	resistenza di calcolo
f_{tk}	510	MPa	resistenza di calcolo
γ_{m0}	1.05	-	coeff. SLU
γ_{m2}	1.25	-	coeff. SLU
f_{yd}	338	MPa	resistenza di progetto
A	3800	mm ²	area sezione lorda
A_n	2850	mm ²	area sezione netta (senza fori dei collegam.)
$N_{pl,Rd}$	1285	kN	res pl della sez lorda
$N_{u,Rd}$	1047	kN	res a rottura della sez netta

$N_{t,Rd}$	1047	kN	res a rottura per trazione della sez
$N_{Ed} / N_{t,Rd} \leq 1$	✓		verifica soddisfatta

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

Impalcato a sezione mista L=60m (Lc=58m) singolo binario
RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO LOTTO FASE ENTE COD. DOC. PROG. REV. FOGLIO
RS3U 40 D 09 CL VI0007 003 B 38 di 63

Stabilità delle aste compresse fuori dal piano

E =	210000	MPa	modulo elastico
N _{ed} =	57	kN	sollecitazione agente
f _{yk} =	355	MPa	resistenza di calcolo
A =	5508	mm ²	area della sezione
L =	3600	mm	lunghezza dell'asta
J =	7353000	mm ⁴	inerzia della sezione
γ _{m1} =	1.05	-	coeff. SLU
A eff =	5508	mm ²	area efficace della sezione
χ =	0.43	OK	
φ =	2		
α =	0.34	TAB 4.2.VI	fattore di imperfezione
λ =	1.3		snellezza adimensionale
β =	1.00		riduz lugh libera d'inflessione
L ₀ =	3600	mm	lunghezza libera d'inflessione
N _{cr} =	1175922	N	carico critico euleriano
ν =	0.20		coeff di Poisson
non si possono trascurare i fenomeni di instabilità per aste compresse			
N _{b,Rd} =	804.4	kN	
N _{b,Rd} ≥ N _{ed} ✓ verifica soddisfatta			

CORRENTI INFERIORI

Fase 1

N_{Ed 1t} = 0 kN

N_{Ed 1c} = -263 kN

Fase 2

N_{Ed 2t} = 0 kN

N_{Ed 2c} = -55 kN

Fase 3

N_{Ed 3t} = 109 kN

N_{Ed 3c} = -164 kN

La verifica a trazione sarà soddisfatta come riportato per il corrente sup.

Stabilità delle aste compresse nel piano

E =	210000	MPa	modulo elastico
N _{ed} =	482	kN	sollecitazione agente
f _{yk} =	355	MPa	resistenza di calcolo
A =	5508	mm ²	area della sezione
L =	3600	mm	lunghezza dell'asta
J =	7353000	mm ⁴	inerzia della sezione
γ _{m1} =	1.05	-	coeff. SLU
A eff =	5508	mm ²	area efficace della sezione
χ =	0.43	OK	
φ =	2		
α =	0.34	TAB 4.2.VI	fattore di imperfezione
λ =	1.3		snellezza adimensionale
β =	1.00		riduz lugh libera d'inflessione
L ₀ =	3600	mm	lunghezza libera d'inflessione
N _{cr} =	1175922	N	carico critico euleriano
ν =	0.20		coeff di Poisson
non si possono trascurare i fenomeni di instabilità per aste compresse			
N _{b,Rd} =	804.4	kN	
N _{b,Rd} ≥ N _{ed} ✓ verifica soddisfatta			

Stabilità delle aste compresse fuori dal piano

E =	210000	MPa	modulo elastico
N _{ed} =	482	kN	sollecitazione agente
f _{yk} =	355	MPa	resistenza di calcolo
A =	5508	mm ²	area della sezione
L =	3600	mm	lunghezza dell'asta
J =	16150000	mm ⁴	inerzia della sezione
γ _{m1} =	1.05	-	coeff. SLU
A eff =	5508	mm ²	area efficace della sezione
χ =	0.68	OK	
φ =	1		
α =	0.34	TAB 4.2.VI	fattore di imperfezione
λ =	0.9		snellezza adimensionale
β =	1.00		riduz lugh libera d'inflessione
L ₀ =	3600	mm	lunghezza libera d'inflessione
N _{cr} =	2582775	N	carico critico euleriano
ν =	0.20		coeff di Poisson
non si possono trascurare i fenomeni di instabilità per aste compresse			
N _{b,Rd} =	1267.0	kN	
N _{b,Rd} ≥ N _{ed} ✓ verifica soddisfatta			

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI
Impalcato a sezione mista L=60m (Lc=58m) singolo binario
RELAZIONE DI CALCOLO

 PROGETTO LOTTO FASE ENTE COD. DOC. PROG. REV. FOGLIO
 RS3U 40 D 09 CL VI0007 003 B 39 di 63

DIAGONALI

Fase 1

 $N_{Ed\ 1t} = 0\text{ kN}$
 $N_{Ed\ 1c} = -40.6\text{ kN}$

Fase 2

 $N_{Ed\ 2t} = 0\text{ kN}$
 $N_{Ed\ 2c} = -10.7\text{ kN}$

Fase 3

 $N_{Ed\ 3t} = 267\text{ kN}$
 $N_{Ed\ 3c} = -271\text{ kN}$

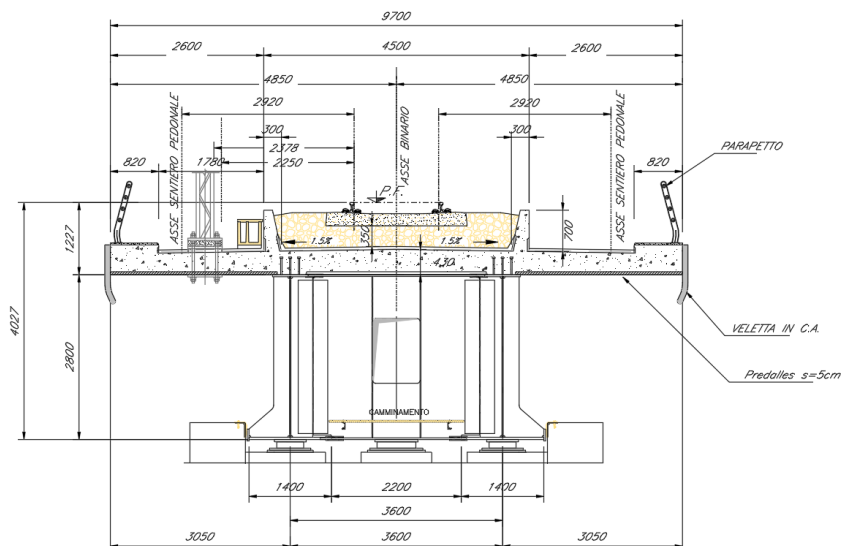
La verifica a trazione sarà soddisfatta come riportato per il corrente sup.

Stabilità delle aste compresse nel piano			
E =	210000	MPa	modulo elastico
N_{ed} =	322	kN	sollecitazione agente
f_{yk} =	355	MPa	resistenza di calcolo
A =	3831	mm ²	area della sezione
L =	5760	mm	lunghezza dell'asta
J =	3533000	mm ⁴	inerzia della sezione
γ_{m1} =	1.05	-	coeff. SLU
A eff=	3831	mm ²	area efficace della sezione
χ =	0.46	OK	dip da sezione e tipo di acciaio
ϕ =	1		
α =	0.34	TAB 4.2.VI	fattore di imperfezione
λ =	1.2		snellezza adimensionale
β =	0.50		riduz lugh libera d'inflessione
L_0 =	2880	mm	lunghezza libera d'inflessione
Ncr =	882831	N	carico critico euleriano
ν =	0.20		coeff di Poisson
non si possono trascurare i fenomeni di instabilità per aste compresse			
$N_{b,Rd}$ =	591.0	kN	
$N_{b,Rd} \geq N_{ed}$		✓	verifica soddisfatta

Stabilità delle aste compresse fuori dal piano			
E =	210000	MPa	modulo elastico
N_{ed} =	322	kN	sollecitazione agente
f_{yk} =	355	MPa	resistenza di calcolo
A =	3831	mm ²	area della sezione
L =	5760	mm	lunghezza dell'asta
J =	7762000	mm ⁴	inerzia della sezione
γ_{m1} =	1.05	-	coeff. SLU
A eff=	3831	mm ²	area efficace della sezione
χ =	0.29	OK	dip da sezione e tipo di acciaio
ϕ =	2		
α =	0.34	TAB 4.2.VI	fattore di imperfezione
λ =	1.7		snellezza adimensionale
β =	1.00		riduz lugh libera d'inflessione
L_0 =	5760	mm	lunghezza libera d'inflessione
Ncr =	484895	N	carico critico euleriano
ν =	0.20		coeff di Poisson
non si possono trascurare i fenomeni di instabilità per aste compresse			
$N_{b,Rd}$ =	369.4	kN	
$N_{b,Rd} \geq N_{ed}$		✓	verifica soddisfatta

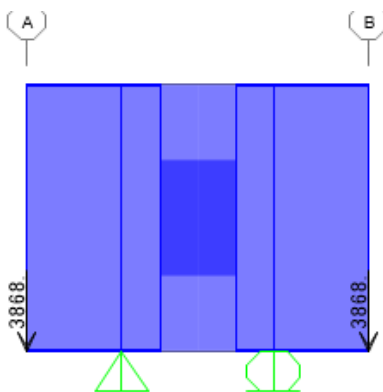
6.4.2.2 Diaframmi di testata

Si riporta la verifica a sollevamento dell'impalcato in caso di sostituzione degli apparecchi d'appoggio. I carichi agenti saranno quelli permanenti (pesi propri e permanenti portati) e i vincoli sono stati ipotizzati a una distanza dall'asse trave pari a circa 1m.



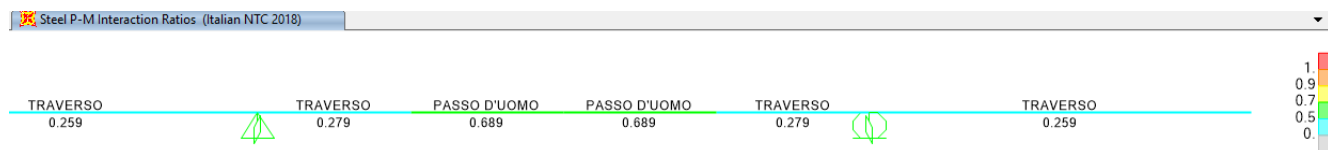
Il traverso pieno presenta un'anima con spessore 30mm e ali 400x20, passo d'uomo 800x1200mm².

Carichi perm travi:



Comb SLU (carico perm su travi + peso proprio) *1.35

Verifica:



U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI
Impalcato a sezione mista L=60m (Lc=58m) singolo binario
RELAZIONE DI CALCOLO

 PROGETTO LOTTO FASE ENTE COD. DOC. PROG. REV. FOGLIO
 RS3U 40 D 09 CL VI0007 003 B 41 di 63

Frame : 4 X Mid: 0.200 Combo: SLU Design Type: Beam
 Length: 0.400 Y Mid: 0.000 Shape: PASSO D'UOMO Frame Type: DCH-MRF
 Loc : 0.400 Z Mid: 0.000 Class: Class 3 Rolled : No
 Interaction=Method B MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
 Consider Torsion? No
 GammaM0=1.05 GammaM1=1.05 GammaM2=1.25
 An/Ag=1.00 RLLF=1.000 PLLF=0.750 D/C Lim=0.950

Aeff=0.063 eNy=0.000 eNz=0.000
 A=0.063 Iyy=0.079 iyy=1.123 Wel,yy=0.057 Weff,yy=0.057
 It=1.623E-05 Izz=2.168E-04 izz=0.059 Wel,zz=0.001 Weff,zz=0.001
 Iw=0.000 Iyz=0.000 h=2.800 Wpl,yy=0.069 Av,y=0.016
 E=210000000.0 fy=355000.000 fu=510000.000 Wpl,zz=0.002 Av,z=0.063

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0.400	0.000	-5225.068	0.000	2.610	0.000	0.000

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.38)
 D/C Ratio: 0.689 = 0.000 + 0.689 + 0.000 < 0.950 OK
 = Ned/(Chi_z NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1)
 + kzz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) (NTC Eq C4.2.38)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd			
	Force	Capacity	Capacity			
Axial	0.000	21232.381	21232.381			
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag	
	21232.381	23060.160	1037.045	1037.045	1.000	

Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c 0.490	64085617.6	0.019	0.456	1.000	21232.381
MajorB (y-y)	c 0.490	64085617.6	0.019	0.456	1.000	21232.381
Minor (z-z)	c 0.490	175559.829	0.356	0.602	0.920	19537.498
MinorB (z-z)	c 0.490	175559.829	0.356	0.602	0.920	19537.498
Torsional TF	c 0.490	1037.045	4.637	12.336	0.042	893.355

MOMENT DESIGN

	Med	Med,span	Mm,Ed	Meq,Ed
	Moment	Moment	Moment	Moment
Major (y-y)	-5225.068	-5225.068	-5224.807	-5224.859
Minor (z-z)	0.000	0.000	0.000	0.000

	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd
	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)	19115.802	19115.802	19115.802	19115.802
Minor (z-z)	366.568	366.568	366.568	

Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
LTB	d 0.760	1.150	1.523	0.397	1.000	15170.012

Factors	kyy	kzy	kzy	kzz
	1.000	1.000	1.000	1.000

SHEAR DESIGN

	Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
Major (z)	2.610	0.000	12258.515	0.000	OK
Minor (y)	0.000	0.000	3126.035	0.000	OK

Reduction	Vpl,Rd	Eta	LambdabarW
	12258.515	1.000	0.000

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	VMajor	VMajor
	Left	Right
Major (V2)	0.000	2.610

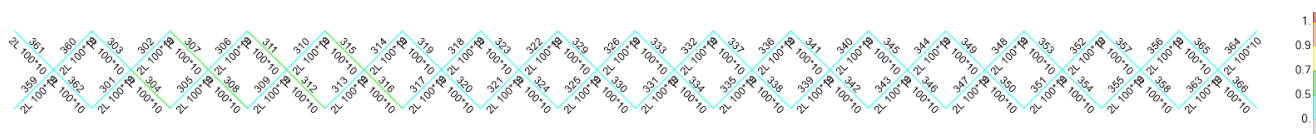
6.4.3 VERIFICA CONTROVENTI

La verifica si sviluppa in FASE 1 + carico da VENTO*1.5, in quanto alla maturazione del getto ci sarà la soletta a prendere le sollecitazioni trasversali.

qw=3.5 kN/m²

I profili sono tutti 2L100*10

6.4.3.1 CONTROVENTI SUPERIORI



La verifica effettuata con software di calcolo risulta soddisfatta.

TABLE: Steel Design 1 - Summary Data - Italian NTC 2018									
Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	Frame	DesignSec	DesignType	Status	Ratio
Text	Text	Text	Text	Unitless	Text	Text	Text	Text	Unitless
301	2L 100*10	Beam	No Messages	0.223	335	2L 100*10	Beam	No Messages	0.361
302	2L 100*10	Beam	No Messages	0.228	336	2L 100*10	Beam	No Messages	0.358
303	2L 100*10	Beam	No Messages	0.499	337	2L 100*10	Beam	No Messages	0.324
304	2L 100*10	Beam	No Messages	0.500	338	2L 100*10	Beam	No Messages	0.326
305	2L 100*10	Beam	No Messages	0.180	339	2L 100*10	Beam	No Messages	0.388
306	2L 100*10	Beam	No Messages	0.184	340	2L 100*10	Beam	No Messages	0.384
307	2L 100*10	Beam	No Messages	0.528	341	2L 100*10	Beam	No Messages	0.258
308	2L 100*10	Beam	No Messages	0.530	342	2L 100*10	Beam	No Messages	0.260
309	2L 100*10	Beam	No Messages	0.143	343	2L 100*10	Beam	No Messages	0.421
310	2L 100*10	Beam	No Messages	0.145	344	2L 100*10	Beam	No Messages	0.418
311	2L 100*10	Beam	No Messages	0.541	345	2L 100*10	Beam	No Messages	0.201
312	2L 100*10	Beam	No Messages	0.543	346	2L 100*10	Beam	No Messages	0.203
313	2L 100*10	Beam	No Messages	0.123	347	2L 100*10	Beam	No Messages	0.444
314	2L 100*10	Beam	No Messages	0.123	348	2L 100*10	Beam	No Messages	0.440
315	2L 100*10	Beam	No Messages	0.523	349	2L 100*10	Beam	No Messages	0.137
316	2L 100*10	Beam	No Messages	0.525	350	2L 100*10	Beam	No Messages	0.138
317	2L 100*10	Beam	No Messages	0.154	351	2L 100*10	Beam	No Messages	0.439
318	2L 100*10	Beam	No Messages	0.153	352	2L 100*10	Beam	No Messages	0.435
319	2L 100*10	Beam	No Messages	0.491	353	2L 100*10	Beam	No Messages	0.134
320	2L 100*10	Beam	No Messages	0.494	354	2L 100*10	Beam	No Messages	0.133
321	2L 100*10	Beam	No Messages	0.219	355	2L 100*10	Beam	No Messages	0.417
322	2L 100*10	Beam	No Messages	0.217	356	2L 100*10	Beam	No Messages	0.414
323	2L 100*10	Beam	No Messages	0.465	357	2L 100*10	Beam	No Messages	0.182
324	2L 100*10	Beam	No Messages	0.468	358	2L 100*10	Beam	No Messages	0.181
325	2L 100*10	Beam	No Messages	0.275	359	2L 100*10	Beam	No Messages	0.231
326	2L 100*10	Beam	No Messages	0.272	360	2L 100*10	Beam	No Messages	0.239
329	2L 100*10	Beam	No Messages	0.427	361	2L 100*10	Beam	No Messages	0.332
330	2L 100*10	Beam	No Messages	0.430	362	2L 100*10	Beam	No Messages	0.336
331	2L 100*10	Beam	No Messages	0.322	363	2L 100*10	Beam	No Messages	0.289
332	2L 100*10	Beam	No Messages	0.319	364	2L 100*10	Beam	No Messages	0.284
333	2L 100*10	Beam	No Messages	0.380	365	2L 100*10	Beam	No Messages	0.195
334	2L 100*10	Beam	No Messages	0.382	366	2L 100*10	Beam	No Messages	0.187

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

Impalcato a sezione mista L=60m (Lc=58m) singolo binario
RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	FASE	ENTE	COD. DOC.	PROG. REV.	FOGLIO
RS3U	40	D	09	CL VI0007	003 B	43 di 63

6.4.3.2 CONTROVENTI INFERIORI

Si è effettuata la verifica nel modello globale tenendo conto delle sollecitazioni delle 3 fasi di calcolo.

Gli elementi di controvento saranno collegati attraverso bullonatura tra le ali dei profili ad L e un'apposita piastra da prevedersi in corrispondenza delle piattabande inferiori delle travi. Pertanto, lo sforzo assiale estratto da modello dovrà essere applicato al profilo, per le verifiche con un'eccentricità pari a 20 mm.

Verifica instabilità elementi soggetti a compressione e flessione - Sezioni di classe 1-2

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} A \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z M_{y,Sd}}{W_{pl,z} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \left[\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right] \quad \mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{Mz} - 4) + \left[\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right]$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{Sd}}{\chi_v A f_v} \quad k_z = 1 - \frac{\mu_z N_{Sd}}{\chi_z A f_v}$$

FASE1

$N_{Ed\ 1t} = 159.5$ kN

$N_{Ed\ 1c} = 0$ kN

FASE2

$N_{Ed\ 2t} = 76.2$ kN

$N_{Ed\ 2c} = 0$

FASE3

$N_{Ed\ 3t} = 348$ kN

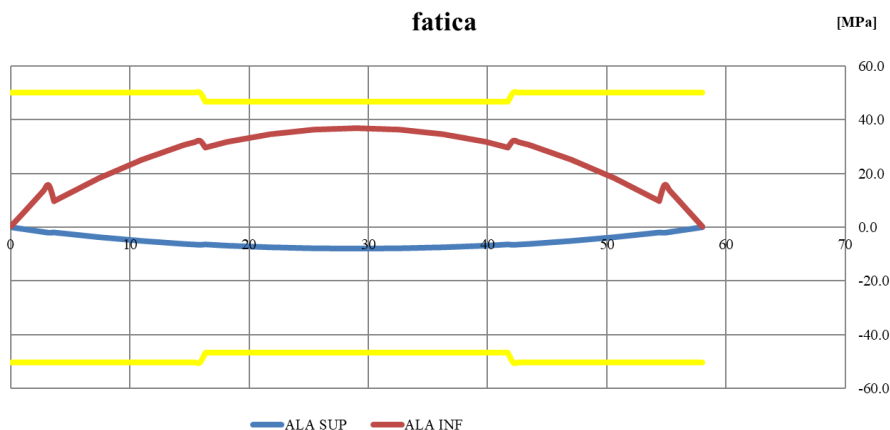
$N_{Ed\ 3c} = -282.5$ kN

Stabilità delle aste compresse yy			
E =	210000	MPa	modulo elastico
$N_{ed} =$	283.0	kN	sollecitazione agente
$f_{yk} =$	355	MPa	resistenza di calcolo
A =	3831	mm ²	area della sezione
L =	5760	mm	lunghezza dell'asta
J =	3.53E+06	mm ⁴	inerzia della sezione
$\gamma_{m1} =$	1.05	-	coeff. SLU
A eff=	3831	mm ²	area efficace della sezione
$\chi =$	0.46	OK	dip da sezione e tipo di acciaio
$\phi =$	1.447		
$\alpha =$	0.34	TAB 4.2.V	fattore di imperfezione
$\lambda =$	1.241		snellezza adimensionale
$\beta =$	0.50		riduz lugh libera d'inflessione
$L_0 =$	2880	mm	lunghezza libera d'inflessione
Ncr =	882831	N	carico critico euleriano
$\nu =$	0.20		coeff di Poisson
non si possono trascurare i fenomeni di instabilità per aste compresse			
$N_{b,Rd} =$	591.0	kN	
$N_{b,Rd} \geq N_{ed}$		✓	verifica soddisfatta
μ_y	-1.3874		
Wply	90.95	cm ³	
Wely	49.22	cm ³	
κ_y	1.6331		

6.5 VERIFICA A FATICA TRAVI PRINCIPALI

Viene di seguito riportata la verifica a fatica della trave maggiormente sollecitata nelle condizioni di traffico ferroviario comprensivo degli effetti dinamici.

Fuso delle tensioni lungo le piattabande della trave di progetto per lo stato limite di fatica:



La sezione maggiormente sollecitata è quella in mezzzeria, le caratteristiche geometriche utilizzate sono le medesime cui si è fatto riferimento per le verifiche di resistenza.

FATICA		
Mom.flett	Med	22500.0 kNm
Taglio	Ted	1126.7 kN

		ks	σd	σ	σ * λ	σ limite	tasso di lavoro
piattab sup	D	0.89	71	-12.4	-7.8	46.8	verificato 0.17
anima sup	C	0.89	71	-11.8	-7.4	46.8	verificato 0.16
anima inf	B	0.89	71	57.9	36.5	46.8	verificato 0.78
piattab inf	A	0.89	71	58.6	36.9	46.8	verificato 0.79

[Mpa] [Mpa] [Mpa] [Mpa]

		ks	τd	τ	τ	τ limite	tasso di lavoro
anima	B, C	1.00	80.0	16.3	16.3	59.3	verificato 0.28

[Mpa] [Mpa] [Mpa] [Mpa]

λ	=	0.63
$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4$		
λ1	=	0.63
λ2	=	1
λ3	=	1
λ4	=	1
σ _{MAX} [MPa]	=	58.6
τ _{MAX} [MPa]	=	16.3

ks	=	0.89
σd [MPa]	=	71
σd _{red} [MPa]	=	63.1
% di treni	n =	0.33
anni	VU =	100
γm	=	1.35

σ _{MAX} * λ [MPa] =	36.9	<	46.8	= σd _{red} /γm [MPa]
verifica soddisfatta				

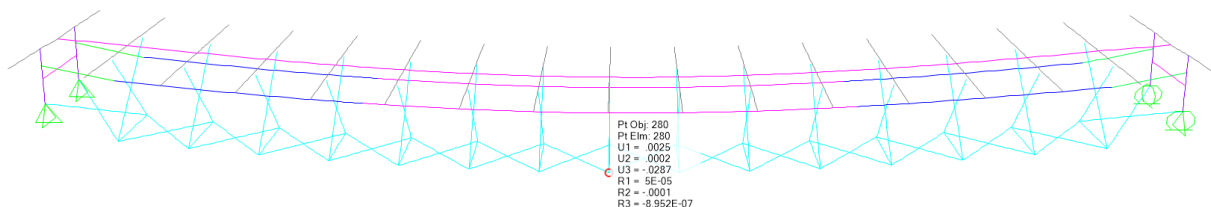
6.6 VERIFICHE SLE

6.6.1 VERIFICHE DI DEFORMABILITA'

Si verifica l'inflessione nel piano verticale dell'impalcato. Si considera agente il treno di carico con il corrispondente coefficiente dinamico e con il coefficiente α .

LM71

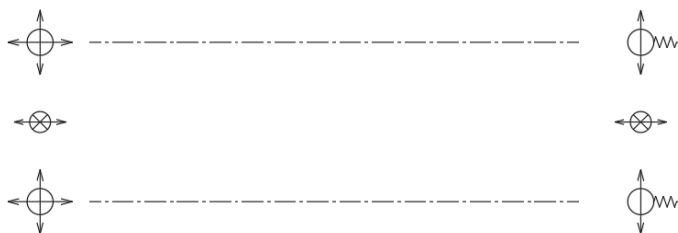
Abbassamento 28.7 mm < $L/1000 = 58$ mm








6.7 REAZIONI AGLI APPOGGI

6.7.1 SCHEMA APPOGGI

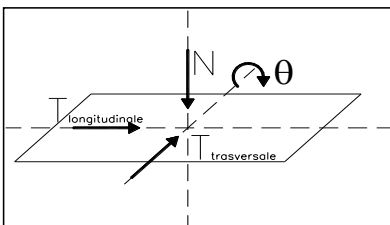
Lo schema dei vincoli della travata metallica è il seguente:



	MD	APP. D'APPOG. MULTIDIREZIONALE -calotta sferica
	F-RV	APP. D'APPOG. FISSO A RIGIDEZZA VARIABILE -calotta sferica
	UT-RV	APP. D'APPOG. UNIDIREZIONALE TRASVERSALE A RIGIDEZZA VARIABILE -calotta sferica
	UL-RV	APP. D'APPOG. UNIDIREZIONALE LONGITUDINALE -calotta sferica
	HL	VINCOLO MECCANICO PER SOLI CARICHI ORIZZONTALI -scorrevole in senso longitudinale

6.7.2 REAZIONI APPOGGI

Le azioni verticali massime derivano dalle combinazioni SLU, si riporta di seguito la tabella come da Manuale RFI:

			Reazioni degli apparecchi di appoggio					
			max N	min N	max Tl	min Tl	max Tt	min Tt
			(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
Azioni (valori caratteristici)								
1.1	permanenti G, P	peso proprio	1998	1998	-	-	-	-
1.2		permanenti	1870	1870	-	-	-	-
1.3		precompressione	-	-	-	-	-	-
1.4		ritiro e viscosità	-	-	-	-	-	-
2.1	variabili Q	treni di carico	1945	0	-	-	-	-
2.2		veicoli speciali	-	-				
2.3		forza centrifuga	319	-319				
2.4		avviamento e frenatura	45	-45				
2.5		serpeggio	91	-91				
2.6		folla	-	-				
2.7		vento sulla struttura	619	-619				
2.8		vento sulla struttura e sui treni di carico	914	-914				
2.9		temperatura	0	0				
2.1								
2.11		sisma						
2.12		cedimenti delle sottostrutture	-	-				
2.13		resistenze parassite nei vincoli	-	-				
5.1	combinazioni di esercizio	Nmax	10308	-				
5.2		Nmin	-	3518				
5.3		Tl max		-				
5.4		Ttmax		-				

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI
Impalcato a sezione mista L=60m (Lc=58m) singolo binario
RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	FASE	ENTE	COD. DOC.	PROG. REV.	FOGLIO
RS3U	40	D	09	CL VI0007	003 B	48 di 63

L'azione sismica statica equivalente, calcolata considerando la massima accelerazione dello spettro sarà:

VN (anni)	75
Cu	1.5

luce (m)	60
-----------------	-----------

PP+ soletta+ predalles	G1 (kN)	8153
perm + fonoass	G2 (kN)	7480
0,2 traffico	Q (kN)	1846

	Masse (t)	Accelerazione m/s ² (Spettro elastico SLV)	Fo (kN)
Pesi propri	831	0.394 g	3212
Permanenti portati (includere eventuali barriere a.r.)	762	0.394 g	2947
0,2 traffico	188	0.394 g	727
TOTALE			6887




AZIONE ORIZZONTALE SISMICA MAX 1 app

3926

VALORE APPROSSIMATO

4000

Non si è tenuto conto per la massima azione sismica, in favore di sicurezza, delle rigidità delle sottostrutture.
 Si considerano come azioni di progetto per i dispositivi di vincolo le seguenti:

TIPOLOGIA IMPALCATO	LUCE ASSI GIUNTI	LARGHEZZA PIATTAFORMA	NUMERO BINARI	NUMERO TRAVI	UNIDIREZIONALE TRASVERSALE A RIGIDEZZA VARIABILE		MULTIDIREZI ONALE	Dispositivo meccanico
								
-			-	-	Nmax	HLmax	Nmax	HTmax
	m	m			kN	kN	kN	kN
					SLU	SIS	SLU	SIS
SEZ MISTA	60	9.7	1	2	10350	4000	10350	4000

7 EFFETTI LOCALI

Sezione mista acc-cls: 2 travi alte 4.5m ad interasse 3.6m, soletta in cls Rck= 40 MPa con altezza variabile: 43cm - 37cm.

7.1 ANALISI DEI CARICHI

I carichi adottati per le verifiche di resistenza e deformabilità della soletta in c.a. sono i seguenti.

7.1.1 CARICHI PERMANENTI

1.1.1.1 PESI PROPRI

Valutati direttamente dalla geometria inserita nel modello di calcolo considerando $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$.

1.1.1.2 PERMANENTI PORTATI

- Armamento + impermeab. + rialzo in curva = 16 kN/m²
- Cordoli +impermeabilizzazione = 5.3 kN/m²
- Muretto paraballast = 3.6* KN
- Canaletta +impianti = 3.5 kN *
- Barriere antirumore = 16* kN
- Velette = 6* kN
- FFP = 2.1 kN/m²
- Muro ffp = 11* kN

* il valore indicato è per l'elemento singolo

Si sta considerando una striscia di soletta di 1m.

7.1.2 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI

1.1.1.3 TRENI DI CARICO

Considerando una diffusione del carico secondo $\frac{1}{4}$ nel ballast ed a 45° nella soletta di copertura, la ruota da 250 kN si ripartisce trasversalmente su una larghezza pari a 2.98m.

$$q_{LM71} = 250 \text{ kN} \cdot \alpha / 1.6 \text{ m}$$

LM71	171.88	carico unitario da ripartire su		2.98	->	57.77	kN/m
Lϕ	3	*	3.6	=	10.8	m	
coeff amplificazione dinamica	$\Phi 3$			=	1.43	m	

7.1.2.1.1 FOLLA

10 kN/m², applicata ove presenti FFP e camminamenti.

7.1.2.1.2 SERPEGGIO

$Q_{sk} = 100$ kN,

$\delta_h = 0.8$ m; distanza fra piano ferro ed estradosso soletta

$M_s = 100 * 0.8 = 80$ kNm/m; momento trasversale da serpeggio

7.1.2.1.3 CENTRIFUGA

Considerando una diffusione del carico secondo $\frac{1}{4}$ nel ballast ed a 45° nella soletta e traversine 240x20 ad interasse 60 cm, il carico dovuto ai treni si ripartisce:

longitudinalmente su una larghezza di 1.60 m (L_{long});

trasversalmente su una larghezza di 3.0 m (L_{trasv});

centrifuga LM71

$$q_v = 250 * 1.1 / 1.60 = 171.88 \text{ kN/m} \quad (\text{carico verticale viaggiante al metro})$$

$$q_t = c * q_v = 0.1 * 171.8 = 17.24 \text{ kN/m} \quad (\text{azione orizzontale centrifuga al metro})$$

$$c = (V^2) / (127 * R) * f$$

La forza q_t applicata secondo normativa ad 1.8 m al di sopra del P.F., presenta un braccio rispetto al piano medio della soletta $b=2.8$ m e quindi il momento torcente sulla soletta risulta pari a:

$$M_{torc} = q_t * b = 17.2 * (1.8 + 0.8 + 0.2) = 48.3 \text{ kNm/m}$$

Nel calcolo delle sollecitazioni indotte dalla forza centrifuga sulla soletta è stata considerata la presenza di un solo treno di carico (LM71).

7.1.3 AZIONI ECCEZIONALI

7.1.3.1.1 DERAGLIAMENTO

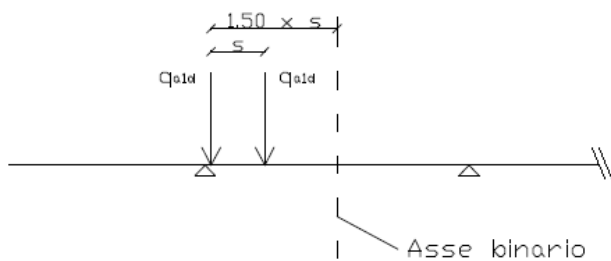
$s =$ distanza di scartamento = 1.435m

$1.5 \times s = 2.1525$ m distanza massima dell'asse di carico dall'asse del binario

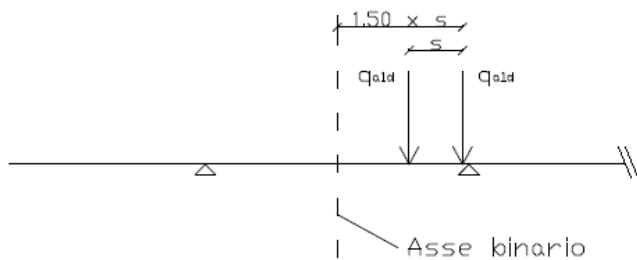
$q_{a1d} = 50$ kN/m asse di carico caso 1a e 1b (stesa di carico = 6.40 m)

$q_{a2d} = 80$ kN/m asse di carico caso 2 (stesa di carico = 20.00 m)

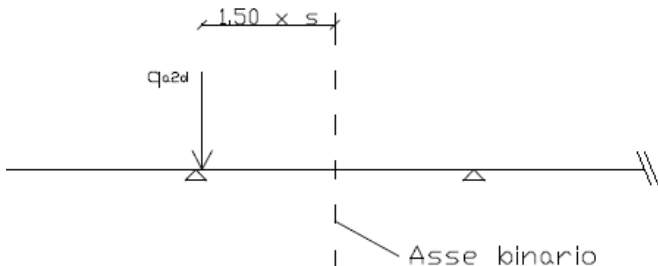
Caso 1a



Caso 1b



Caso 2



Per ragioni di semplicità (l'assunzione tuttavia non ha alcuna conseguenza sul dimensionamento strutturale), gli effetti del deragliamento del treno sono assimilati ad una condizione d'esercizio e pertanto vengono confrontati in alternativa agli effetti prodotti dal treno di progetto.

7.1.4 AZIONI CLIMATICHE

7.1.4.1.1 VENTO

Vento su barriera antirumore alta 4m: $q = 3.5 \text{ kN/m}^2$



Vento trasversale sul treno: v come calcolato di seguito:



$$v = \pm M_w/W = q_v \cdot (h/2) / (bL^2/6) = 29.7 \text{ kN/m}$$

$$h = 5 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$L = 2.98 \text{ m}$$

In presenza della barriera antirumore e di un treno sul binario più vicino alla barriera si ammetterà in alternativa:

- il vento trasversale sulla barriera antirumore diretto verso il treno (+ q_v),

- il vento trasversale sul treno diretto verso la barriera antirumore (- v).

In presenza della barriera antirumore e di un treno sul binario si ammetterà la presenza contemporanea di q_v e v (con lo stesso segno).

Nell'ipotesi di assenza di barriere antirumore si assumerà ovviamente il verso sfavorevole del vento trasversale sul treno ($\pm v$).

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI
*Impalcato a sezione mista L=60m (Lc=58m) singolo binario
 RELAZIONE DI CALCOLO*

 PROGETTO LOTTO FASE ENTE COD. DOC. PROG. REV. FOGLIO
 RS3U 40 D 09 CL VI0007 003 B 53 di 63

7.2 COMBINAZIONE DEI CARICHI

 Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali γ in Tab. 5.2.V e i coefficienti di combinazione ψ in Tab. 5.2.VI.

Tab. 5.2.IV - Valutazione dei carichi da traffico

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,0	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,0	0,0	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,0	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6;0,4)	-	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	Fessurazione

(1) Includendo tutti i valori (F; a; etc...)

(2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1.0), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1,2 e 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali

I valori campiti in grigio rappresentano l'azione dominante.

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ce}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

 Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione ψ delle azioni

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	g_{r1}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽²⁾	0,0
Gruppi di	g_{r2}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽²⁾	-
carico	g_{r3}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽²⁾	0,0
	g_{r4}	1,00	1,00 ⁽²⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione SLU e SLE	0,80	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

 (2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

 Impalcato a sezione mista L=60m (Lc=58m) singolo binario
 RELAZIONE DI CALCOLO

 PROGETTO LOTTO FASE ENTE COD. DOC. PROG. REV.
 RS3U 40 D 09 CL VI0007 003 B

 FOGLIO
 54 di 63

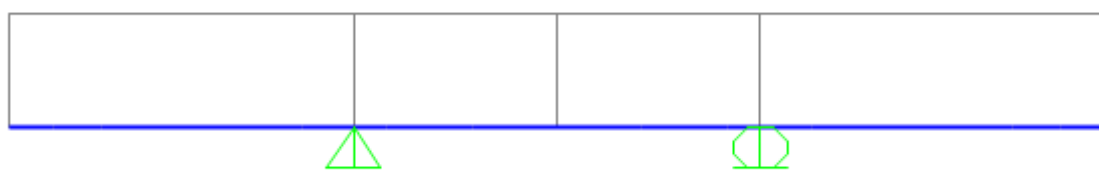
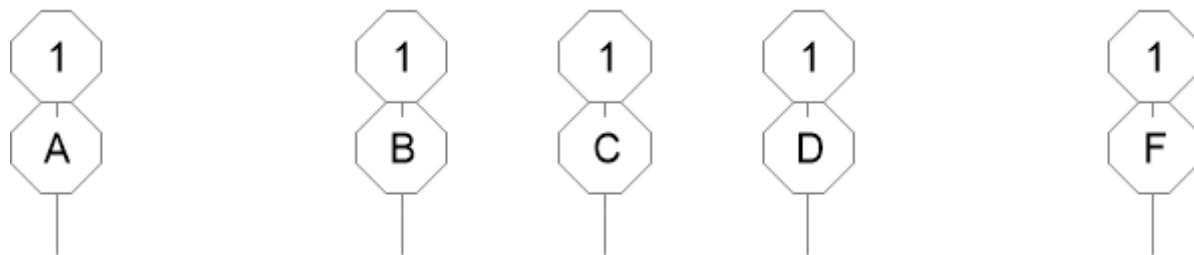
• COMBINAZIONE S.L.U.

S.L.U															
VARIABILE PRINCIPALE:	TRAFFICO								VENTO		TEMPERATURA				
CARICHI	SW2				LM71				STR.		SW2		LM71		STR.
	GRUPPO1	GRUPPO3	GRUPPO1	GRUPPO3	GRUPPO1	GRUPPO3	GRUPPO1	GRUPPO3	SCARICA	GR1	GR3	GR1	GR3	SCARICA	
combinazioni	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	13	14	15
Peso Proprio (G1)	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Permanenti Portati (G2)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
SW2	1.45	1.45	1.45	1.45	0	0	0	0	0	0	1.16	1.16	0	0	0
LM71	0	0	0	0	1.45	1.45	1.45	1.45	0	0	0	0	1.16	1.16	0
Serp_SW2	1.45	1.45	0.73	0.73	0	0	0	0	0	0	1.16	0.58	0	0	0
Serp_LM71	0	0	0	0	1.45	1.45	0.73	0.73	0	0	0	0	1.16	0.58	0
F-A_SW2	0.725	0.73	1.45	1.45	0	0	0	0	0	0	0.58	1.16	0	0	0
F-A_LM71	0	0	0	0	0.725	0.73	1.45	1.45	0	0	0	0	0.58	1.16	0
centrifuga_SW2	1.45	1.45	0.73	0.73	0	0	0	0	0	0	1.16	0.58	0	0	0
centrifuga_LM71	0	0	0	0	1.45	1.45	0.73	0.73	0	0	0	0	1.16	0.58	0
Eff_aerodinamici	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0	0	1.20	1.20	1.20	1.20	0
Vento_scarico	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	1.5	0	0	0	0	0.9
Vento_carico	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0	0	0.9	0.9	0.9	0.9	0
Temp_SLU	0	0.9	0	0.9	0	0.9	0	0.9	0	0.9	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5

• COMBINAZIONI S.L.E.

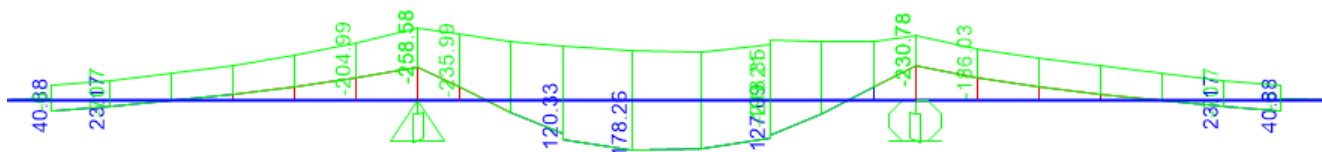
S.L.E. rara																	
VARIABILE PRINCIPALE:	TRAFFICO								VENTO		TEMPERATURA						
CARICHI	SW2				LM71				STR.		SW2			LM71			STR.
	GRUPPO1	GRUPPO3	GRUPPO1	GRUPPO3	GRUPPO1	GRUPPO3	GRUPPO1	GRUPPO3	SCARICA	GR1	GR3	GR4	GR1	GR3	GR4	SCARICA	
combinazioni	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	13	14	15	16	17
Peso Proprio (G1)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Permanenti Portati (G2)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SW2	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0.8	0.8	0.8	0	0	0	0
LM71	0	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.8	0.8	0.6	0
Serp_SW2	1	1	0.5	0.5	0	0	0	0	0	0	0.8	0.4	0.8	0	0	0	0
Serp_LM71	0	0	0	0	1	1	0.5	0.5	0	0	0	0	0	0.8	0.4	0.6	0
F-A_SW2	0.5	0.5	1	1	0	0	0	0	0	0	0.4	0.8	0.8	0	0	0	0
F-A_LM71	0	0	0	0	0.5	0.5	1	1	0	0	0	0	0	0.4	0.8	0.6	0
centrifuga_SW2	1	1	0.5	0.5	0	0	0	0	0	0	0.8	0.4	0.8	0	0	0	0
centrifuga_LM71	0	0	0	0	1	1	0.5	0.5	0	0	0	0	0	0.8	0.4	0.6	0
Eff_aerodinamici	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0.8	0.8	1	0.8	0.8	1	0
Vento_scarico	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0.6
Vento_carico	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0	0	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0
Temp_SLU	0	0.6	0	0.6	0	0.6	0	0.6	0	0.6	1	1	1	1	1	1	1

7.3 VERIFICHE DI RESISTENZA

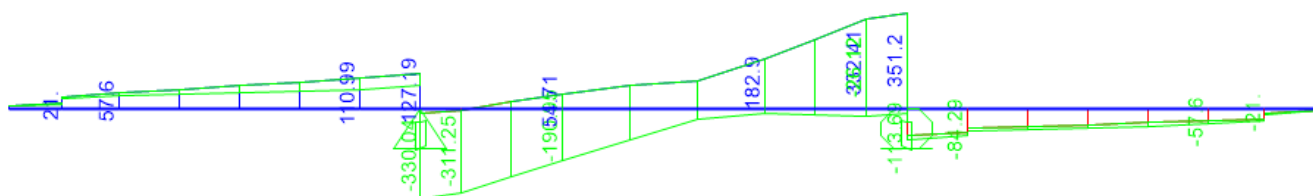


Schema soletta

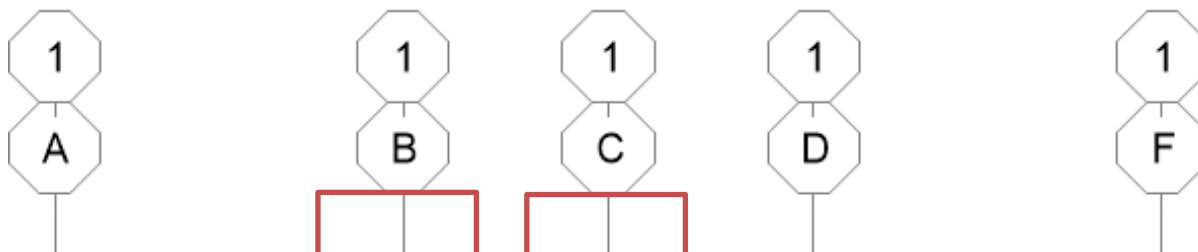
L'involuppo delle sollecitazioni come da combinazione allo S.L.U. è il seguente:



Involuppo sollecitazioni flettenti (S.L.U.)



Involuppo sollecitazioni taglienti (S.L.U.)



Sezioni di verifica

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI
Impalcato a sezione mista L=60m (Lc=58m) singolo binario
RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO LOTTO FASE ENTE COD. DOC. PROG. REV. FOGLIO
RS3U 40 D 09 CL VI0007 003 B 57 di 63

• **SEZIONE APPOGGI B, D:**

Verifica a flessione

$M_{max} (-) = -258.6 \text{ kNm}$

$T_{max} (-) = 351.2 \text{ kN}$

Ferri sup: **Ø24/10**

Ferri inf: **Ø24/20**

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

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

TITOLO : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	45.24	5
			2	22.62	35

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

Materiali: B450C C30/37
ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} ‰
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm}
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}
τ_{c1}

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.
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello
 Precompresso

La verifica risulta soddisfatta.

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI
Impalcato a sezione mista L=60m (Lc=58m) singolo binario
RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO LOTTO FASE ENTE COD. DOC. PROG. REV. FOGLIO
RS3U 40 D 09 CL VI0007 003 B 58 di 63

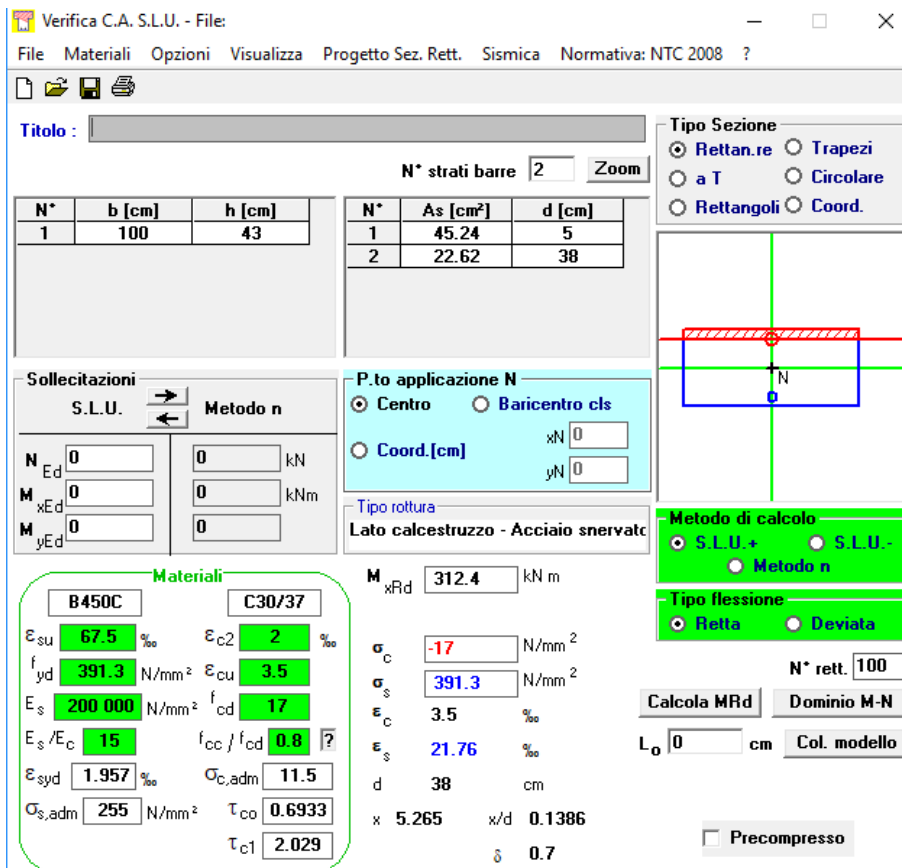
• **SEZIONE CAMPATA BD**

Verifica a flessione

$M_{max c(+)} = 178.3 \text{ kNm}$

Ferri sup: **Ø24/10**

Ferri inf: **Ø24/20**



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

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

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

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	43	1	45.24	5
			2	22.62	38

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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 Deviata

Materiali
 B450C C30/37
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11.5 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
 M_{xRd} 312.4 kNm
 σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 21.76 ‰
 d 38 cm
 x 5.265 x/d 0.1386
 δ 0.7

Calcola MRd **Dominio M-N**
 L_0 0 cm **Col. modello**
 Precompresso

La verifica risulta soddisfatta.

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI
Impalcato a sezione mista L=60m (Lc=58m) singolo binario
RELAZIONE DI CALCOLO

 PROGETTO LOTTO FASE ENTE COD. DOC. PROG. REV. FOGLIO
 RS3U 40 D 09 CL VI0007 003 B 59 di 63

VERIFICHE A TAGLIO
Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

b_w	larghezza sezione	1000	[mm]		
h	altezza sezione	410	[mm]		
d	altezza utile	360	[mm]		
A_{sl}	armatura longitudinale TESA/1mΦ	24	100	4524	[mm ²]
	traliccio	0	0	0	[mm ²]
ρ_l	rapporto geometrico di armatura longitudinale	0.013			
σ_{cp}	tensione media di compressione nella sezione	0	[MPa]		
γ_m		1.5			
R_{ck}		40.0			
f_{ck}	resistenza caratteristica cilindrica	33.2	[MPa]		
v_{min}		0.47	[MPa]		
K		1.75	<=2		
		167.4			
V_{Rd1}	resistenza a taglio	261.5	[kN]		
V_{ed}	taglio sollecitante	365	[kN]		

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

φ	diametro staffe	10.0	[mm]
n staffe		5.0	
s	passo	200	[mm]
A_{sw}	area staffe	392.7	[mm ²]
γ_m		1.50	
f_{yk}		450	[MPa]
f_{yd}		391.3	[MPa]
α	angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	45.0	[deg]
cot α		1.0	

θ	angolo di inclinazione puntone compresso rispetto asse trave	21.8	[deg]
cot θ		2.5	

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

V_{Rsd}		616.1	[kN]
------------------------	--	-------	------

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

f_{cd}	resistenza a compressione	18.8	[MPa]
f'_{cd}	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	9.4	[MPa]
α_c	per membrature non compresse	1	
V_{Rcd}		1471.2	[kN]

V_{Rd2}	taglio resistente= min(V _{Rsd} , V _{Rcd})	616.1	[kN]
V_{ed}	taglio affidato all' armatura	365.0	[kN]

VERIFICATO

7.4 VERIFICHE S.L.E.

4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$, deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{c,max} \leq 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica} \quad [4.1.15]$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad [4.1.16]$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra prescritti vanno ridotti del 20%.

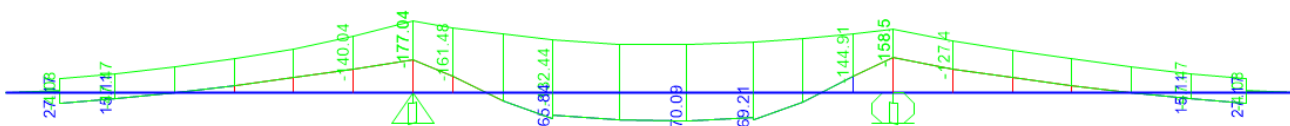
Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

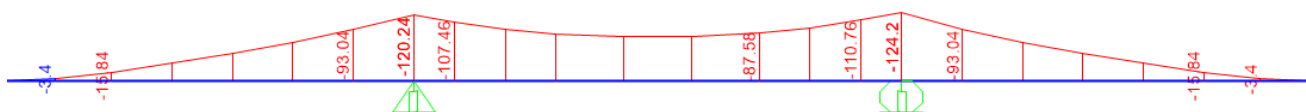
Tabella C4.1.III -Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

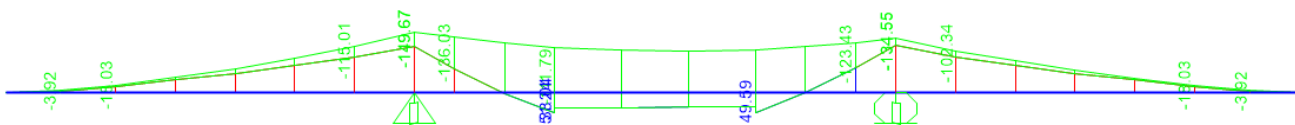
Si riportano di seguito gli involuipi delle sollecitazioni flettenti per le combinazioni Rara e Frequente ed il calcolo delle rispettive tensioni:



Soll. Flettenti SLE Combinazione rara



Soll. Flettenti SLE Combinazione quasi permanente



Soll. Flettenti SLE Combinazione frequente

• **Sezione M(-)**

RARA				tesa	compr			
n	b	h	x	As	As'	c	c'	d
15	1000	410	145.16	4524	2262	50	50	348
	mm	mm	mm	mm ²	mm ²	mm	mm	mm

f.o.
0.000474

M	x	J id
177040	145.2	4.12E+09
kNmm	mm	mm ⁴

σ cls	σ acc
6.24E-03	0.13
kN/mm ²	kN/mm ²
6.24	130.78
MPa	MPa
compress	traz

QUASI PERMANENTE				tesa	compr			
n	b	h	x	As	As'	c	c'	d
15	1000	410	145.16	4524	2262	50	50	348
	mm	mm	mm	mm ²	mm ²	mm	mm	mm

f.o.
0.000474

M	x	J id
124200	145.2	4.12E+09
kNmm	mm	mm ⁴

σ cls	σ acc
4.38E-03	0.09
kN/mm ²	kN/mm ²
4.38	91.75
MPa	MPa

FREQUENTE				tesa	compr			
n	b	h	x	As	As'	c	c'	d
15	1000	410	145.16	4524	2262	50	50	348
	mm	mm	mm	mm ²	mm ²	mm	mm	mm

f.o.
0.000474

M	x	J id
150000	145.2	4.12E+09
kNmm	mm	mm ⁴

σ cls	σ acc
5.29E-03	0.11
kN/mm ²	kN/mm ²
5.29	110.81
MPa	MPa

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

Impalcato a sezione mista L=60m (Lc=58m) singolo binario
RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO LOTTO FASE ENTE COD. DOC. PROG. REV. FOGLIO
RS3U 40 D 09 CL VI0007 003 B 62 di 63

TENSIONE MASSIMA DI COMPRESSIONE DEL CLS
IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO

Rck	40	
h	410	mm
d	360	mm
c	50	mm
fck	33.2	N/mm ²
fyk	450	N/mm ²
n	15	c omogeneizzazione

As' sup	4524	mm ²
As inf	2262	mm ²
x	145.16	mm
Jid,x	4.12E+09	mm ⁴

mom.flettente

comb.rara	177.04	kNm
0.60 fck-20%	19.9	N/mm ²
σc	6.24	N/mm ²

verifica ok

comb quasi perman.	124.2	kNm
0.45 fck-20%	14.9	N/mm ²
σc	4.38	N/mm ²

verifica ok

ACCIAIO (comb.rara)	177.04	kNm
0.8 fyk	360	N/mm ²
σs	130.8	N/mm ²

verifica ok

CONDIZIONI AMBIENTALI

molto aggressive

Nel nostro caso abbiamo acciaio ordinario (non precompresso), pertanto è classificato come "poco sensibile"

lo stato limite da considerare è quello di **APERTURA DELLE FESSURE**

COMBINAZIONE DELLE AZIONI *frequente* *quasi permanente*
limiti (w1)

0.2	0.2
-----	-----

 [mm]

La verifica può essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata, per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura.

DIAMETRO BARRE	24	mm
SPAZIATURA	100	mm

COMB RARA

σs	130.8	Mpa
----	-------	-----

DIAMETRO MAX	25	mm
verifica	OK	

SPAZIATURA MAX	200	mm
verifica	OK	

• Sezione M(+)

RARA

tesa compr

n	b	h	x	As	As'	c	c'	d
15	1000	460	108.34	2262	4524	50	50	398
	mm	mm	mm	mm ²	mm ²	mm	mm	mm

f.o.
-0.00066

M	x	J id
70090	108.3	3.50E+09
kNm	mm	mm ⁴

σ cls	σacc
2.17E-03	0.09
kN/mm ²	kN/mm ²
2.17	86.97
MPa	MPa
compress	traz

QUASI PERMANENTE

tesa compr

n	b	h	x	As	As'	c	c'	d
15	1000	460	108.34	2262	4524	50	50	398
	mm	mm	mm	mm ²	mm ²	mm	mm	mm

f.o.
-0.00066

M	x	J id
0	108.3	3.50E+09
kNm	mm	mm ⁴

σ cls	σacc
0.00E+00	0.00
kN/mm ²	kN/mm ²
0.00	0.00
MPa	MPa

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

Impalcato a sezione mista L=60m (Lc=58m) singolo binario
RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO LOTTO FASE ENTE COD. DOC. PROG. REV. FOGLIO
RS3U 40 D 09 CL VI0007 003 B 63 di 63

FREQUENTE

n	b	h	x	As	As'	c	c'	d
15	1000	460	108.34	2262	4524	50	50	398
	mm	mm	mm	mm ²	mm ²	mm	mm	mm

f.o.
1.06E-05

M	x	J id
59000	108.3	3.50E+09
kNm	mm	mm ⁴

σ cls	σ acc
1.83E-03	0.07
kN/mm ²	kN/mm ²
1.83	73.21
MPa	MPa

TENSIONE MASSIMA DI COMPRESSIONE DEL CLS
IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO

Rck	40	
h	410	mm
d	360	mm
c	50	mm
fck	33.2	N/mm ²
fyk	450	N/mm ²
n	15	c omogeneizzazione

As' sup	4524	mm ²
As inf	2262	mm ²
x	145.16	mm
Jid,x	4.12E+09	mm ⁴

mom.flettente

comb.rara	70.09	kNm
0.60 fck-20%	19.9	N/mm ²
σc	2.17	N/mm ²

verifica	ok	
comb quasi perman.	0	kNm
0.45 fck-20%	14.9	N/mm ²
σc	0.00	N/mm ²

verifica	ok	
ACCIAIO (comb.rara)	70.09	kNm
0.8 fyk	360	N/mm ²
σs	87.0	N/mm ²

verifica ok

CONDIZIONI AMBIENTALI

molto aggressive

Nel nostro caso abbiamo acciaio ordinario (non precompresso), pertanto è classificato come "poco sensibile"

lo stato limite da considerare è quello di **APERTURA DELLE FESSURE**

COMBINAZIONE DELLE AZIONI *frequente* *quasi permanente*
limiti (w1)

0.2	0.2
-----	-----

 [mm]

La verifica può essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata, per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura.

DIAMETRO BARRE	24	mm
SPAZIATURA	200	mm

COMB RARA

σs	87.0	Mpa
----	------	-----

DIAMETRO MAX	25	mm
verifica	OK	

SPAZIATURA MAX	200	mm
verifica	OK	

Armatura longitudinale di ripartizione

Come armatura longitudinale di ripartizione si adottano Φ 16/20cm inferiormente e superiormente.

Dalle verifiche risulta giustificata un'incidenza di acciaio d'armatura nella soletta pari a 200 kg/m³.