

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=40m (singolo binario)

SCALA:

-

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

R S 3 U 4 0 D 0 9 C L V I 0 0 0 7 0 0 1 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
Dott. Ing. Angelo Vittozzi
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
N° A20783

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
4.2.3 Forza centrifuga	13
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	17
4.5 AZIONI ECCEZIONALI	18
4.6 AZIONI INDIRETTE	18
4.7 AZIONI SISMICHE	19
5. CONDIZIONI ELEMENTARI E COMBINAZIONI DI CARICO	22
6. EFFETTI GLOBALI	23
6.1 MODELLO DI CALCOLO	23
6.2 TRAVI	24
6.3 ANALISI MODALE	29
6.4 VERIFICHE SLU	31
6.4.1 VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI	31
6.4.2 VERIFICHE DIAFRAMMI	37
6.4.3 VERIFICA CONTROVENTI	42
6.5 VERIFICA A FATICA TRAVI PRINCIPALI	46
6.6 VERIFICHE SLE	47
6.6.1 VERIFICHE DI DEFORMABILITA'	47
6.7 REAZIONI AGLI APPOGGI	47

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI <i>Impalcato a sezione mista L=40m (Lc=38m) singolo binario</i> RELAZIONE DI CALCOLO	<table border="0"> <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>001</td> <td>B</td> <td>3 di 64</td> </tr> </table>	PROGETTO	LOTTO	FASE	ENTE	COD.	DOC.	PROG.	REV.	FOGLIO	RS3U	40	D	09	CL	VI0007	001	B	3 di 64
PROGETTO	LOTTO	FASE	ENTE	COD.	DOC.	PROG.	REV.	FOGLIO											
RS3U	40	D	09	CL	VI0007	001	B	3 di 64											

6.7.1 SCHEMA APPOGGI 47

6.7.2 REAZIONI APPOGGI 48

7. EFFETTI LOCALI 50

7.1 ANALISI DEI CARICHI 50

7.1.1 CARICHI PERMANENTI 50

7.1.2 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI 50

7.1.3 AZIONI CLIMATICHE 53

7.2 COMBINAZIONE DEI CARICHI 54

7.3 VERIFICHE DI RESISTENZA 57

7.4 VERIFICHE S.L.E. 61

1. PREMESSA

Oggetto della presente relazione sono le verifiche principali (a livello globale) della travata metallica a sezione mista acciaio-cls di **portata teorica pari a 38 m a singolo binario**. Le travate presentano un pacchetto P.F.-sottotrave pari a 4.125 m con altezza delle travi metalliche massima pari a 2.9m (in appoggio pari a 1.8m); 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 3.165m, esclusi i primi due campi (3.175m) ed infine sono stati previsti traversi chiusi in corrispondenza degli appoggi.

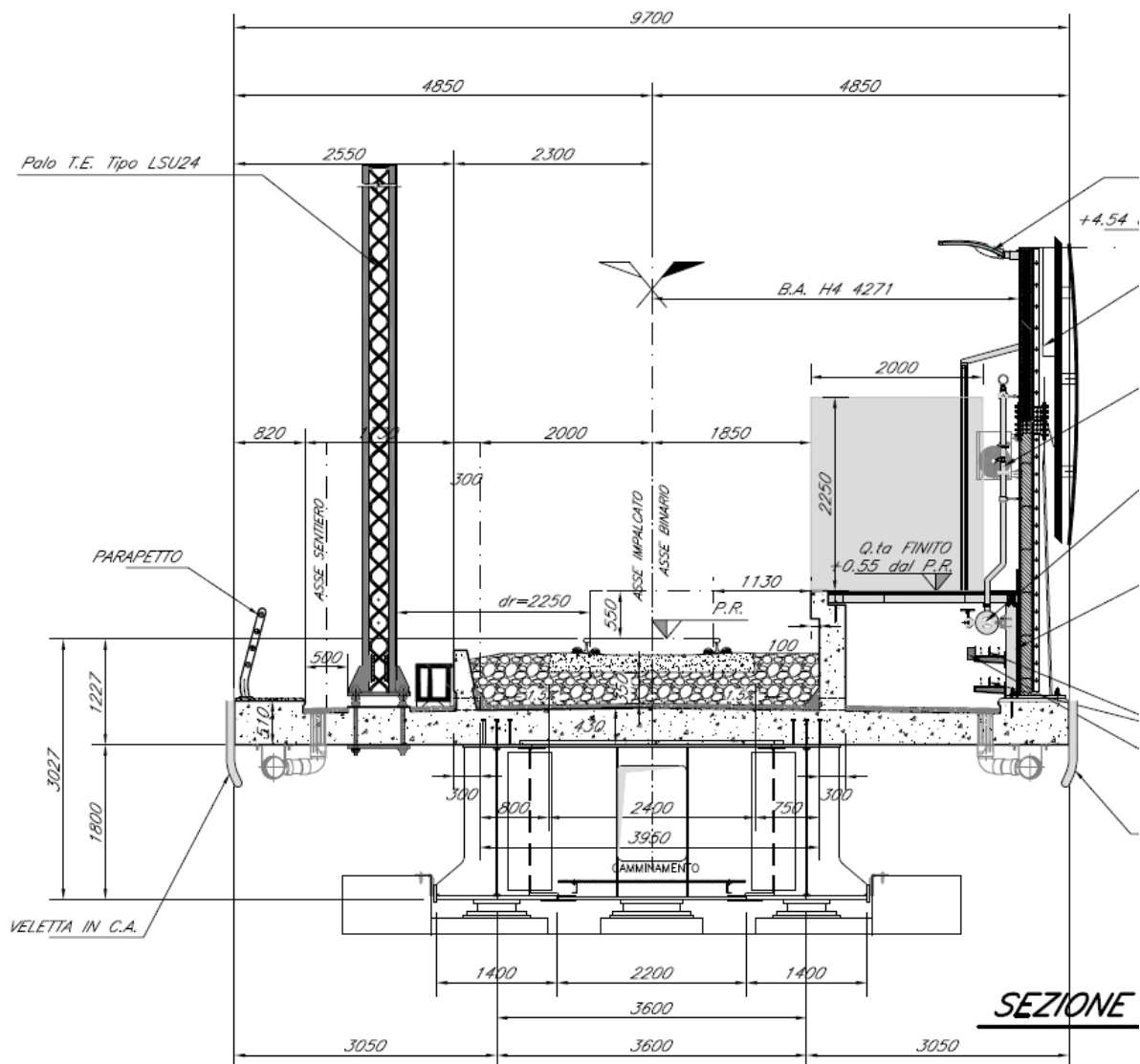


Figura 1_ Sezione in asse appoggi

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 strutture 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 strutture 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.) = 32 kN/m (valore stimato da modello);
- Peso proprio della soletta di spessore complessivo variabile = 102 kN/m

Totale Peso proprio = 134 kN/m

Incidenza carpenteria metallica = 3.3 kN/m²

4.1.2 CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2)

Valori complessivi per l'intera larghezza di impalcato:

Permanenti portati	Ripetizioni	Spessore	Larghezza	Area	p	Peso
	-	m	m	m ²	kN/mc-m ²	kN/ml
Muri paraballast	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+ impermeab. + 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

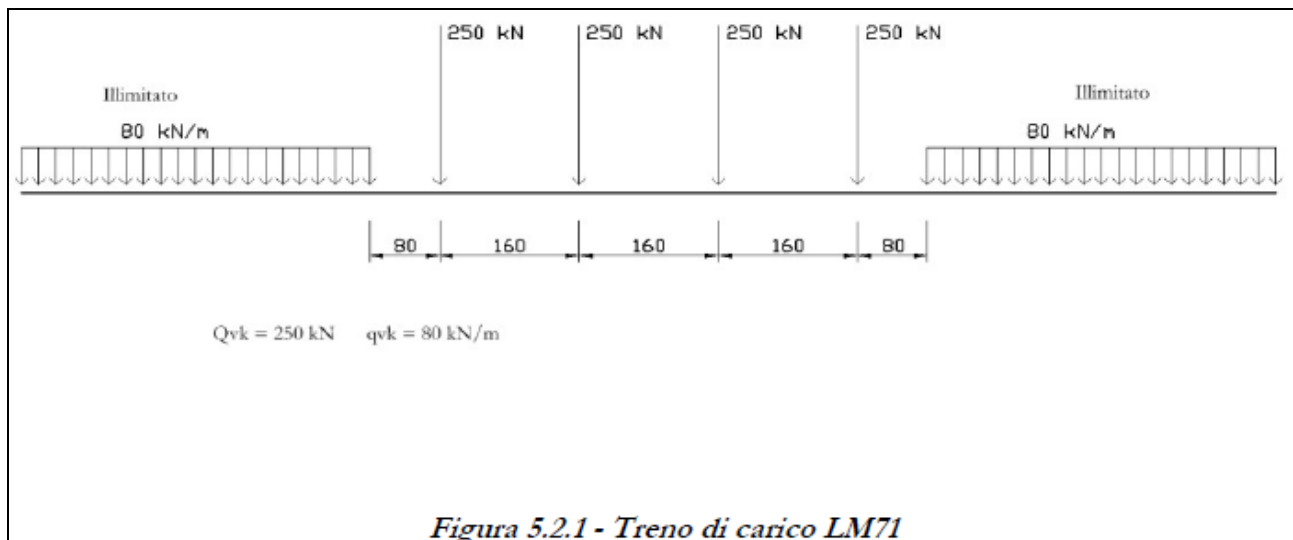
I carichi verticali sono definiti attraverso dei modelli di carico; in particolare, sono forniti due treni di carico distinti: il primo rappresentativo del traffico normale (LM 71) ed il secondo di quello pesante (SW2).

Traffico normale: Treno LM71

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

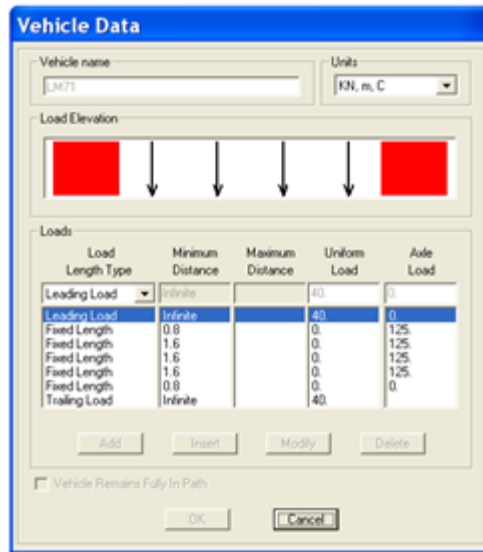
da:

- 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 $\alpha = 1.10$.

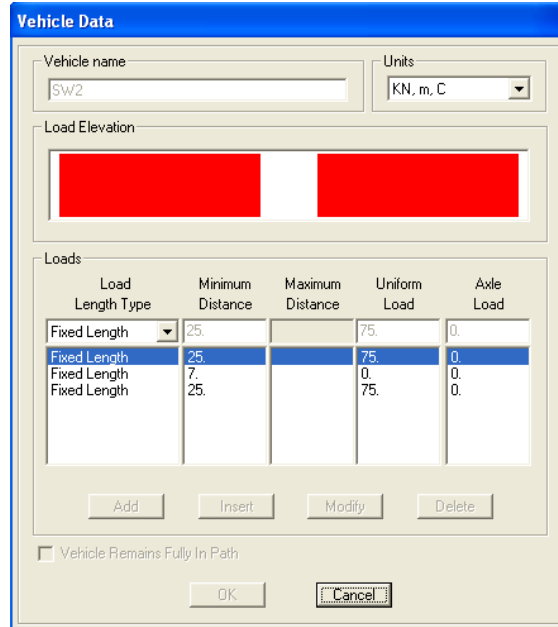
Traffico pesante treno SW/2

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 RFI*

- Travi principali ($L_\Phi = 38\text{m}$): $\Phi_3 = 1.09$
- 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 *Manuale di progettazione RFI*

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

- Travi principali ($L_\Phi = 38\text{m}$): $\Phi_2 = 1.061$
- 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 Serpeggio

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

4.2.2.1 Avviamento e frenatura

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

Treno LM71

$$Q_{ak} = 33 * 40 * 1.1 = 1452 \text{ kN}$$

Treno SW2

$$Q_{ak} = 33 * (40 - 7) * 1 = 1089 \text{ kN}$$

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

$$Q_{bk} = 20 * 40 * 1.1 = 880 \text{ kN}$$

Treno SW2

$$Q_{bk} = 35 * (40 - 7) = 1155 \text{ kN}$$

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.

4.2.3 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: $R = 500$ m

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

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

$$\alpha = 1$$

$$f = 1$$

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

$$q_{tk} = V^2 / (127 R) \cdot f \cdot q_{vk} = 23.6 \text{ kN/m (da considerare per una lunghezza di 38 m)}$$

$$\text{Il traffico verticale associato è pari a } \Phi \cdot 1 \cdot SW/2 = 1.09 \cdot 1 \cdot 150 \text{ kN/m} = 163.5 \text{ kN/m}$$

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

$V = 120 \text{ km/h}$

$$\alpha = 1.1$$

$$f = 1$$

$$Q_{tk} = 1.1 \cdot V^2 / (127 R) \cdot f \cdot Q_{vk} = 62.4 \text{ kN}$$

$$\text{Il traffico verticale associato è pari a } \Phi \cdot \alpha \cdot LM/71 = 1.09 \cdot 1.1 \cdot 250 \text{ kN} = 300 \text{ kN}$$

$$q_{tk} = 1.1 \cdot V^2 / (127 R) \cdot f \cdot q_{vk} = 20 \text{ kN/m}$$

$$\text{Il traffico verticale associato è pari a } \Phi \cdot \alpha \cdot LM/71 = 1.09 \cdot 1.1 \cdot 80 \text{ kN/m} = 96 \text{ kN/m}$$

$V = 160 \text{ km/h}$

$$\alpha = 1$$

$$f = 0.8 \text{ (considerando } L_f = 40 \text{ m)}$$

$$Q_{tk} = 1 \cdot V^2 / (127 R) \cdot f \cdot Q_{vk} = 80.6 \text{ kN}$$

$$\text{Il traffico verticale associato è pari a } \Phi \cdot LM/71 = 1.09 \cdot 250 \text{ kN} = 272.5 \text{ kN}$$

$$q_{tk} = 1 \cdot V^2 / (127 R) \cdot f \cdot q_{vk} = 25.8 \text{ kN/m}$$

$$\text{Il traffico verticale associato è pari a } \Phi \cdot LM/71 = 1.09 \cdot 80 \text{ kN/m} = 87.2 \text{ kN/m}$$

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 “Specifica 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 .

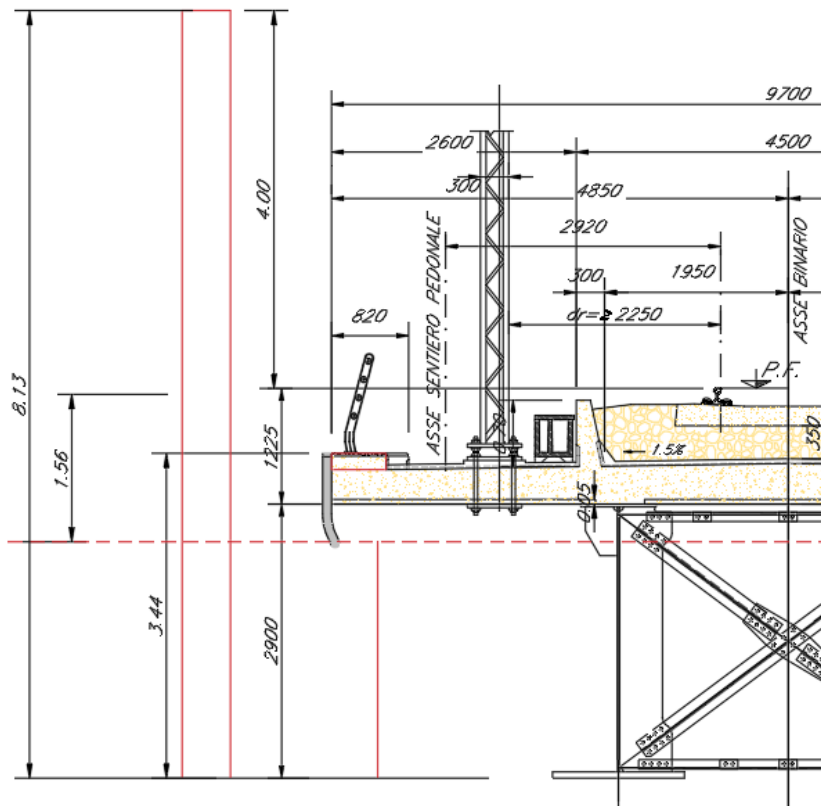
4.3.2 AZIONE DELLA NEVE

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

4.3.3 AZIONE DEL VENTO

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.



pressione statica equivalente

zona	3	
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
ρ	1.25	kg/m ³
q_b	0.491	KN/m ²
zona	4	
rugosità	D	
categoria di esposiz.	III	
kr	0.19	
z0	0.05	m
z min	4	m
C_t	1	
con ponte a circa 10m dal piano campagna ($z > z_{min}$)		
z	10	m
$C_{e(10m)}$	2.84	
$\phi = S/S_p$	1	
b	9.7	

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

Impalcato a sezione mista $L=40m$ ($L_c=38m$) singolo binario
RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	FASE	ENTE	COD.	DOC.	PROG.	REV.	FOLGIO
RS3U	40	D	09	CL	VI0007	001	B	16 di 64

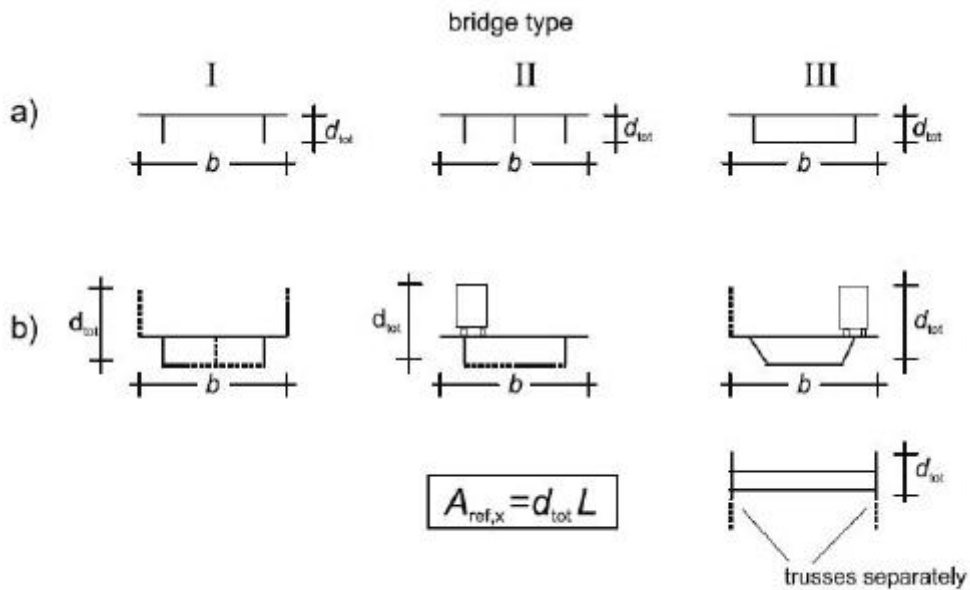
d 8.1

C_p 2.14

pressione esterna

$p_e = q_b C_p C_e C_t$ 2.47 KN/m^2

Si considera sulla travata, una pressione uniforme pari a 2,5 kN/m^2 .



tipo	b	
b	9.7	m
d	8.1	m
b/d	1.20	m
cfx,0	2.14	

4.4 RITIRO

Per la valutazione dell'effetto del ritiro del cls, sulla sezione mista dell'impalcato si è fatto riferimento al §11.2.10.6 del D.M.'08

	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	$h_o = 2A_c/u =$	698	mm
element section	$A_c =$	3385000	mmq
perimeter in contact with the atmosphere	$u =$	9700	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	$\phi(t,t_o) =$	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: LATTITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche

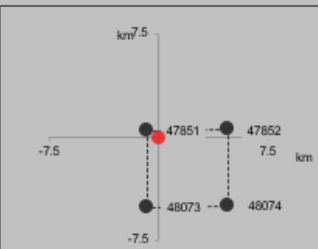
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri


Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione:

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 : info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U : info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="68"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="113"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1068"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2193"/>

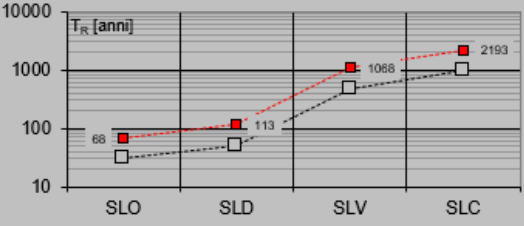
Elaborazioni

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

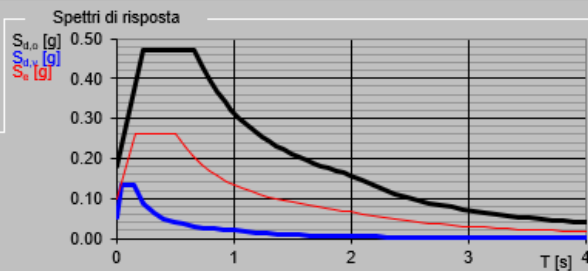
Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo **C** info $S_B = 1.500$ $C_C = 1.310$ info
 Categoria topografica **T2** info $h/H = 1.000$ $S_T = 1.200$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

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

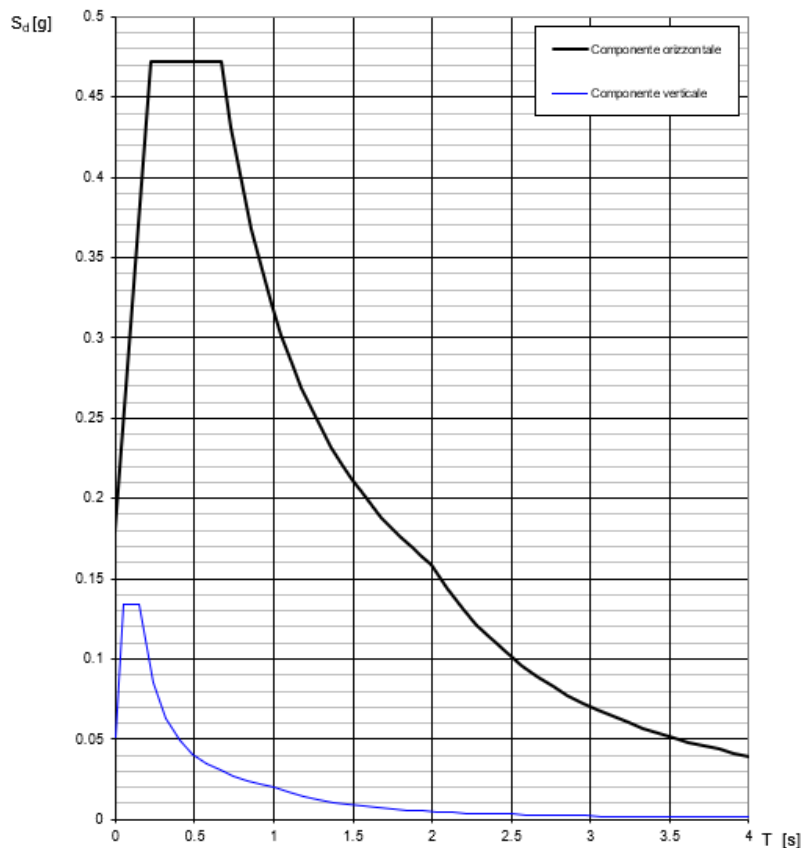
Spettri di risposta



Spettro di progetto - componente orizzontale
 Spettro di progetto - componente verticale
 Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

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 SLV

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	1.200
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.800
η	1.000
T_B	0.223 s
T_C	0.670 s
T_D	1.998 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

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

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

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	0.179
$T_B \leftarrow$	0.223	0.472
$T_C \leftarrow$	0.670	0.472
	0.733	0.432
	0.796	0.397
	0.860	0.368
	0.923	0.343
	0.986	0.321
	1.049	0.302
	1.113	0.284
	1.176	0.269
	1.239	0.255
	1.302	0.243
	1.366	0.232
	1.429	0.222
	1.492	0.212
	1.555	0.204
	1.619	0.196
	1.682	0.188
	1.745	0.181
	1.808	0.175
	1.871	0.169
	1.935	0.164
$T_D \leftarrow$	1.998	0.158
	2.093	0.144
	2.189	0.132
	2.284	0.121
	2.379	0.112
	2.475	0.103
	2.570	0.096
	2.665	0.089
	2.761	0.083
	2.856	0.078
	2.951	0.073
	3.047	0.068
	3.142	0.064
	3.237	0.060
	3.333	0.057
	3.428	0.054
	3.523	0.051
	3.619	0.048
	3.714	0.046
	3.809	0.044
	3.905	0.041
	4.000	0.040

5. CONDIZIONI ELEMENTARI E COMBINAZIONI DI CARICO

Le singole azioni elementari vengono combinate come previsto da Manuale di progettazione [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>	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
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	GRUPPO2	GRUPPO3	GRUPPO4	GRUPPO1	GRUPPO2	GRUPPO3	GRUPPO4	SCARICA	STR.	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 rigidezze 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 rigidezza 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".

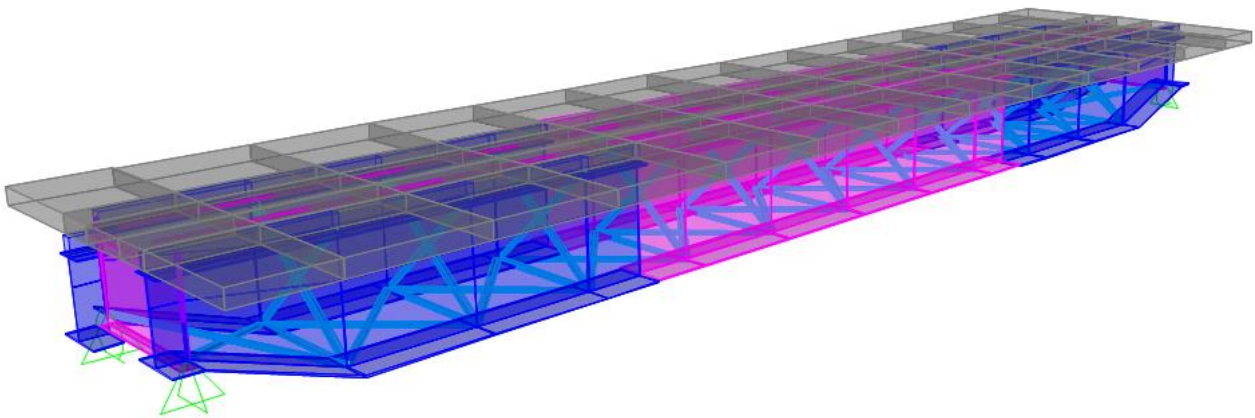
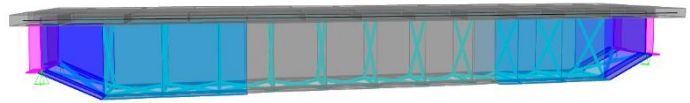
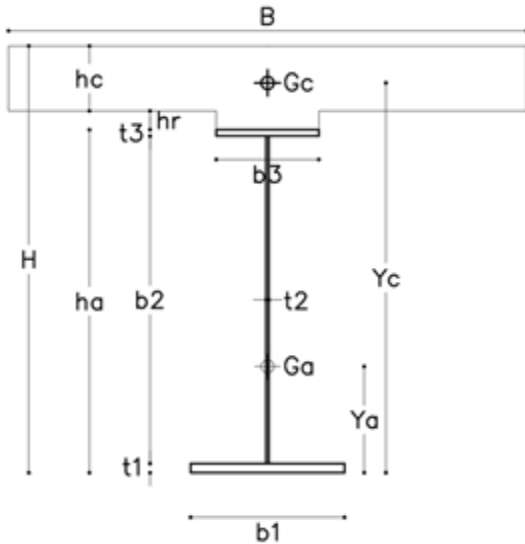


Figura 5_Modello agli elementi finiti realizzato con programma di calcolo Sap2000

6.2 TRAVI

La denominazione rispetta lo schema seguente:



Concio	centrale	laterale	var		
H	3330	3330	2230-3330	mm	altezza totale sezione
ha	2900	2900	1800-2900	mm	altezza totale trave
b3	800	800	800	mm	lunghezza piattab sup
t3	40	30	30	mm	spessore piattab sup
b2	2820	2840	1740	mm	altezza anima
t2	20	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.

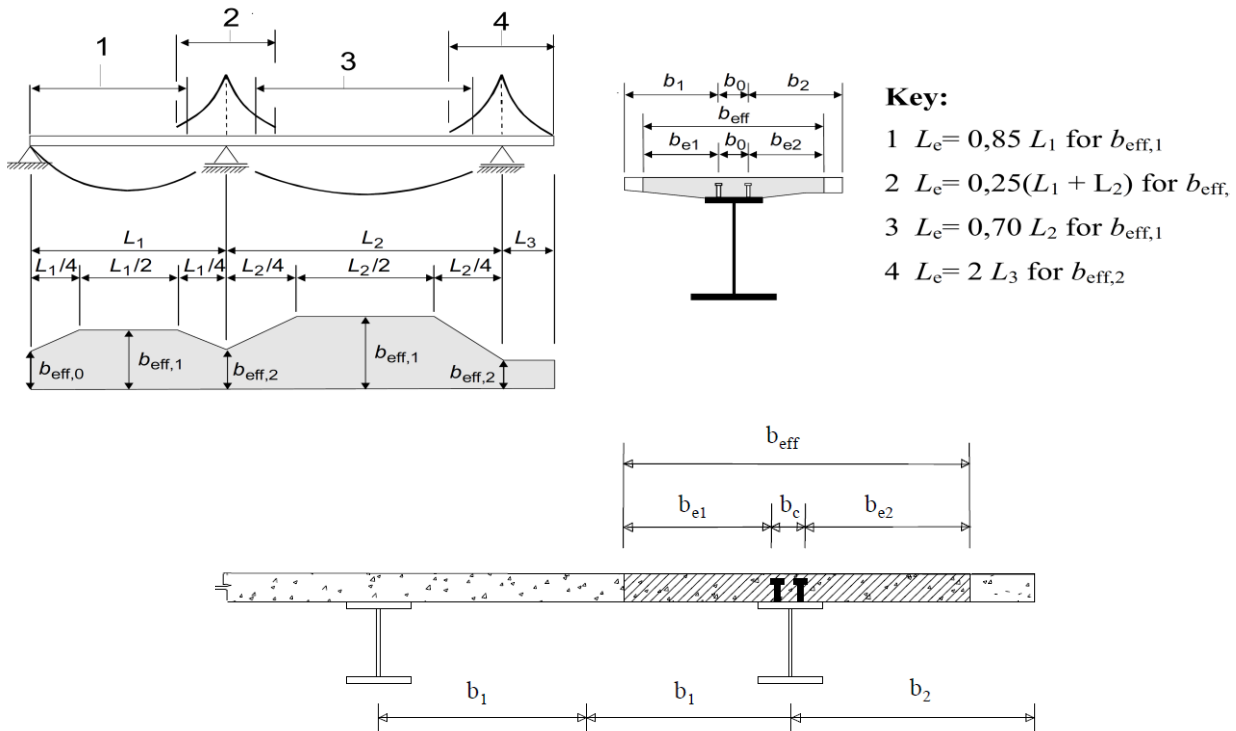


Figura 4.3.1. - Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_{ei} .

L1	38000	[mm]	lunghezza campata di riva
2*b1	3600	[mm]	interasse anime
b1	1800	[mm]	semi interasse anime
b2	3050	[mm]	sbalzo laterale
b0	200	[mm]	distanza tra assi connettori
Le	38000	[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]	<i>anima laterale</i>

Concio centrale:

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

		d ; d ₁	d ₂	d ₃	d ₄		
Larghezza/spessore : Anima	d/t _w =	141.00				α _y =	0.713
Piattabande	c/t =	9.75				ψ _y =	-1.000
	α _d =	0.713					
asse neutro el. = cm 144.970	ψ _d =	-1.000					
	c _ψ =	1.000					
Limite larghezza/spessore anima :	classe 1	38.96					
	classe 2	44.87					
	classe 3	100.46					
	k _σ =						
						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:

λπφ = χ / τφ / [28,4.ε (κσ)0,5]	λπ1 =	0.643476	
coeff. di imbozzamento	ks =	0.43	
fattore di riduzione	ρφ =	1.000000	
ceff = rf . c	ceff =	39.00	cm
larghezza efficace compr.	bfeff =	80.00	cm
Area efficace piattab.	Ac,eff =	320.00	cm²

2) altezza efficace dell'anima:

altezza efficace anima	H _{eff} ANIMA =	219.86	cm
Area efficace anima	A_{eff} ANIMA =	439.73	cm²

Concio laterale:

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

		d ; d ₁	d ₂	d ₃	d ₄		
Larghezza/spessore : Anima	d/t _w =	109.23				α _y =	0.622
Piattabande	c/t =	12.90				ψ _y =	-1.000
	α _d =	0.622					
asse neutro el. = cm 144.969	ψ _d =	-1.000					
	c _ψ =	1.000					
Limite larghezza/spessore anima :	classe 1	45.46					
	classe 2	52.35					
	classe 3	100.46					
	k _σ =						
						classe dell'anima	4
Limite larghezza/spessore piattab.	classe 1	7.32					
	classe 2	8.14					
	classe 3	11.39					
							classe piattabanda
	CLASSE SEZIONE						4

1) larghezza efficace (bcf) della piattabanda superiore:

λπφ = γ / τφ / [28,4.ε (κσ)0,5]	λπ1 =	0.851368	
coeff. di imbozzamento	ks =	0.43	
fattore di riduzione	ρφ =	0.915208	
ceff = rf . c	ceff =	35.42	cm
larghezza efficace compr.	bfeff =	73.44	cm
Area efficace piattab.	Ac,eff =	220.31	cm ²

2) altezza efficace dell'anima:

altezza efficace anima	H _{eff} ANIMA =	250.90	cm
Area efficace anima	A_{eff} ANIMA =	652.34	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 = 66.92				α _y =	0.699
Piattabande	c/t = 12.90				ψ _y =	-0.999
	α _d =	0.699				
asse neutro el. = cm 89.975	ψ _d =	-0.999				
	c _ψ =	1.000				
Limite larghezza/spessore anima :	classe 1	39.82				
	classe 2	45.86				
	classe 3	100.45				
	k _σ =					
					classe dell'anima	3
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:

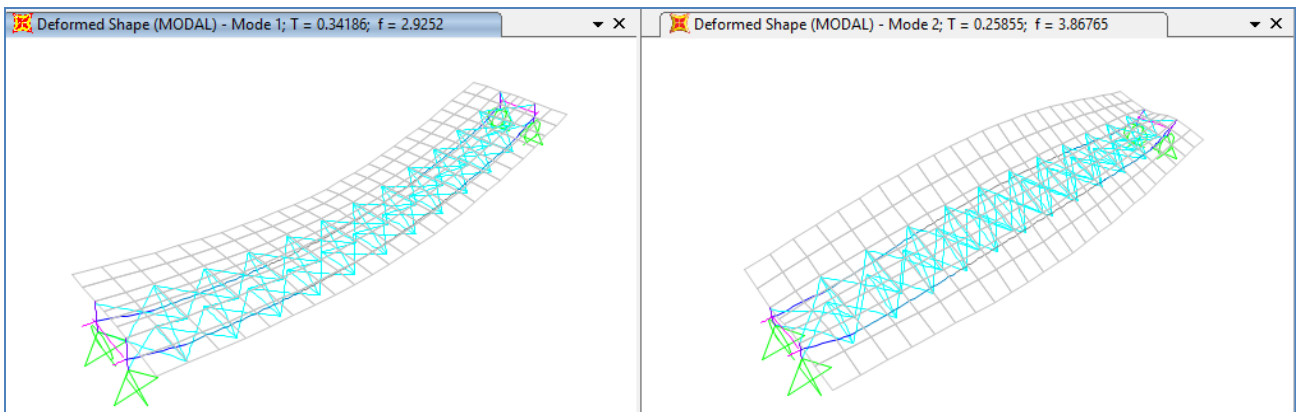
λπφ = χ / τφ / [28,4.ε (κσ)0,5]	λπ1 =	0.851368	
coeff. di imbozzamento	ks =	0.43	
fattore di riduzione	ρφ =	0.915208	
ceff = rf . c	ceff =	35.42	cm
larghezza efficace compr.	bfeff =	73.44	cm
Area efficace piattab.	Ac,eff =	220.31	cm ²

2) altezza efficace dell'anima:

altezza efficace anima	H _{eff} ANIMA =	174.00	cm
Area efficace anima	A_{eff} ANIMA =	452.40	cm ²

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 torsionale. 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	0.342	0.01853	0.000002307	0.78967	2%	0%	79%	3.102E-08	0.00000258	2.557E-09	0%	0%	0%
MODAL	Mode	2	0.259	6.592E-08	0.2034	3.155E-07	2%	20%	79%	0.71437	2.101E-08	0.00049	71%	0%	0%
MODAL	Mode	3	0.233	3.576E-07	0.75349	4.274E-07	2%	96%	79%	0.15264	8.442E-09	0.00013	87%	0%	0%
MODAL	Mode	4	0.141	0.000002562	0.00004623	5.133E-08	2%	96%	79%	0.0000217	0.00002063	0.2525	87%	0%	25%
MODAL	Mode	5	0.122	0.0366	0.000001197	0.00053	6%	96%	79%	5.463E-07	0.52592	0.00079	87%	53%	25%
MODAL	Mode	6	0.116	0.00003594	0.00047	2.977E-07	6%	96%	79%	0.00029	0.00067	0.66966	87%	53%	92%
MODAL	Mode	7	0.101	9.855E-07	0.00424	0.000006301	6%	96%	79%	0.08608	4.011E-08	0.00013	95%	53%	92%
MODAL	Mode	8	0.096	0.00057	0.00000994	0.04918	6%	96%	84%	0.000009757	0.00002108	8.026E-07	95%	53%	92%
MODAL	Mode	9	0.089	0.24988	6.453E-08	0.00167	31%	96%	84%	3.29E-09	0.02154	0.00003174	95%	55%	92%
MODAL	Mode	10	0.086	0.32766	2.452E-08	0.00042	63%	96%	84%	1.268E-09	0.00027	0.00003032	95%	55%	92%
MODAL	Mode	11	0.085	0.00063	2.401E-07	0.00000123	63%	96%	84%	1.807E-08	0.00002825	0.03928	95%	55%	96%
MODAL	Mode	12	0.081	0.29132	9.342E-08	0.01677	93%	96%	86%	5.126E-10	6.889E-07	0.00001606	95%	55%	96%
MODAL	Mode	40	0.047	7.957E-15	8.626E-15	3.731E-15	97%	99%	90%	3.308E-14	1.536E-13	9.824E-15	97%	69%	97%
MODAL	Mode	41	0.047	5.688E-13	6.085E-15	2.371E-14	97%	99%	90%	2.53E-14	2.994E-13	5.594E-16	97%	69%	97%
MODAL	Mode	42	0.047	4.446E-14	7.507E-15	1.088E-14	97%	99%	90%	5.248E-14	4.429E-15	8.206E-16	97%	69%	97%
MODAL	Mode	43	0.047	4.335E-13	6.422E-18	1.393E-14	97%	99%	90%	1.013E-14	1.362E-13	5.025E-15	97%	69%	97%
MODAL	Mode	44	0.047	4.712E-13	4.28E-14	7.014E-14	97%	99%	90%	2.822E-14	2.119E-13	1.831E-14	97%	69%	97%
MODAL	Mode	45	0.047	0.000007827	4.932E-11	0.000006733	97%	99%	90%	3.582E-12	4.206E-09	3.337E-11	97%	69%	97%
MODAL	Mode	46	0.047	0.00002759	8.035E-11	3.506E-07	97%	99%	90%	1.209E-11	0.00039	1.192E-08	97%	69%	97%
MODAL	Mode	47	0.046	0.00017	7.86E-08	0.00783	97%	99%	91%	3.938E-09	0.000005762	1.059E-10	97%	69%	97%
MODAL	Mode	48	0.044	1.331E-08	0.00003118	4.524E-08	97%	99%	91%	3.216E-07	3.323E-10	1.571E-08	97%	69%	97%
MODAL	Mode	49	0.044	0.00008037	0.000001629	0.00146	97%	99%	91%	2.008E-08	0.000002328	3.048E-10	97%	69%	97%
MODAL	Mode	50	0.040	4.254E-09	0.00043	5.121E-07	97%	99%	91%	0.00303	9.086E-09	0.000008036	97%	69%	97%

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 RFI DTC INC PO SP IFS 001 A § 1.4.2.4., 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.

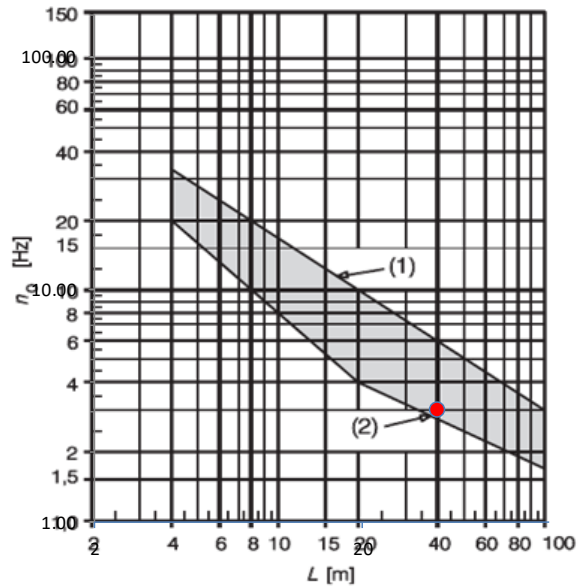
L	38	<i>m</i>
----------	-----------	----------

δ_0	33.6	<i>mm</i>
N_0	3.06	<i>Hz</i>

δ_0 è la freccia in mezzeria dovuta alle azioni permanenti

N_0 è la prima frequenza naturale flessionale del ponte

(1)	6.24	<i>Hz</i>
(2)	2.74	<i>Hz</i>



(1) Limite superiore della frequenza naturale

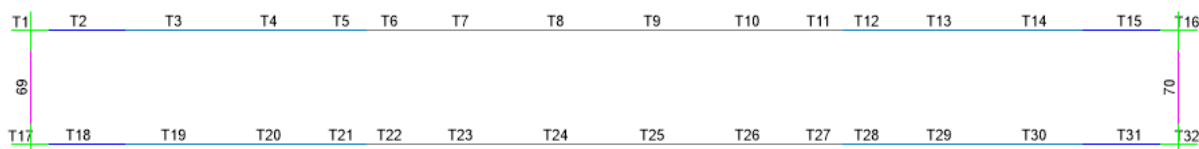
(2) Limite inferiore della frequenza naturale

6.4 VERIFICHE SLU

Si riportano di seguito le sollecitazioni flettenti e taglianti per le travi più sollecitate costituenti l'impalcato per le 3 fasi di carico.

6.4.1 VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI

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



SEZIONI EFFICACI:

Si riduce la sezione resistente della piattabanda superiore per i conchi "iniziale" ed "laterale" come indicato al paragrafo 6, solo in fase 1 (soletta non reagente).

Si riduce la sezione resistente dell'anima per i conchi "centrale" e "laterale" come indicato al paragrafo 6, 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										15220.36
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3	
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
T1	0	fase1	Combination	0	-6.14E-13	-1.80E-14	-3.36E-15	-4.80E-15	1.47E-11	
T2	0	fase1	Combination	293.168	-1580.88	-2.003	-0.0596	-0.3688	-45.4785	
T3	0	fase1	Combination	13.908	-1346.27	1.071	-0.0488	5.6684	4611.686	
T4	0	fase1	Combination	18.756	-1077.09	0.944	-0.0404	2.2357	8407.195	
T5	0	fase1	Combination	21.946	-807.912	-0.196	-0.0187	-0.7639	11381.35	
T6	0	fase1	Combination	21.946	-676.297	-0.196	-0.0187	-0.4519	12565.01	
T7	0	fase1	Combination	23.055	-537.854	-0.048	-0.0155	-0.1506	13517.58	
T8	0	fase1	Combination	24.578	-266.928	0.056	-0.0099	-0.0083	14791.61	
T9	0	fase1	Combination	24.578	4.001	-0.056	0.0099	-0.1845	15220.36	
T10	0	fase1	Combination	23.055	274.927	0.048	0.0155	0.002	14803.81	
T11	0	fase1	Combination	21.946	545.872	0.196	0.0187	-0.1447	13524.41	
T12	0	fase1	Combination	21.946	676.297	0.196	0.0187	-0.4519	12565.01	
T13	0	fase1	Combination	18.756	815.923	-0.944	0.0404	-0.751	11402.89	
T14	0	fase1	Combination	13.908	1085.098	-1.071	0.0488	2.2778	8459.32	
T15	0	fase1	Combination	244.703	1324.418	2.003	0.0596	6.1034	4651.292	
T16	0	fase1	Combination	-4.91E-12	-47.419	2.04E-14	-1.08E-16	-3.00E-16	-14.2258	

Mmax. (fase I) = **15520** kN*m

Tmax. (fase I) = **1581** KN

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

TABLE: Element Forces - Frames					2582.17	-2582.17				26928.65
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3	
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
T1	0 fase2		Combination	6.14E-11	3.97E-12	9.33E-14	-1.61E-14	-3.33E-15	2.18E-11	
T2	0 fase2		Combination	-7735.963	-2582.17	3.213	-2.8946	0.7478	7153.817	
T3	0 fase2		Combination	-7985.519	-1313.766	-0.013	-0.1297	-0.1466	15441.13	
T4	0 fase2		Combination	-7989.39	-1021.821	4.785	-0.4274	7.6839	19560.33	
T5	0 fase2		Combination	-7989.502	-729.869	1.505	-0.1697	1.8343	22781.78	
T6	0 fase2		Combination	-7989.502	-729.869	1.505	-0.1697	-0.5664	23945.92	
T7	0 fase2		Combination	-7989.378	-437.913	1.141	-0.1085	1.6573	25088.88	
T8	0 fase2		Combination	-7989.956	-145.971	0.869	-0.0669	1.0852	26466.65	
T9	0 fase2		Combination	-7989.956	145.971	-0.869	0.0669	-1.6644	26928.65	
T10	0 fase2		Combination	-7989.378	437.913	-1.141	0.1085	-1.9538	26474.87	
T11	0 fase2		Combination	-7989.502	729.869	-1.505	0.1697	-2.9295	25091.82	
T12	0 fase2		Combination	-7989.502	729.869	-1.505	0.1697	-0.5664	23945.92	
T13	0 fase2		Combination	-7989.39	1021.821	-4.785	0.4274	-7.4601	22794.39	
T14	0 fase2		Combination	-7985.519	1313.766	0.013	0.1297	-0.1066	19599.2	
T15	0 fase2		Combination	-7735.963	2582.17	-3.213	2.8946	-9.5356	15417.01	
T16	0 fase2		Combination	3.38E-11	4.35E-12	-4.26E-14	0	4.13E-14	2.66E-11	

Mmax. (fase II) = **26928.6** kN*m

Tmax. (fase II) = **2582** 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					2300.08	-179.29				19983.97
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	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	2.73E-12	2.216E-13	1.36E-12	0	3.84E-13	-4.1E-13
T2	0 INVILUPPO_SLU		Combination	Max	569.761	-179.291	-116.351	-43.656	4.0301	277.9794
T3	0 INVILUPPO_SLU		Combination	Max	1486.914	-128.275	-196.151	17.1329	-294.544	6812.535
T4	0 INVILUPPO_SLU		Combination	Max	2038.79	-91.05	-146.663	-3.5614	-207.621	11660.57
T5	0 INVILUPPO_SLU		Combination	Max	2451.047	38.266	-109.466	-1.6012	-138.142	15323.16
T6	0 INVILUPPO_SLU		Combination	Max	2451.047	38.266	-109.466	-1.6012	80.8632	16779.25
T7	0 INVILUPPO_SLU		Combination	Max	2731.73	212.022	-69.6	5.38	-62.9365	17884.03
T8	0 INVILUPPO_SLU		Combination	Max	2872.957	418.043	-12.61	16.4159	50.8289	19402.85
T9	0 INVILUPPO_SLU		Combination	Max	2877.446	657.924	63.783	33.4834	180.7023	19977.1
T10	0 INVILUPPO_SLU		Combination	Max	2743.083	934.216	156.404	55.0604	322.2017	19582.47
T11	0 INVILUPPO_SLU		Combination	Max	2468.835	1243.539	251.833	78.4106	467.3029	18222.97
T12	0 INVILUPPO_SLU		Combination	Max	2468.835	1243.539	251.833	78.4106	83.7961	16698.41
T13	0 INVILUPPO_SLU		Combination	Max	2061.201	1557.433	346.109	100.865	592.1828	15840.58
T14	0 INVILUPPO_SLU		Combination	Max	1508.498	1895.622	472.959	100.6334	781.8558	12398.79
T15	0 INVILUPPO_SLU		Combination	Max	620.184	2300.083	324.678	208.8521	1034.549	7255.366
T16	0 INVILUPPO_SLU		Combination	Max	0	6.565E-13	-5.2E-12	0	1.69E-12	7.04E-12

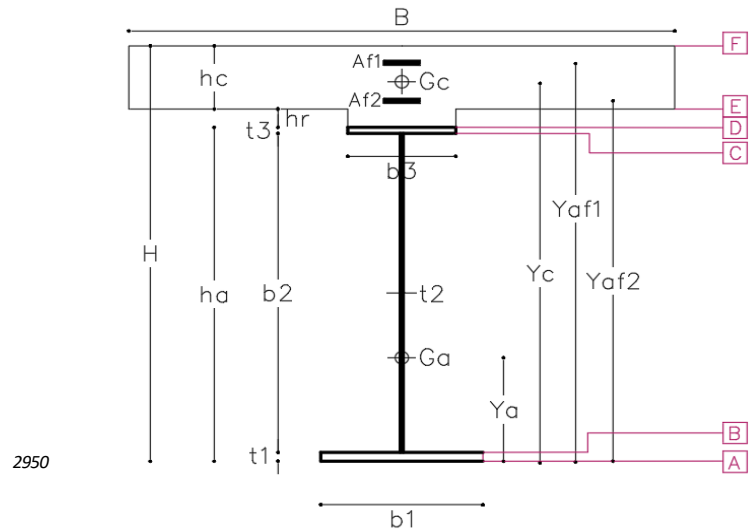
Mmax. (fase III) = **19984** kN*m

Tmax. (fase II) = **2300** kN

CONCIO MEZZERIA TRAVE (Tipo concio = centrale):

Dati sezione

Trave in acciaio			
schema statico		trave appoggiata	
H	3330	mm	altezza totale sezione
ha	2900	mm	altezza totale trave
b3	800	mm	lunghezza piattab sup
t3	40	mm	spessore piattab sup
b2	2820	mm	altezza anima
t2	20	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	144400	mm ²	area acciaio
Ja	2.09E+11	mm ⁴	inerzia acciaio
ya	1212	mm	baricentro trave
soletta			
hr	50	mm	altezza cls su ala
hc	380	mm	altezza cls
B	4850	mm	larghezza collaborante
Ac	1.88E+06	mm ²	area cls
yc	3135	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	10		ferri inf in un metro
φ2	20	mm	diametro ferri inf.
Af2	15237	mm ²	area armatura inf
if2	100	mm	interferro
cf	50	mm	copriferro
yaf1	3280	mm	baricentro ferri sup
yaf2	3010	mm	baricentro ferri inf



2950

n(L.T.)		n(B.T.)		BARICENTRI			
ya	1212	mm	baricentro trave	1125			
yg BT	2565	mm	sez a mom positivo	2576			
yg BT	1613	mm	sez a mom negativo				
yg LT	2177	mm	sez a mom positivo	2178			
yg LT	1613	mm	sez a mom negativo				
INERZIE							
Ja	2.09E+11	mm ⁴	inerzia sola trave	1.97E+11			
Ja+s	5.90E+11	mm ⁴	sez a mom positivo (BT)	5.87E+11			
Ja+f	3.23E+11	mm ⁴	sez a mom negativo (BT)				
Ja+s	4.80E+11	mm ⁴	sez a mom positivo (LT)	4.80E+11			
Ja+f	3.23E+11	mm ⁴	sez a mom negativo (LT)				
			sez. lorda				sez. efficace

Verifica

1) sezione a momento flettente positivo (cls reagente)

		FASE 1	FASE 2	FASE 3	
mom. Flett.	M ed	15220.4	26928.7	19984.0	kNm
taglio agente	T ed	338.1	364.9	621.8	kN

fibra	σ FASE 1	σ FASE 2	σ FASE 3	σ TOT	σ limite	verificato	tasso di lavoro
ferri sup	Af1	0.0	-61.8	-23.9	-85.8	391.3	0.22
ferri inf	Af2	0.0	-46.7	-14.8	-61.4	391.3	0.16
cls sup	F	0.0	-3.7	-4.1	-7.8	18.8	0.41
cls inf	E	0.0	-2.5	-2.0	-4.5	18.8	0.24
piattab sup	D	-137.1	-40.5	-11.0	-188.6	338.1	0.56
anima sup	C	-134.0	-38.3	-9.7	-182.0	338.1	0.54
anima inf	B	83.8	120.0	86.3	290.1	338.1	0.86
piattab inf	A	86.9	122.3	87.7	296.8	338.1	0.88

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

σ id TOT	σ limite	verificato
85.8	391.3	verificato
61.4	391.3	verificato
7.8	18.8	verificato
4.5	18.8	verificato
188.6	338.1	verificato
201.9	338.1	verificato
295.4	338.1	verificato
296.8	338.1	verificato

[Mpa] [Mpa]

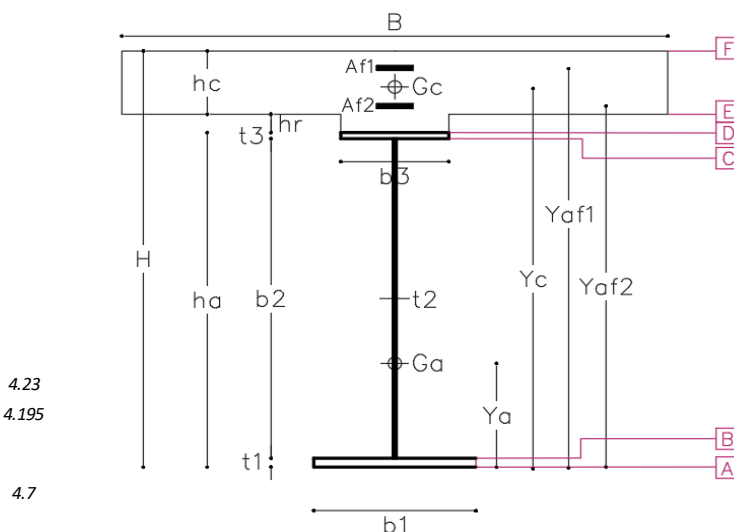
		τ FASE 1	τ FASE 2	τ FASE 3	τ TOT	τ limite	verificato	tasso di lavoro
anima	C, D	7.7	8.3	14.2	30.2	195.2	verificato	0.15

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

CONCIO laterale (Tipo concio = laterale):

Dati sezione

Trave in acciaio			
schema statico		trave appoggiata	
H	3330	mm	altezza totale sezione
ha	2900	mm	altezza totale trave
b3	800	mm	lunghezza piattab sup
t3	30	mm	spessore piattab sup
b2	2840	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	139840	mm ²	area acciaio
Ja	1.81E+11	mm ⁴	inerzia acciaio
ya	1265	mm	baricentro trave
soletta			
hr	50	mm	altezza cls su ala
hc	380	mm	altezza cls
B	4850	mm	larghezza collaborante
Ac	1.88E+06	mm ²	area cls
yc	3135	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	10		ferri inf in un metro
φ2	20	mm	diametro ferri inf.
Af2	15237	mm ²	area armatura inf
if2	100	mm	interferro
cf	50	mm	copriferro
yaf1	3280	mm	baricentro ferri sup
yaf2	3010	mm	baricentro ferri inf



4.23
4.195
4.7

n(L.T.)	n(B.T.)	BARICENTRI				
		ya	1265	mm	baricentro trave	1123
		y _G BT	2593	mm	sez a mom positivo	2560
		y _G BT	1665	mm	sez a mom negativo	
		y _G LT	2218	mm	sez a mom positivo	2070
		y _G LT	1665	mm	sez a mom negativo	
INERZIE						
		Ja	1.81E+11	mm ⁴	inerzia sola trave	1.60E+11
		Ja+s	5.33E+11	mm ⁴	sez a mom positivo (BT)	5.29E+11
		Ja+f	2.88E+11	mm ⁴	sez a mom negativo (BT)	
		Ja+s	4.33E+11	mm ⁴	sez a mom positivo (LT)	4.33E+11
		Ja+f	2.88E+11	mm ⁴	sez a mom negativo (LT)	
				sez. lorda		sez. efficace

Verifica

1) sezione a momento flettente positivo (cls reagente)

		FASE 1	FASE 2	FASE 3	
mom. Flett. taglio agente	M ed	12565.0	23945.9	16779.2	kNm
	T ed	1580.9	2582.2	2300.1	kN

fibra	σ FASE 1	σ FASE 2	σ FASE 3	σ TOT	σ limite	tasso di lavoro
ferri sup Af1	0.00	-66.97	-22.81	-89.8	391.3	verificato 0.23
ferri inf Af2	0.00	-52.02	-14.25	-66.3	391.3	verificato 0.17
cls sup F	0.00	-3.95	-3.93	-7.9	18.8	verificato 0.42
cls inf E	0.00	-2.76	-1.99	-4.7	18.8	verificato 0.25
piattab sup D	-139.39	-45.93	-10.76	-196.1	338.1	verificato 0.58
anima sup C	-137.04	-44.27	-9.81	-191.1	338.1	verificato 0.57
anima inf B	85.68	112.95	80.21	278.8	338.1	verificato 0.82
piattab inf A	88.03	114.61	81.16	283.8	338.1	verificato 0.84

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

σ id TOT	σ limite	
89.8	391.3	verificato
66.3	391.3	verificato
7.9	18.8	verificato
4.7	18.8	verificato
196.1	338.1	verificato
304.2	338.1	verificato
304.2	338.1	verificato
283.8	338.1	verificato

[Mpa] [Mpa]

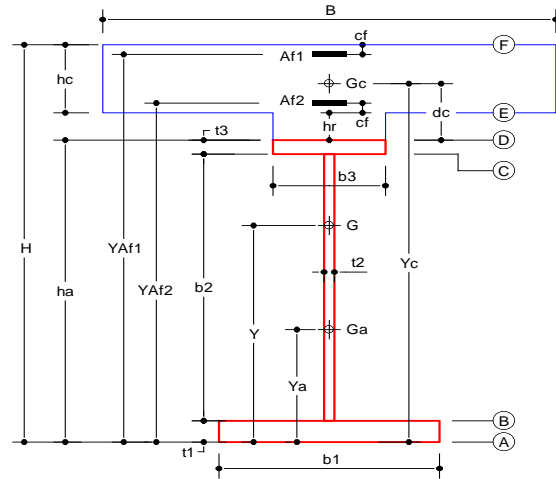
	τ FASE 1	τ FASE 2	τ FASE 3	τ TOT	τ limite	
anima C, D	27.4	44.8	39.9	112.2	195.2	verificato 0.57

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

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

Dati sezione

Trave in acciaio			
schema statico		trave appoggiata	
H	2230	mm	altezza totale sezione
ha	1800	mm	altezza totale trave
b3	800	mm	lunghezza piattab sup
t3	36	mm	spessore piattab sup
b2	1740	mm	altezza anima
t2	26	mm	spessore anima
b1	1400	mm	lunghezza piattab inf
t1	39	mm	spessore piattab inf
	2		NUMERO TRAVI
i	3.6	m	INTERASSE TRAVI
Aa	111240	mm ²	area acciaio
Ja	6.08E+10	mm ⁴	inerzia acciaio
ya	757	mm	baricentro trave
soletta			
hr	50	mm	altezza cls su ala
hc	380	mm	altezza cls
B	4850	mm	larghezza collaborante
Ac	1.88E+06	mm ²	area cls
yc	2035	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	10		ferri inf in un metro
φ2	20	mm	diametro ferri inf.
Af2	15237	mm ²	area armatura inf
if2	100	mm	interferro
cf	50	mm	copriferro
yaf1	2180	mm	baricentro ferri sup
yaf2	1910	mm	baricentro ferri inf



195

n(L.T.)		n(B.T.)		BARICENTRI			
ya	757	mm	baricentro trave	738			
y _G BT	1723	mm	sez a mom positivo	1723			
y _G BT	1086	mm	sez a mom negativo				
y _G LT	1483	mm	sez a mom positivo	1483			
y _G LT	1086	mm	sez a mom negativo				
INERZIE							
Ja	6.08E+10	mm ⁴	inerzia sola trave	5.87E+10			
Ja+s	2.03E+11	mm ⁴	sez a mom positivo (BT)	2.03E+11			
Ja+f	1.09E+11	mm ⁴	sez a mom negativo (BT)				
Ja+s	1.67E+11	mm ⁴	sez a mom positivo (LT)	1.67E+11			
Ja+f	1.09E+11	mm ⁴	sez a mom negativo (LT)				

sez. lorda

sez. efficace

Verifica

1) sezione a momento flettente positivo (cls reagente)

		FASE 1	FASE 2	FASE 3	
mom. Flett.	M ed	1380.8	9514.7	2238.3	kNm
taglio agente	T ed	1508.7	2582.2	2300.1	kN

	fibra	σ FASE 1	σ FASE 2	σ FASE 3	σ TOT	σ limite	tasso di lavoro
ferri sup	Af1	0.00	-39.75	-5.03	-44.8	391.3	verificato 0.11
ferri inf	Af2	0.00	-24.35	-2.06	-26.4	391.3	verificato 0.07
cls sup	F	0.00	-2.41	-0.90	-3.3	18.8	verificato 0.18
cls inf	E	0.00	-1.19	-0.22	-1.4	18.8	verificato 0.08
piattab sup	D	-24.97	-18.08	-0.85	-43.9	338.1	verificato 0.13
anima sup	C	-24.26	-16.37	-0.52	-41.1	338.1	verificato 0.12
anima inf	B	16.66	82.85	18.65	118.1	338.1	verificato 0.35
piattab inf	A	17.36	84.56	18.98	120.9	338.1	verificato 0.36

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

σ id TOT	σ limite	
44.8	391.3	verificato
26.4	391.3	verificato
3.3	18.8	verificato
1.4	18.8	verificato
43.9	338.1	verificato
133.8	338.1	verificato
177.6	338.1	verificato
120.9	338.1	verificato

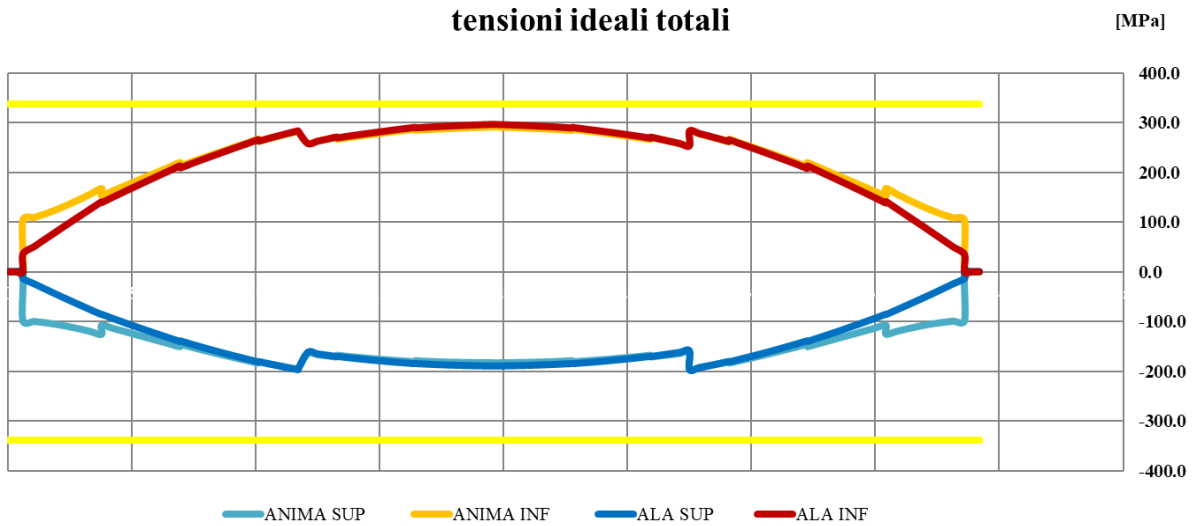
[Mpa] [Mpa]

		τ FASE 1	τ FASE 2	τ FASE 3	τ TOT	τ limite	
anima	C, D	16.7	28.5	25.4	70.6	195.2	verificato 0.36

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

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.

6.4.2 VERIFICHE DIAFRAMMI

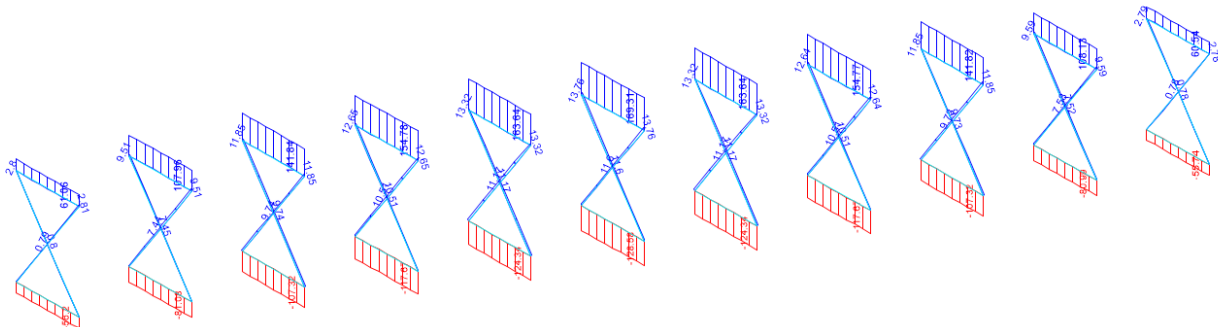
6.4.2.1 Diaframmi correnti

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

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.

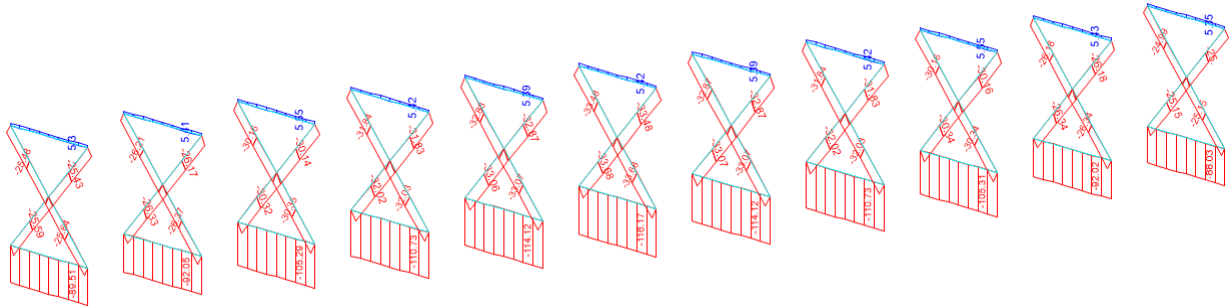
FASE 1



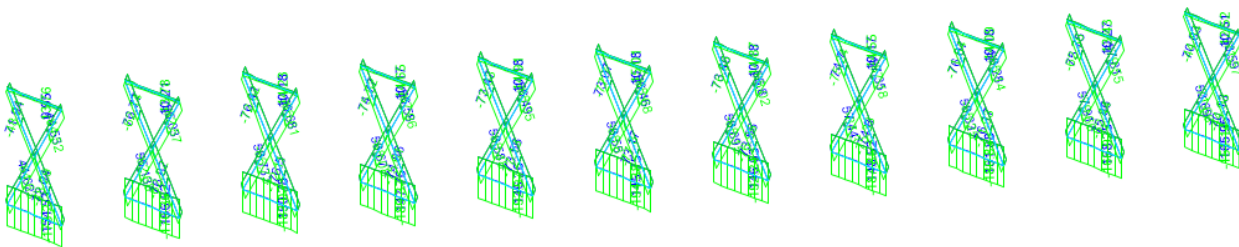
U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI
Impalcato a sezione mista L=40m (Lc=38m) singolo binario
RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO LOTTO FASE ENTE COD. DOC. PROG. REV. FOGLIO
RS3U 40 D 09 CL VI0007 001 B 38 di 64

FASE 2



FASE 3 (con coefficiente dinamico $\Phi 3$ dei trasversi, definito al cap. 4.2))



CORRENTI SUPERIORI

$N_{Ed T} = 185 \text{ kN}$

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

TRAZIONE			
$N_{Ed} =$	185	kN	sollecitazione agente
$f_{yk} =$	355	MPa	resistenza di calcolo
$f_{tk} =$	510	MPa	resistenza di calcolo
$\gamma_{m0} =$	1.05	-	coeff. SLU
$\gamma_{m2} =$	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
$N_{Ed} / N_{LRd} \leq 1$		✓	verifica soddisfatta

CORRENTI INFERIORI

$N_{Ed T} = 166 \text{ kN}$

$N_{Ed c} = -439 \text{ kN}$

La verifica a trazione risulta soddisfatta, vedasi verifica corrente sup.

Nel caso di verifica a compressione si ha:

Stabilità delle aste compresse - nel piano			
E =	210000	MPa	modulo elastico
N _{ed} =	439	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 piano			
E =	210000	MPa	modulo elastico
N _{ed} =	439	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			

DIAGONALI

N_{EdT} = 91 kN

N_{Edc} = -123 kN

La verifica a trazione risulta soddisfatta, vedasi verifica corrente sup.

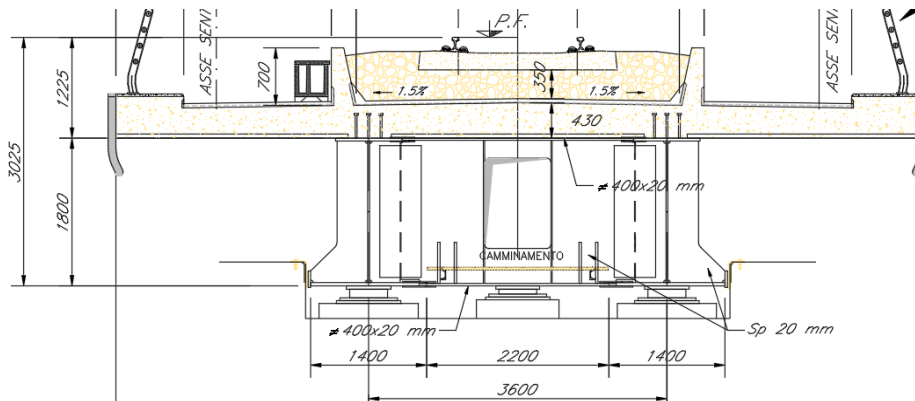
Nel caso di verifica a compressione si ha:

Stabilità delle aste compresse - nel piano			
E =	210000	MPa	modulo elastico
N _{ed} =	123	kN	sollecitazione agente
f _{yk} =	355	MPa	resistenza di calcolo
A =	3831	mm ²	area della sezione
L =	5400	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 =	0.50	OK	
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 =	2700	mm	lunghezza libera d'inflessione
N _{cr} =	1004466	N	carico critico euleriano
ν =	0.20		coeff di Poisson
non si possono trascurare i fenomeni di instabilità per aste compresse			
N _{b,Rd} =	645.4	kN	
N _{b,Rd} ≥ N _{ed} ✓ verifica soddisfatta			

Stabilità delle aste compresse - fuori piano			
E =	210000	MPa	modulo elastico
N _{ed} =	123	kN	sollecitazione agente
f _{yk} =	355	MPa	resistenza di calcolo
A =	3831	mm ²	area della sezione
L =	5400	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 =	0.32	OK	
φ =	2		
α =	0.34	TAB 4.2.VI	fattore di imperfezione
λ =	1.6		snellezza adimensionale
β =	1.00		riduz lugh libera d'inflessione
L ₀ =	5400	mm	lunghezza libera d'inflessione
N _{cr} =	551703	N	carico critico euleriano
ν =	0.20		coeff di Poisson
non si possono trascurare i fenomeni di instabilità per aste compresse			
N _{b,Rd} =	411.5	kN	
N _{b,Rd} ≥ N _{ed} ✓ verifica soddisfatta			

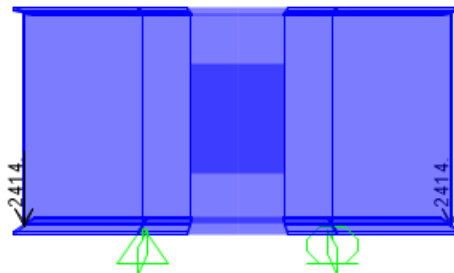
6.4.2.2 Diaframmi di testata

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 20mm e ali 400x20, passo d'uomo 800x900mm².

Carichi perm travi:



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

Verifica:



Si esegue la verifica direttamente nel software di calcolo combinando i carichi come da SLU

Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Flexural Details for Combo and Station)
Units : KN, m, C

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
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=0.033	eNy=0.000	eNz=0.000	

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

Impalcato a sezione mista L=40m (Lc=38m) singolo binario
RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	FASE	ENTE	COD. DOC.	PROG. REV.	FOGLIO
RS3U	40	D	09	CL VI0007	001 B	41 di 64

A=0.033	Iyy=0.021	iy=0.787	Wel,yy=0.023	Weff,yy=0.023
It=4.447E-06	Izz=2.139E-04	izz=0.080	Wel,zz=0.001	Weff,zz=0.001
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=1.800	Wpl,yy=0.026	Av,y=0.015
E=210000000.0	fy=355000.000	fu=510000.000	Wpl,zz=0.002	Av,z=0.033

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0.400	0.000	-3261.933	0.000	1.380	0.000	0.000

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.38)

D/C Ratio: 0.918 = 0.000 + 0.918 + 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)

BASIC FACTORS

Buckling Mode	K Factor	L Factor	Lcr/i
Major (y-y)	1.000	4.000	2.034
Major Braced	1.000	4.000	2.034
Minor (z-z)	1.000	4.000	19.933
Minor Braced	1.000	4.000	19.933
LTB	1.000	4.000	19.933

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd
	Force	Capacity	Capacity
Axial	0.000	11224.762	11224.762

	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
	11224.762	12191.040	574.405	574.405	1.000

Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.490	16633905.87	0.027	0.458	11224.762
MajorB (y-y)	c	0.490	16633905.87	0.027	0.458	11224.762
Minor (z-z)	c	0.490	173182.257	0.261	0.549	10877.397
MinorB (z-z)	c	0.490	173182.257	0.261	0.549	10877.397
Torsional TF	c	0.490	574.405	4.530	11.820	493.661

MOMENT DESIGN

	Med	Med,span	Mm,Ed	Meq,Ed
	Moment	Moment	Moment	Moment
Major (y-y)	-3261.933	-3261.933	-3261.795	-3261.822
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)	7718.123	7718.123	7718.123	7718.123
Minor (z-z)	361.604	361.604	361.604	

Compactness	Section Class	Flange Class	Web Class	Epsilon	Alpha	Psi
	Class 3	Class 3	Class 3	0.814	0.500	-1.000

LTB	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
	d	0.760	1.014	1.323	0.460	1.000	7887.058

Factors	Cmy	Cmz	CmLT	kyy	kyz	kzy	kzz
	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000

Come si evince dai tassi di lavoro, la verifica risulta soddisfatta.

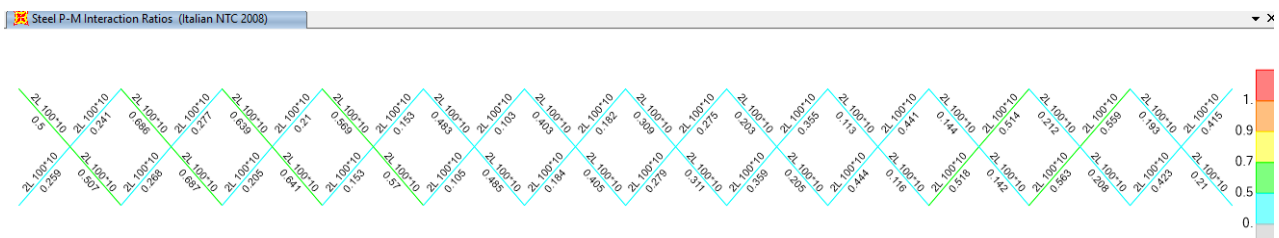
6.4.3 VERIFICA CONTROVENTI

6.4.3.1 Controventi superiori

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.

$$Q_w = 3.5 \text{ kN/m}^2$$

Si riporta la verifica effettuata direttamente con software di calcolo sap2000 che risulta soddisfatta come si evince dai tassi di lavoro riportati anche in tabella.



I profili sono tutti 2L100*10

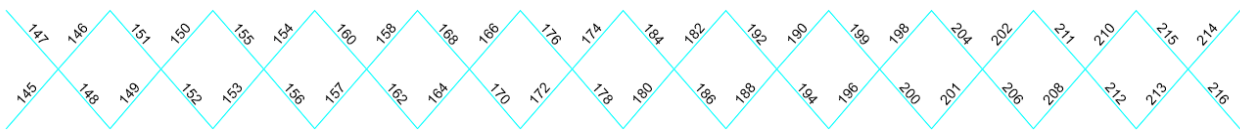


TABLE: Steel Design 1 - Summary Data - Italian NTC 2008

Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio
Text	Text	Text	Text	Unitless	Text	Text	Text	Text	Unitless
145	2L 100*10	Beam	No Messages	0.259	180	2L 100*10	Beam	No Messages	0.279
146	2L 100*10	Beam	No Messages	0.241	182	2L 100*10	Beam	No Messages	0.275
147	2L 100*10	Beam	No Messages	0.500	184	2L 100*10	Beam	No Messages	0.309
148	2L 100*10	Beam	No Messages	0.507	186	2L 100*10	Beam	No Messages	0.311
149	2L 100*10	Beam	No Messages	0.268	188	2L 100*10	Beam	No Messages	0.359
150	2L 100*10	Beam	No Messages	0.277	190	2L 100*10	Beam	No Messages	0.355
151	2L 100*10	Beam	No Messages	0.686	192	2L 100*10	Beam	No Messages	0.203
152	2L 100*10	Beam	No Messages	0.687	194	2L 100*10	Beam	No Messages	0.205
153	2L 100*10	Beam	No Messages	0.205	196	2L 100*10	Beam	No Messages	0.444
154	2L 100*10	Beam	No Messages	0.210	198	2L 100*10	Beam	No Messages	0.441
155	2L 100*10	Beam	No Messages	0.639	199	2L 100*10	Beam	No Messages	0.113
156	2L 100*10	Beam	No Messages	0.641	200	2L 100*10	Beam	No Messages	0.116
157	2L 100*10	Beam	No Messages	0.153	201	2L 100*10	Beam	No Messages	0.518
158	2L 100*10	Beam	No Messages	0.153	202	2L 100*10	Beam	No Messages	0.514
160	2L 100*10	Beam	No Messages	0.569	204	2L 100*10	Beam	No Messages	0.144
162	2L 100*10	Beam	No Messages	0.570	206	2L 100*10	Beam	No Messages	0.142
164	2L 100*10	Beam	No Messages	0.105	208	2L 100*10	Beam	No Messages	0.563
166	2L 100*10	Beam	No Messages	0.103	210	2L 100*10	Beam	No Messages	0.559
168	2L 100*10	Beam	No Messages	0.483	211	2L 100*10	Beam	No Messages	0.212
170	2L 100*10	Beam	No Messages	0.485	212	2L 100*10	Beam	No Messages	0.208
172	2L 100*10	Beam	No Messages	0.184	213	2L 100*10	Beam	No Messages	0.423
174	2L 100*10	Beam	No Messages	0.182	214	2L 100*10	Beam	No Messages	0.415
176	2L 100*10	Beam	No Messages	0.403	215	2L 100*10	Beam	No Messages	0.193
178	2L 100*10	Beam	No Messages	0.405	216	2L 100*10	Beam	No Messages	0.210

6.4.3.2 Controventi inferiori

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

$$N_{EdT} = 223 \text{ kN}$$

$$N_{Edc} = -190 \text{ kN}$$

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

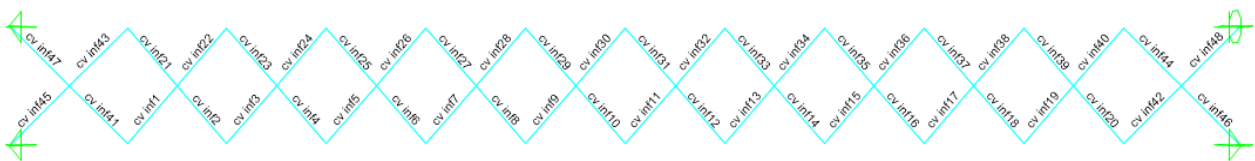
Gli elementi di controvento saranno collegati attraverso bullonatura tra le ali dei profili ad L e un'apposita piastra da prevedersi in corrispondenza delle piattabande inferiori delle travi. Pertanto, lo sforzo assiale estratto da modello dovrà essere applicato al profilo, per le verifiche con un'eccentricità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

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

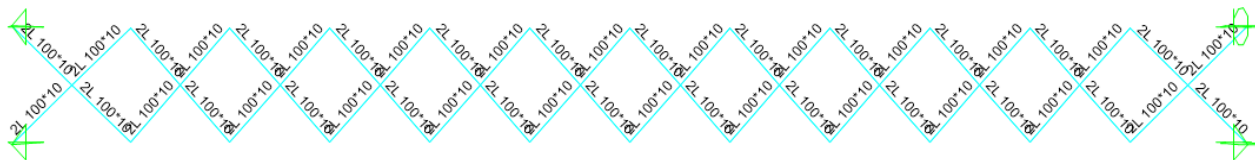
$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} A \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z M_{y,Sd}}{W_{pl,z} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

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

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



I profili sono tutti 2L100x10



U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI
Impalcato a sezione mista L=40m (Lc=38m) singolo binario
RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO LOTTO FASE ENTE COD. DOC. PROG. REV.

RS3U 40 D 09 CL VI0007 001 B

FOGLIO

44 di 64

Stabilità delle aste compresse yy

E =	210000	MPa	modulo elastico		
N _{ed} =	190.0	kN	sollecitazione agente		
f _{yk} =	355	MPa	resistenza di calcolo		
A =	3831	mm ²	area della sezione		
L =	4800	mm	lunghezza dell'asta		
J =	3.53E+06	mm ⁴	inerzia della sezione		
γ _{m1} =	1.05	-	coeff. SLU		
A eff =	3831	mm ²	area efficace della sezione		
χ =	0.58	OK	dip da sezione e tipo di acciaio		
φ =	1.177				
α =	0.34	TAB 4.2.VI	fattore di imperfezione		
λ =	1.035		snellezza adimensionale		
β =	0.50		riduz lugh libera d'inflessione		
L ₀ =	2400	mm	lunghezza libera d'inflessione	μ y	-1.056
N _{cr} =	1270198	N	carico critico euleriano	Wply (cm ³)	90.5
ν =	0.20		coeff di Poisson	Wely (cm ³)	50.1
non si possono trascurare i fenomeni di instabilità per aste compresse				κ y	1.257
N _{b,Rd} =	744.9	kN			
N _{b,Rd} ≥ N _{ed}			✓	verifica soddisfatta	

Stabilità delle aste compresse zz

E =	210000	MPa	modulo elastico		
N _{ed} =	190.0	kN	sollecitazione agente		
f _{yk} =	355	MPa	resistenza di calcolo		
A =	3831	mm ²	area della sezione		
L =	4800	mm	lunghezza dell'asta		
J =	7.76E+06	mm ⁴	inerzia della sezione		
γ _{m1} =	1.05	-	coeff. SLU		
A eff =	3831	mm ²	area efficace della sezione		
χ =	0.78	OK	dip da sezione e tipo di acciaio		
φ =	0.828				
α =	0.34	TAB 4.2.VI	fattore di imperfezione		
λ =	0.698		snellezza adimensionale		
β =	0.50		riduz lugh libera d'inflessione		
L ₀ =	2400	mm	lunghezza libera d'inflessione	μ z	-0.5399918
N _{cr} =	2792276	N	carico critico euleriano	Wplz (cm ³)	117.8
ν =	0.20		coeff di Poisson	Welz (cm ³)	68.6
non si possono trascurare i fenomeni di instabilità per aste compresse				κ z	1.0961
N _{b,Rd} =	1016.6	kN			
N _{b,Rd} ≥ N _{ed}			✓	verifica soddisfatta	

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

Impalcato a sezione mista L=40m (Lc=38m) singolo binario

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO LOTTO FASE ENTE COD. DOC. PROG. REV.

RS3U 40 D 09 CL VI0007 001 B

FOGLIO

45 di 64

Stabilità delle travi inflesse

E =	210000	MPa	modulo elastico
M _{ed} =	3.80	kNm	max momento flettente di calcolo
f _{yk} =	355	MPa	resistenza di calcolo
γ _m =	1.05		coeff. SLU
f _{yd} =	338	MPa	resistenza di progetto
W _y =	49220	mm ³	modulo res
χ _{LT} =	0.975		dip da sezione e tipo di acciaio
f =	1.00		
φ =	0.55		
β =	1.00	min 0.75	riduz lugh libera d'inflessione
λ _{LT} =	0.270		snellezza adimensionale
k _c =	1.00	<u>TAB 4.2.VIII</u>	
M _{cr} =	2.40E+08	Nmm	mom critico el di instab torsionale
λ _{LT,0} =	0.2	max 0.4	
α =	0.34	<u>TAB 4.2.VI</u>	fattore di imperfezione
M _{bRd} =	16.23	kNm	momento resistente
<i>M_{bRd} ≥ M_{ed}</i>			✓ verifica soddisfatta

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

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

INSTABILITA'

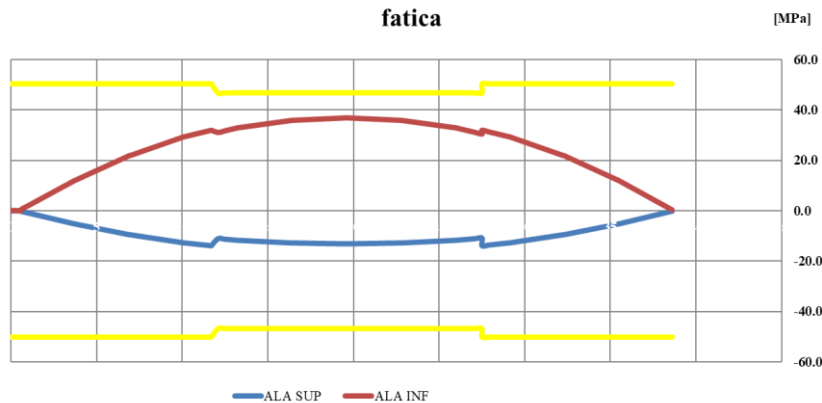
I termine II termine III termine

$$0.255 \quad + \quad 0.228 \quad + \quad 0.010 \quad = \quad \mathbf{0.494}$$

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 mezzeria:

Le caratteristiche geometriche utilizzate sono le medesime cui si è fatto riferimento per le verifiche di resistenza.

		FATICA	
Mom.flett	Med	12569.1	kNm
Taglio	Ted	1238.6	kN

	p.to	ks	σd	σ	σ*λ	σ limite	tasso di lavoro
piattab sup	D	0.89	71	-8.0	-5.1	46.8	verificato 0.11
anima sup	C	0.89	71	-7.1	-4.5	46.8	verificato 0.10
anima inf	B	0.89	71	54.8	35.0	46.8	verificato 0.75
piattab inf	A	0.89	71	55.6	35.6	46.8	verificato 0.76

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

	p.to	ks	τd	τ	τ	τ limite	
anima	B, C	1.00	80.0	28.2	28.2	59.3	verificato 0.00

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

λ = 0.64

$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4$	
λ ₁	= 0.64
λ ₂	= 1
λ ₃	= 1
λ ₄	= 1
σ _{MAX} [MPa]	= 55.6
τ _{MAX} [MPa]	= 28.2

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

σ _{MAX} * λ [MPa] =	35.6	<	46.8	= σ _{red} /γm [MPa]
verifica soddisfatta				

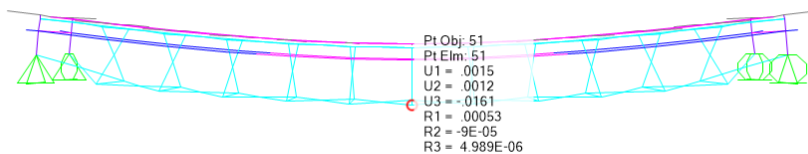
6.6 VERIFICHE SLE

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

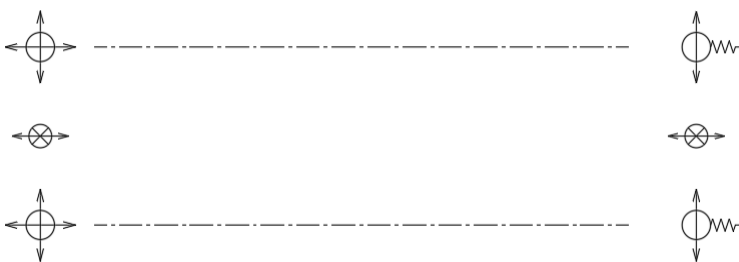
Abbassamento 16.1 mm < $L/1000 = 38$ mm








6.7 REAZIONI AGLI APPOGGI

6.7.1 SCHEMA APPOGGI

Lo schema dei vincoli della travata metallica è il seguente:

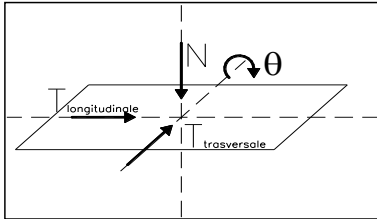


	MD	APP. D'APPOG. MULTIDIREZIONALE -calotta sferica
	F-RV	APP. D'APPOG. FISSO A RIGIDEZZA VARIABILE -calotta sferica
	UT-RV	APP. D'APPOG. UNIDIREZIONALE TRASVERSALE A RIGIDEZZA VARIABILE -calotta sferica
	UL-RV	APP. D'APPOG. UNIDIREZIONALE LONGITUDINALE -calotta sferica
	HL	VINCOLO MECCANICO PER SOLI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

SCHEMA APPOGGI

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	1246	1246	-	-	-	-	-
1.2		permanenti	1169	1169	-	-	-	-	-
1.3		precompressione	-	-	-	-	-	-	-
1.4		ritiro e viscosità	-	-	-	-	-	-	-
2.1	variabili Q	treni di carico	1410	0	-	-	-	-	-
2.2		veicoli speciali	-	-					
2.3		forza centrifuga	208	-208					
2.4		avviamento e frenatura	26	-26					
2.5		serpeggio	53	-53					
2.6		folia	-	-					
2.7		vento sulla struttura	441	-441					
2.8		vento sulla struttura e sui treni di carico	745	-745					
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	6977	-					
5.2		Nmin	-	1938					
5.3		Tl max		-					
5.4		Tt max		-					

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI
Impalcato a sezione mista L=40m (Lc=38m) singolo binario
RELAZIONE DI CALCOLO

 PROGETTO LOTTO FASE ENTE COD. DOC. PROG. REV. FOGLIO
 RS3U 40 D 09 CL VI0007 001 B 49 di 64

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

VN (anni)	75
Cu	1.5

luce (m)	40
-----------------	-----------

PP+ soletta+ predalles	G1 (kN)	4985
perm + fonoass	G2 (kN)	4674
0,2 traffico	Q (kN)	1280

	Masse (t)	Accelerazione m/s ² (Spettro elastico SLV)	Fo (kN)
Pesi propri	508	0.472 g	2353
Permanenti portati (include eventuali barriere a.r.)	476	0.472 g	2206
0,2 traffico	130	0.472 g	604
TOTALE			5163




AZIONE ORIZZONTALE SISMICA MAX 1 app

2943

VALORE APPROSSIMATO

3000

Si considerano come azioni di progetto 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	40	9.7	1	2	7000	3000	7000	3000

Non si è tenuto conto per la massima azione sismica delle rigidezze delle sottostrutture.

7. EFFETTI LOCALI

Sezione mista acc-clc: 2 travi alte 2.9m 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

7.1.1.1 PESI PROPRI

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

7.1.1.2 PERMANENTI PORTATI

- Armamento + impermeab. + rialzo in curva = 16 kN/m²
- Cordoli +impermeabilizzazione = 5.3 kN/m²
- Muretto parabolast = 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

7.1.2.1 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		

7.1.2.2 FOLLA

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

7.1.2.3 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

7.1.2.4 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

$q_v = 250 * 1.1 / 1.60 = 171.88$ kN/m (carico verticale viaggiante al metro)

$q_t = c * q_v = 0.3 * 171.8 = 55$ kN/m (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:

$M_{torc} = q_t * b = 55 * (1.8 + 0.8 + 0.2) = 155$ kNm/m

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

7.1.2.5 DERAGLIAMENTO

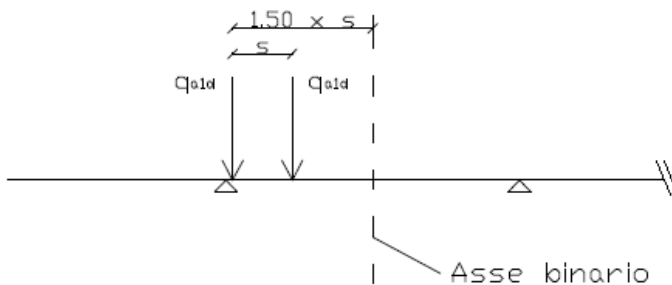
$s =$ distanza di scartamento = 1.435m

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

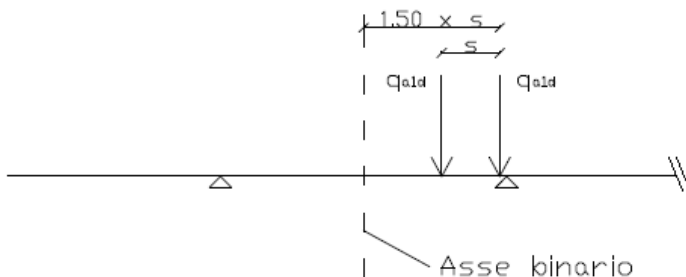
$q_{a1d} = 50$ kN/m asse di carico caso 1a e 1b (stesa di carico = 6.40 m)

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

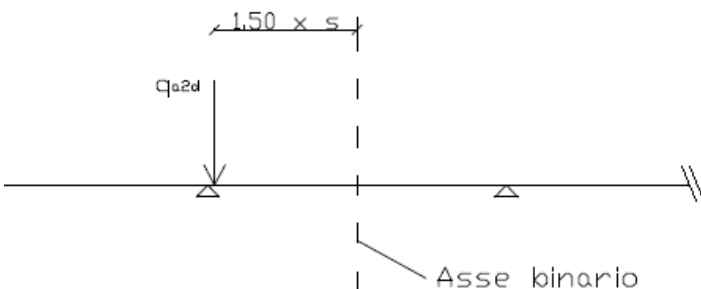
Caso 1a



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.

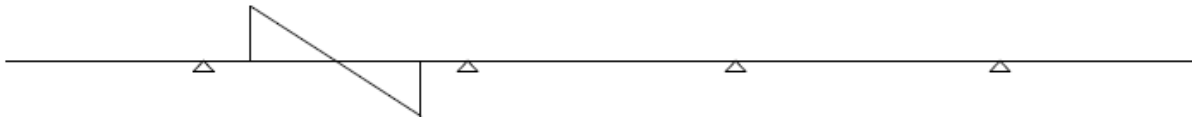
7.1.3 AZIONI CLIMATICHE

7.1.3.1 VENTO

Vento su barriera antirumore alta 4m: $q = 2.5 \text{ kN/m}^2$



Vento trasversale sul treno: v come calcolato di seguito:



$$v = \pm M_w/W = q_v \cdot (h/2) / (bL^2/6) = 21 \text{ kN/m}$$

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

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

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

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 ($\pm v$).

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
Gruppi di carico	g_{r1}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	g_{r2}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	g_{r3}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	g_{r4}	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	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.

- **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	0.73	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	0.73	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	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	1.5	1.5	0.9	0.9	0.9	0.9	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	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	1	1	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	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

S.L.E.frequente																	
VARIABILE PRINCIPALE: CARICHI	TRAFFICO								VENTO		TEMPERATURA						
	SW2				LM71				STR.		SW2			LM71			STR.
	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	0.8	0.8	0.8	0.8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
LM71	0	0	0	0	0.8	0.8	0.8	0.8	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Serp_SW2	0.8	0.8	0.4	0.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Serp_LM71	0	0	0	0	0.8	0.8	0.4	0.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0
F-A_SW2	0.4	0.4	0.8	0.8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
F-A_LM71	0	0	0	0	0.4	0.4	0.8	0.8	0	0	0	0	0	0	0	0	0
centrifuga_SW2	0.8	0.8	0.4	0.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
centrifuga_LM71	0	0	0	0	0.8	0.8	0.4	0.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Eff_aerodinamici	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0	0	0.0	0.0	0	0.0	0.0	0	0
Vento_scarico	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0.5	0	0	0	0	0	0	0
Vento_carico	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Temp_SLU	0	0.5	0	0.5	0	0.5	0	0.5	0	0.5	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	1

S.L.E. quasi permanente																	
VARIABILE PRINCIPALE: CARICHI	TRAFFICO								VENTO		TEMPERATURA						
	SW2				LM71				STR.		SW2			LM71			STR.
	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	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
LM71	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Serp_SW2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Serp_LM71	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
F-A_SW2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
F-A_LM71	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
centrifuga_SW2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
centrifuga_LM71	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Eff_aerodinamici	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Vento_scarico	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Vento_carico	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Temp_SLU	0	0.5	0	0.5	0	0.5	0	0.5	0	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5

7.3 VERIFICHE DI RESISTENZA

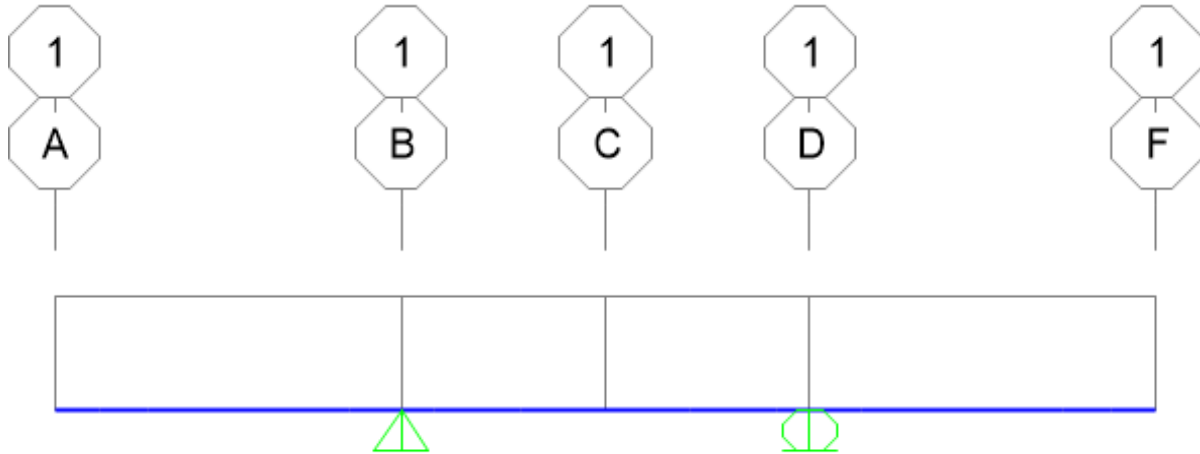


Figura 6 _Schema soletta

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

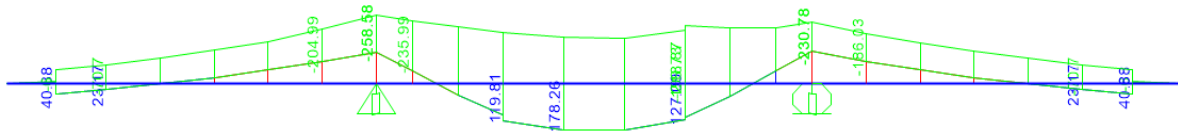


Figura 7 _Involuppo sollecitazioni flettenti (S.L.U.)

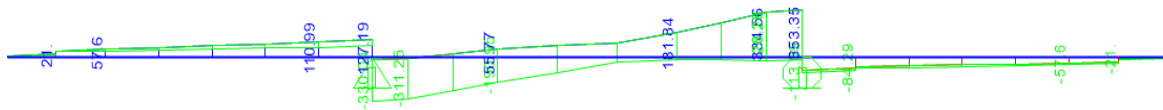


Figura 8 _Involuppo sollecitazioni taglianti (S.L.U.)

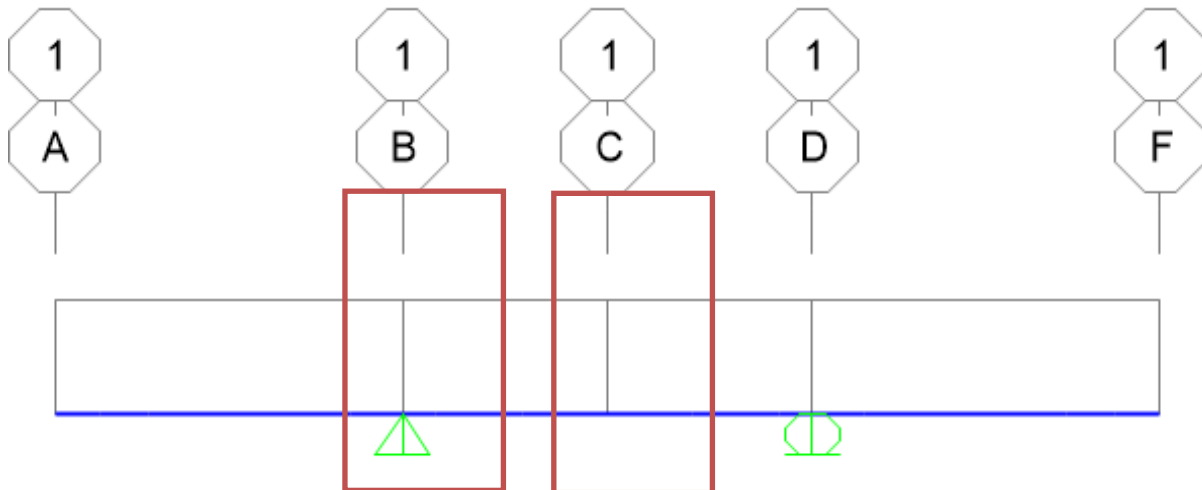


Figura 9 _Sezioni di verifica

• **SEZIONE APPOGGI B, D:**

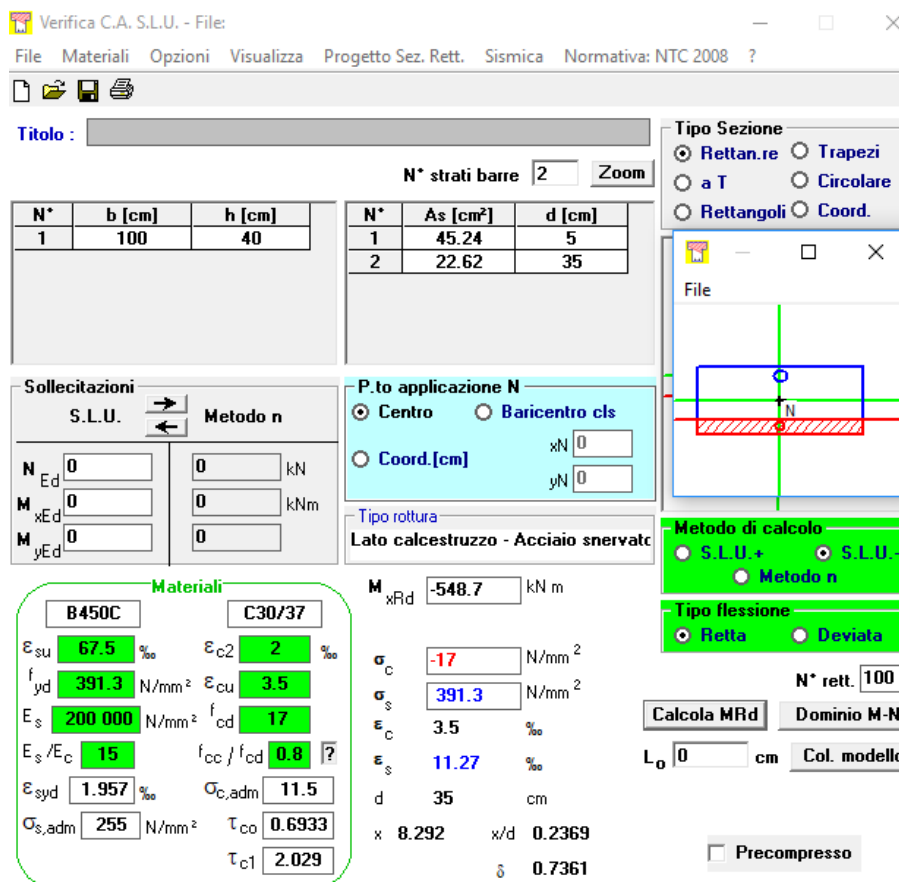
Verifica a flessione

Mmax (-) = -258.6 kNm

Tmax (-) = 354 kN

Ferri sup: **Φ24/10**

Ferri inf: **Φ24/20**



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	40	1	45.24	5
			2	22.62	35

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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 ‰ σ_{c,adm} 11.5 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

M xRd -548.7 kN m
 σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 11.27 ‰
 d 35 cm
 x 8.292 x/d 0.2369
 δ 0.7361

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

La verifica risulta soddisfatta.

• **SEZIONE CAMPATA BD**

Verifica a flessione

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

Ferri sup: **Φ24/10**

Ferri inf: **Φ24/20**

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

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

TITOLO :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	43

N°	As [cm²]	d [cm]
1	45.24	5
2	22.62	38

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 312.4 kN m

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

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

Precompresso

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
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8
ε _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm}	11.5
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0.6933
		τ _{c1}	2.029

La verifica risulta soddisfatta.

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:

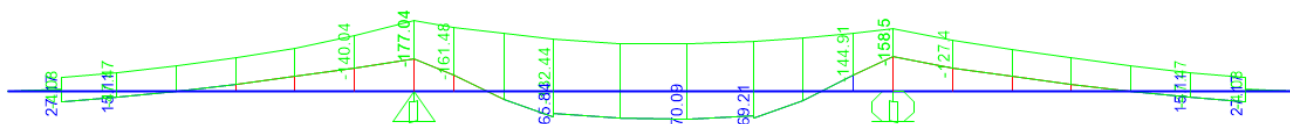


Figura 10 _Soll. Flettenti SLE Combinazione rara

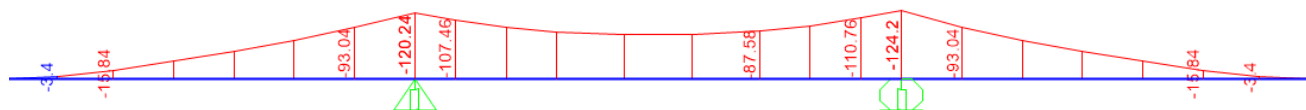


Figura 11 _ Soll. Flettenti SLE Combinazione quasi permanente

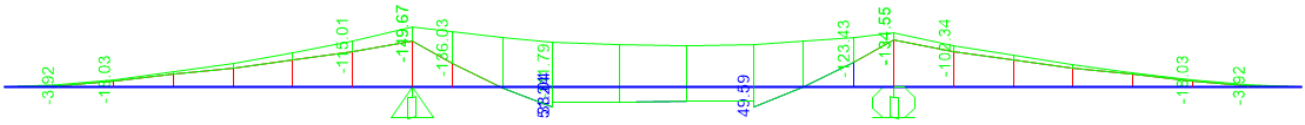


Figura 12 _ Soll. Flettenti SLE Combinazione frequente

• Sezione M(-)

RARA

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
kNm	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

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
kNm	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

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
kNm	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=40m (Lc=38m) singolo binario
RELAZIONE DI CALCOLO

 PROGETTO LOTTO FASE ENTE COD. DOC. PROG. REV. FOGLIO
 RS3U 40 D 09 CL VI0007 001 B 63 di 64

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

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.