

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA

QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO – PAVIA

FASE1 – TRATTA MILANO ROGOREDO- PIEVE EMANUELE

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

OPERE PRINCIPALI - PONTI E VIADOTTI

VI01 – PONTE SUL LAMBRO MERIDIONALE

Relazione di calcolo impalcato in acciaio-cls.

SCALA:

-

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

N M 0 Z 1 0 D 0 9 C L V I 0 1 0 7 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato
A	Emissione definitiva	L.Genca 	Dic. 2018	F.Bonifacio 	Dic. 2018	S.Borelli 	Dic. 2018	A. Vozzi Dicembre

ITALFERR S.p.A.
U.O. Opere Civili e Gestione delle Varianti
Dott. Ing. Angelo Vittorzi
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
N° A20783

File: NM0Z10D09CLVI0107001A.docx

n. Elab.:

INDICE

1. PREMESSA	4
1.1 ESECUZIONE DEL MANUFATTO	4
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	5
3. MATERIALI IMPIEGATI	6
4. MODELLO DI CALCOLO.....	7
5. ANALISI DEI CARICHI UNITARI	10
5.1 CARICHI PERMANENTI.....	10
5.1.1 Pesi propri (G1).....	10
5.1.2 Carichi permanenti portati (G2).....	10
5.2 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI	11
5.2.1 Treni di carico.....	11
5.2.2 Azioni orizzontali	14
5.2.2.1 Serpeggio	14
5.2.2.2 Avviamento e frenatura.....	15
5.2.2.3 Forza centrifuga.....	15
5.3 AZIONI CLIMATICHE	16
5.3.1 Variazione termica	16
5.3.2 Azione della neve.....	16
5.3.3 Azione del vento	16
5.4 AZIONI ECCEZIONALI	18
5.5 AZIONI INDIRETTE	19
5.6 AZIONI SISMICHE.....	19
5.7 COMBINAZIONI DI CARICO	22
6. SEZIONI ELEMENTI IMPALCATO	23
6.1 TRAVI DI IMPALCATO	23
6.2 CONTROVENTI INFERIORI.....	26
6.3 CONTROVENTI SUPERIORI	27
7. ANALISI MODALE.....	28
7.1 VERIFICA DELLA PRIMA FREQUENZA FLESSIONALE.....	29
8. VERIFICHE SLU	30
8.1 VERIFICHE DI RESISTENZA TRAVI PRINCIPALI	30
8.2 VERIFICHE DI RESISTENZA TRAVERSI.....	35

9. VERIFICHE A FATICA TRAVI PRINCIPALI.....	40
10. VERIFICHE SLE.....	42
10.1 VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ	42
11. REAZIONI AGLI APPOGGI.....	43
11.1 SCHEMA APPOGGI	43
11.2 REAZIONI APPOGGI.....	44
12. SOLETTA D'IMPALCATO	48
12.1 VERIFICA DELLA SOLETTA.....	48
12.1.1 Analisi dei carichi	48
12.1.1.1 CARICHI PERMANENTI PORTATI	48
12.1.1.2 TRAFFICO.....	48
12.1.1.3 FOLLA.....	48
12.1.1.4 SERPEGGIO.....	49
12.1.1.5 DERAGLIAMENTO.....	49
12.1.1.6 VENTO.....	50
12.1.2 Combinazione dei carichi.....	51
12.1.3 Verifiche di resistenza.....	54
12.1.4 Verifiche S.LE.	58
13. APPENDICE.....	61
13.1 VALIDAZIONE MODELLO DI CALCOLO	61
13.1.1 Carichi.....	61
13.1.2 Modello semplificato	62

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 40.8 m. Le travate presentano un pacchetto P.F.-sottotrave pari a 4.04 m con altezza travi metalliche pari a 2.81 m. L'impalcato comprende nella piattaforma due binari ed è composto da 4 travi metalliche a interasse 2.8m irrigidite da traversi composti da angolari accoppiati.

Sono stati previsti controventi superiori ed inferiori in corrispondenza dei campi laterali e anche nei campi centrali nelle zone di testata così da irrigidirle anche in previsione delle fasi di montaggio.

Gli apparecchi d'appoggio, in acciaio-teflon, rispettano la "Specificazione per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la posa in opera dei dispositivi di vincolo e dei coprigiunti negli impalcati ferroviari e nei cavalcavia".

1.1 ESECUZIONE DEL MANUFATTO

Ciascuna trave è costituita da due tipologie di conci saldati a piena penetrazione (o in alternativa bullonati).

Si prevede di realizzare un varo di punta con avambecco.

La soletta in cemento armato sarà gettata in opera. Si prevede l'utilizzo di predalles prefabbricate autoportanti in c.a.. Le coppelle saranno provviste di aree libere, in corrispondenza delle piattabande delle travi sottostanti, per il posizionamento dei connettori saldati.

Una volta disposte le coppelle sulla travata metallica si effettuerà prima la posa dell'armatura trasversale integrativa e dell'armatura longitudinale di ripartizione e quindi il getto a spessore definitivo.

2. NORMATIVE 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 14 gennaio 2008:** *Nuove norme tecniche per le costruzioni;*
- [N4] **C.M. 02/02/2009 n.617:** *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni;*
- [N5] **RFI DTC SI PS MA IFS 001 B:** *Manuale di progettazione delle Opere Civili. Emissione per applicazione del 22/12/2017;*
- [N6] **RFI DTC SI PS SP IFS 001 A del 30/12/2016:** *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:

- [N7] **UNI EN 1991-1-4:2005:** *Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento;*
- [N8] **UNI EN 1992-1-1:2005:** *Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;*
- [N9] **UNI EN 1992-2:2006:** *Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti;*
- [N10] **UNI EN 1993-1-1:2005:** *Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;*
- [N11] **UNI EN 1993-2:2007:** *Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti;*
- [N12] **UNI EN 1998-1:2005:** *Eurocodice 8 – Progettazione delle struttura per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;*
- [N13] **UNI EN 1998-2:2006:** *Eurocodice 8 – Progettazione delle struttura per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti;*
- [N14] **STI 2014 – REGOLAMENTO UE N.1299/2014 DELLA COMMISSIONE del 18 Novembre 2014** *relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione Europea.*

Tutti gli elementi lavorati dovranno essere controllati ed accettati in in accordo al capitolato generale tecnico delle opere civili di RFI "parte II sezione 6 e sezione 12" e alla uni en 1090-2 (classe di esecuzione exc4 eccetto camminamenti e grigliati per i quali, come previsto sull'appendice b, si può utilizzare la classe di esecuzione exc2).

3. MATERIALI IMPIEGATI

ACCIAIO

Acciaio secondo EN 10025, DM 14.1.2008 e Capitolato RFI

- lamiere e profili per elementi saldati S355J2
- lamiere e profili per elementi non saldati S355J0

PIOLI

ACCIAIO S 235 JR+ C450 ST37/3K $f_y \geq 350$ N/mm²

$f_m \geq 450$ N/mm² EN 13918

BULLONI:

- Viti classe 8.8 UNI EN ISO 898-1, UNI EN 14399-4
- Dadi classe 8 UNI EN 20898-2, UNI EN 14399-4
- Rosette Acciaio C 50 UNI EN 10083-2, temperato e rinvenuto HRC 32÷40, UNI EN 14399-6
- Piastrine Acciaio C 50 UNI EN 10083-2, temperato e rinvenuto HRC 32÷40, UNI EN 14399-6

GIOCO FORO BULLONE – STRUTTURE PRINCIPALI:

- 0.3 mm (compresa tolleranza della vite)

GIOCO FORO BULLONE – GRIGLIATI E STRUTTURE PROVVISORIE

- BULLONE FINO A M20 +1 mm (compresa tolleranza della vite)
- BULLONE OLTRE A M20 +1,5 mm (compresa tolleranza della vite)

SALDATURE:

Secondo: "CAPITOLATO GENERALE TECNICO DI APPALTO DELLE OPERE CIVILI" di RFI, (PARTE II – SEZIONE 12 PONTI, VIADOTTI, SOTTOVIA E CAVALCAVIA).

NOTE:

Approvvigionamento, collaudo e controllo delle lavorazioni di officina dei materiali, nonché controlli da eseguire durante l'accettazione provvisoria e montaggio in opera della struttura, in accordo al capitolato generale tecnico delle opere civili di RFI "parte II sezione 6 e sezione 12";

tutti gli elementi lavorati dovranno essere controllati ed accettati in in accordo al capitolato generale tecnico delle opere civili di RFI "parte II sezione 6 e sezione 12" e alla uni en 1090-2 (classe di esecuzione exc4 eccetto camminamenti e grigliati per i quali, come previsto sull'appendice b, si può utilizzare la classe di esecuzione exc2).

4. MODELLO DI CALCOLO

Per il calcolo delle sollecitazioni e per l'analisi strutturale sono stati realizzati dei modelli agli elementi finiti con il programma di calcolo SAP2000. L'analisi statica effettuata è di tipo elastico lineare e le verifiche sono state effettuate agli stati limite in conformità alle Normative Vigenti (§1.2).

Nello studio globale longitudinale dell'impalcato si sono utilizzati tre modelli le cui rigidzze 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 4 travi e da traversi 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 rigidzza 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".

Di seguito viene rappresentato il modello tridimensionale con il quale sono stati valutati gli effetti globali in termini di resistenza, di deformazione e di stabilità.

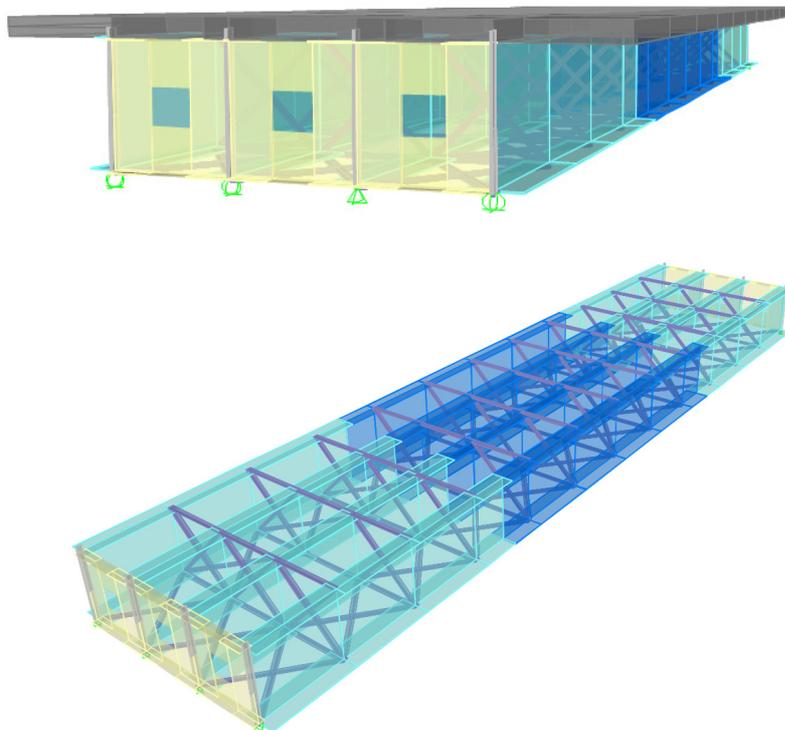


Figura 1. *Modello agli elementi finiti realizzato con programma di calcolo Sap2000*

Per la valutazione della **larghezza collaborante della soletta** sono state prese a riferimento le prescrizioni della Normativa Nazionale D.M.'08.

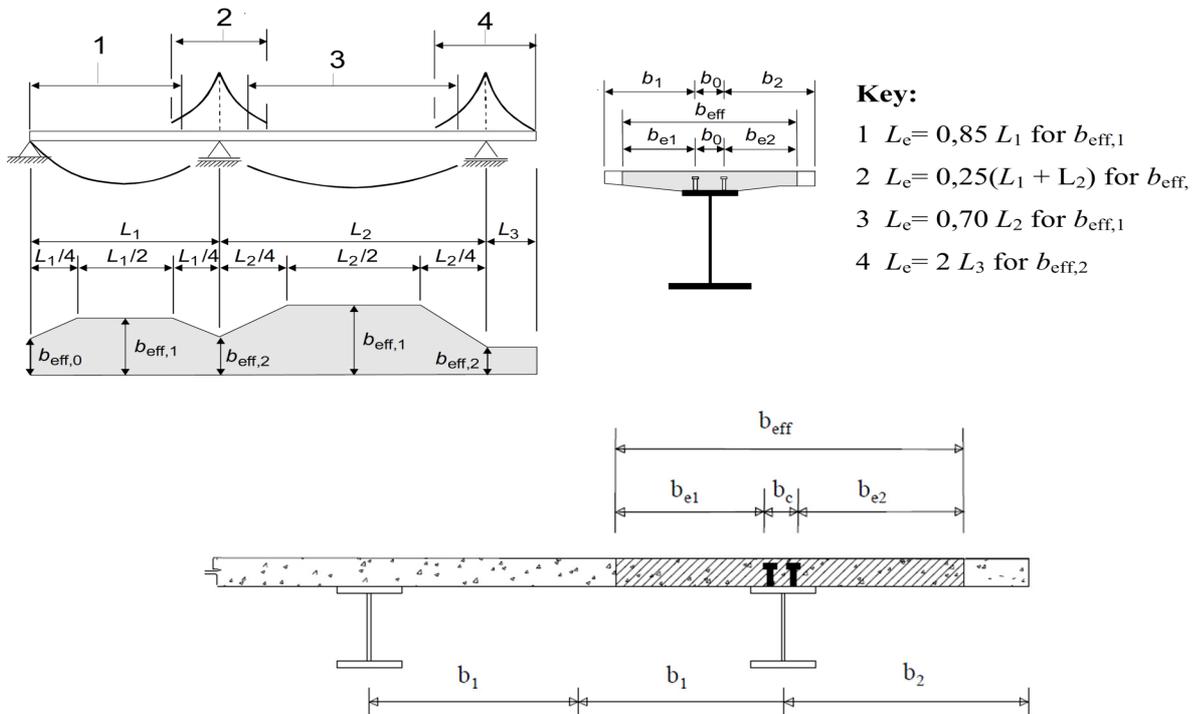


Figura 4.3.1. - Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_{e1} .

CONCIO interno (mezzera trave)			CONCIO esterno appoggio		
L1	40800	[mm] lunghezza campata	L1	40800	[mm] lunghezza campata di riva
2*b1	2800	[mm] interassi travi	2*b1	2800	[mm] interassi travi
b1	1400	[mm] semi interasse travi	b1	1400	[mm] semi interasse travi
b2	2650	[mm] sbalzo laterale	b2	2650	[mm] sbalzo laterale
b0	100	[mm] distanza tra assi connettori	b0	100	[mm] distanza tra assi connettori
Le	40800	[mm] lunghezza equivalente	Le	40800	[mm] lunghezza equivalente
be1	1350	[mm] lato interno	be1	1350	[mm] lato interno
be2	2600	[mm] lato sbalzo	be2	2600	[mm] lato sbalzo
β_{1-1}	1.00	< 1	β_{1-1}	1.00	< 1
β_{2-1}	1.00	< 1	β_{2-1}	0.94	< 1
larghezze collaboranti di calcolo			larghezze collaboranti di calcolo		
b eff 1	4050	[mm] trave laterale	b eff 2	3900	[mm] trave laterale
b eff 1	2800	[mm] trave centrale	b eff 2	2800	[mm] trave centrale

Si utilizza nel calcolo, in favore di sicurezza, $L_{eff}=2800$ mm

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

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	$h_o = 2A_c/u =$	601	mm
element section	$A_c =$	5340000	mmq
perimeter in contact with the atmosphere	$u =$	17780	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	$\epsilon_{cds} =$	2.098E-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	$\epsilon_{cs}(t,ts) =$	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

$\sigma_{cd\infty}$	3.17	Mpa
num travi	4	
Ainf tot	5.34	m2
Ainf 1trave	1.335	m2
N tot	16937.3	kN
Nritiro	4234	kN
e	1.38	m
Mritiro	5826.1	kNm

5. ANALISI DEI CARICHI UNITARI

Si riportano nel presente capitolo le azioni considerate nel modello di calcolo per la determinazione delle sollecitazioni agenti.

5.1 CARICHI PERMANENTI

5.1.1 PESI PROPRI (G1)

- Peso proprio delle 4 travi in acciaio (inclusi trasversi, irrigidimenti, ecc.) = 56 kN/m (valore stimato da modello);
- Peso proprio della soletta di spessore complessivo variabile = 150.7 kN/m

Totale Peso proprio G1 = **206.7** kN/m

Incidenza carpenteria metallica = 4 kN/m²

5.1.2 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 parballast	2			0.15	25	7.5
Cordolo in sx	1	0.14	0.8		25	2.8
Cordolo in dx	1	0.14	0.8		25	2.8
Velette	2			0.09	25	4.5
Ballast+ impermeab. + armamento	1	0.8	8.2		18	118
Incremento per rialzo in curva	1			0.22	20	4.4
Canalette	2			0.08	25	4
Impermeabilizzazione marciapiedi	2	0.05	1.8		20	3.6
Barriere antirumore	2	1	4		4	32
Impianti	2				1.5	3

Totale carichi permanenti portati G2 ≈ **178** kN/m

TOTALE AZIONI PERMANENTI AL METRO (G1+G2) ≈ **384** kN/m

(TOTALE AZIONI PERMANENTI = 384 * 43 = 16512 kN)

5.2 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI

5.2.1 TRENI DI CARICO

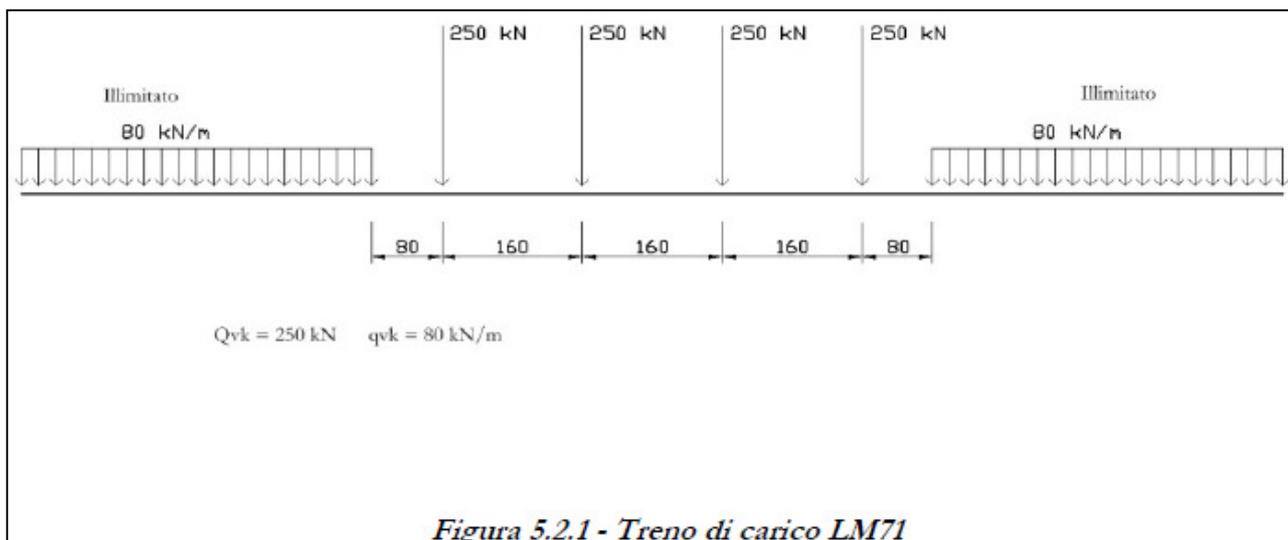
I carichi verticali sono definiti attraverso dei modelli di carico; in particolare, sono forniti due treni di carico distinti: il primo rappresentativo del traffico normale (LM 71) ed il secondo di quello pesante (SW2).

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 binario è stato caricato con la seguente azione verticale:

Vehicle Data

Nome veicolo: LM71 Unità: KN, m, C

Prospetto del Carico



Carichi

Carico	Minimo	Massimo	Uniforme	Assale
Tipo Lunghezza	Distanza	Distanza	Carico	Carico
Leading Load	Infinite		80.	0.
Leading Load	Infinite		80.	0.
Fixed Length	0.8		0.	250.
Fixed Length	1.6		0.	250.
Fixed Length	1.6		0.	250.
Fixed Length	1.6		0.	250.
Fixed Length	0.8		0.	0.
Trailing Load	Infinite		80.	

Agg. Inserisci Modif. Canc.

Vehicle Remains Fully In Path

OK Annulla

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.



Ogni binario è stato caricato con la seguente azione verticale:

Vehicle Data

Nome veicolo: Unità:

Prospetto del Carico:



Carichi:

Carico Tipo	Lunghezza	Minimo Distanza	Massimo Distanza	Uniforme Carico	Assale Carico
Fixed Length	25.			150.	0.
Fixed Length	25.			150.	0.
Fixed Length	7.			0.	0.
Fixed Length	25.			150.	0.

Vehicle Remains Fully In Path

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 la Tabella 1.4.2.5.3.1:

- Travi principali $L_\Phi = L = 40.8 \text{ m}$;

$$\Phi_3 = 1.08$$

Per la verifica a fatica invece, il coefficiente di incremento dinamico del sovraccarico teorico è stato valutato mediante la seguente formula, in accordo alla “Specificazione per la verifica a fatica dei ponti ferroviari”:

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

$$\Phi_2 = 1.052$$

5.2.2 AZIONI ORIZZONTALI

5.2.2.1 SERPEGGIO

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

5.2.2.2 AVVIAMENTO E FRENATURA

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

Treno LM71

$$Q_{ak} = 33 * 40.8 * 1.1 = 1481.4 \text{ kN};$$

pertanto si assumerà:

$$Q_{ak} = 1000 \text{ kN}$$

Treno SW2

$$Q_{ak} = 33 * 20.4 * 1 = 673.2 \text{ kN}$$

Frenatura:

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

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

Treno LM71

$$Q_{bk} = 20 * 40.8 * 1.1 = 897.6 \text{ kN}$$

Treno SW2

$$Q_{bk} = 35 * 20.4 * 1 = 714 \text{ kN}$$

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.

5.2.2.3 FORZA CENTRIFUGA

Non è stata valutata in quanto il ponte non risulta in curva.

5.3 AZIONI CLIMATICHE

5.3.1 VARIAZIONE TERMICA

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

Variazione termica uniforme

La variazione termica uniforme volumetrica da considerare per un impalcato a struttura mista acciaio-cls 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 .

5.3.2 AZIONE DELLA NEVE

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

5.3.3 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.

REGIONE	Zona	$v_{ref,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
Lombardia	1	25	1000	0.01

T_R [anni]	α_R	a_s [m]	$v_{ref}(T_R=50)$ [m/s]	$v_{ref}(T_R)$ [m/s]	q_{ref} [N/m ²]
50	1.00	92	25.0	25.0	391.20

Classe di rugosità del terreno
Aree urbane
A

Categoria di esposizione del sito
oltre 30 km dalla costa, sotto i 500 m
V

Coefficiente di topografia	c_t
	1.00

Coefficiente di esposizione			
k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]	z [m]
0.23	0.70	12.00	7.53
c_e			1.48

Ulteriori coefficienti	
c_d	1.00
c_f	0.01

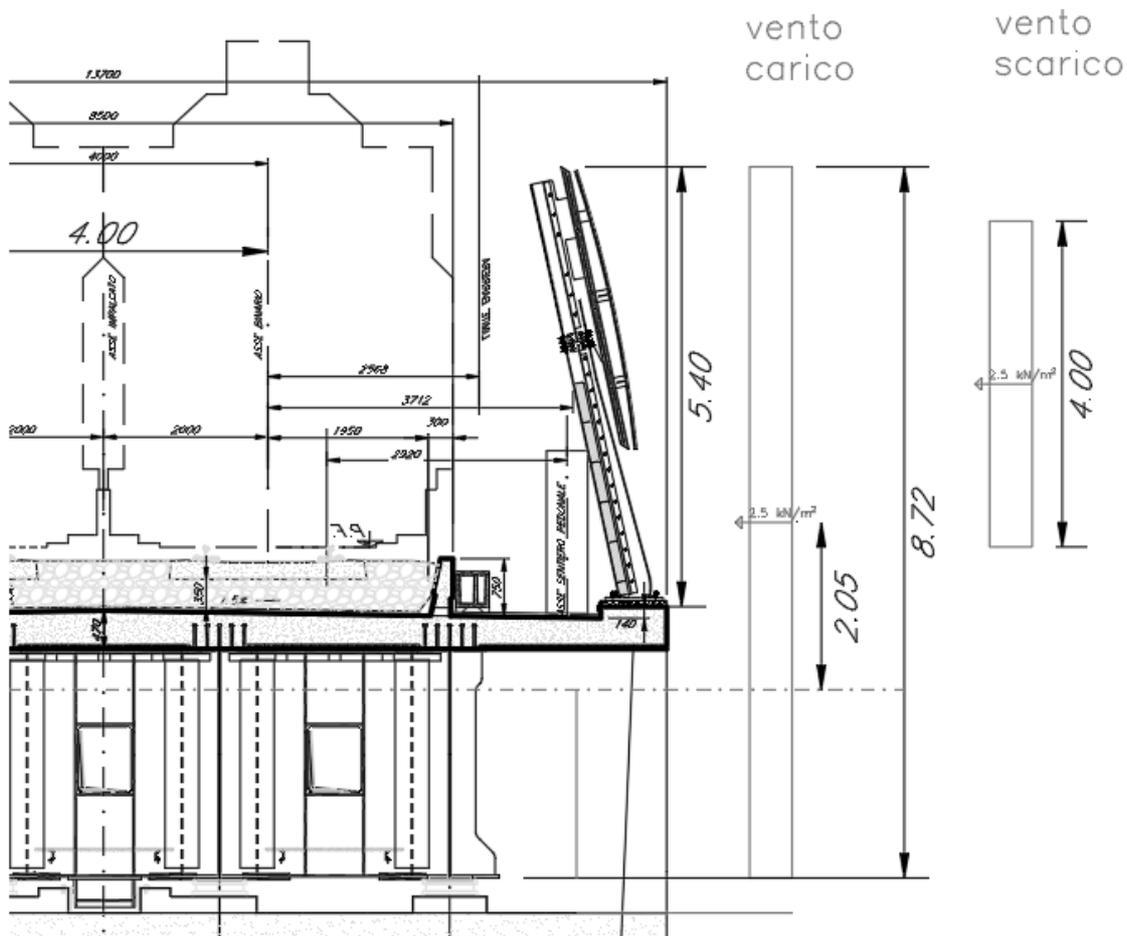
Coefficiente di forma o aerodinamico [C3.3.10.4]	
Tipologia di struttura soggetta all'azione del vento:	travi a parete piena

Travi ad anima piena			
	φ	1.00	
Altezza della travata	h [m]	3.8	
Distanza tra le travate	d [m]	4	
	d/h	1.05	
	μ	0.20	
		1 ^a travata	2 ^a travata
		$c_{p,1}$	$c_{p,2}$
		1.4	0.28

Pressione del vento	$T_R =$	50	anni
pressione del vento travata esposta	$p_{,1}$ [N/m ²]	810	
pressione del vento travata successiva	$p_{,2}$ [N/m ²]	162	
azione tangenziale del vento	p_f [N/m ²]	6	

20%

Cautelativamente è stata considerata sulla travata, una pressione uniforme pari a 2,5 kN/m².



5.4 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 $80 \cdot 1.4$ kN/m, eccentrico di 1.5 s rispetto all'asse binari.

5.5 AZIONI INDIRETTE

Resistenze parassite nei vincoli

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

5.6 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

LATITUDINE

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

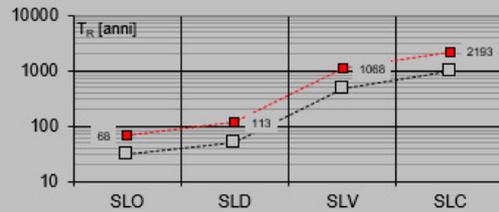
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

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 info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo info

$S_S =$

$C_C =$ info

Categoria topografica info

$h/H =$

$S_T =$ info

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

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%)

$\eta =$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore q_s

Regol. in altezza info

Compon. verticale

Spettro di progetto

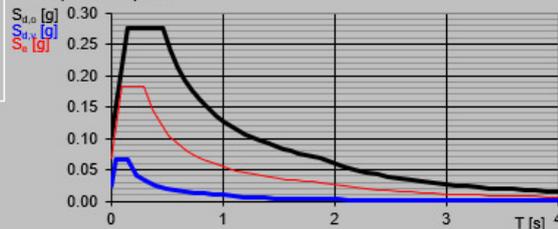
Fattore q_v

$\eta =$ 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

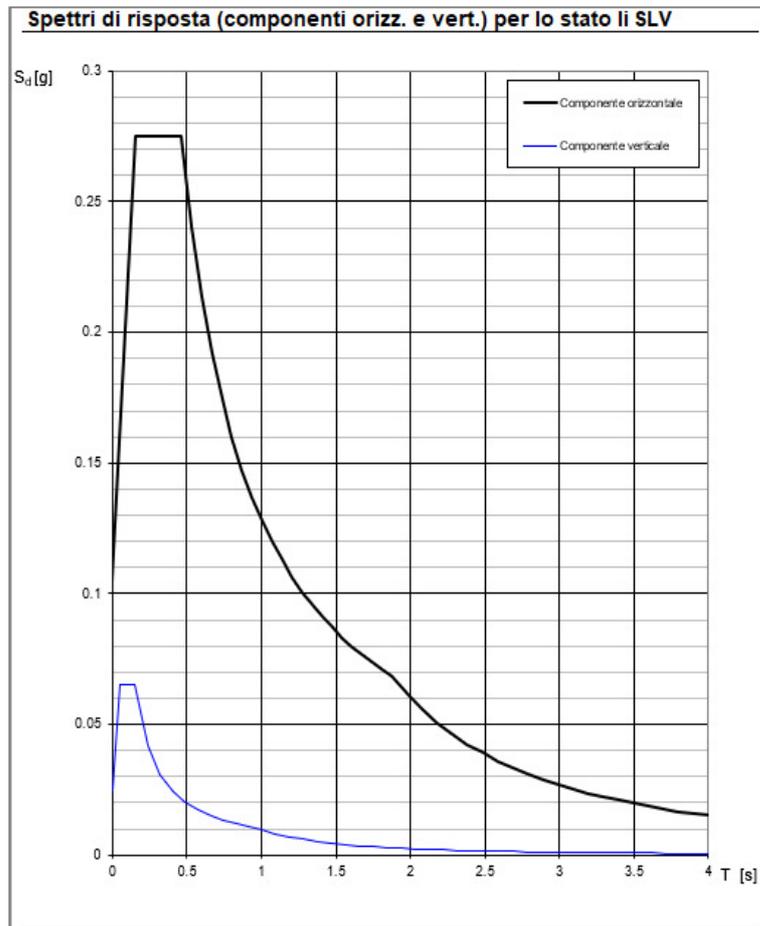
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3



5.7 COMBINAZIONI DI CARICO

Le singole azioni elementari vengono combinate come previsto sulla Normativa Ferroviaria *RFI DTC INC PO SP IFS 001 A* – “Specifica per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario”;

COEFFICIENTI DI COMB.			A1 STR
Carichi permanenti	<i>sfav</i>	YG1	1.35
	<i>fav</i>		1
Carichi permanenti non strutturali	<i>sfav</i>	YG2	1.5
	<i>fav</i>		0
Traffico	<i>sfav</i>	Yq	1.45
	<i>fav</i>		0
Variabili	<i>sfav</i>	Yqi	1.5
	<i>fav</i>		0

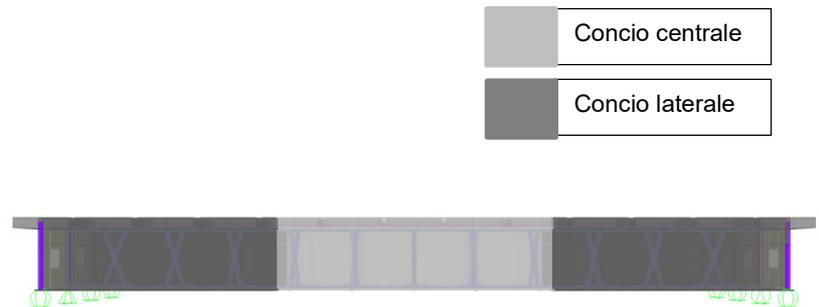
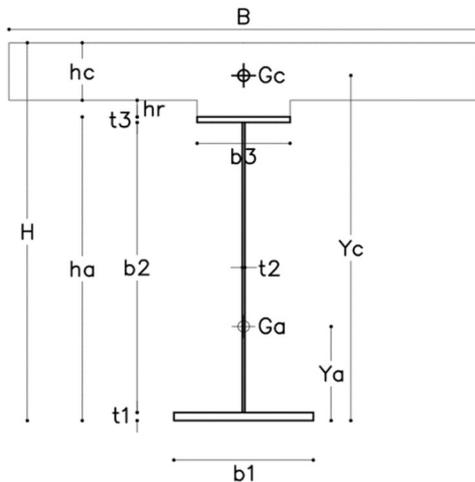
Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
<i>treno scarico</i>		
1	0	0
<i>serpeggio</i>		
1	0.8	0
<i>Eff_aerodinamici</i>		
0.8	0.5	0
<i>vento</i>		
0.6	0.5	0
<i>temperatura</i>		
0.6	0.6	0.5

VALUTAZIONE DEI CARICHI DA TRAFFICO													
Commenti	TIPO DI CARICO	Azioni Verticali				Azioni Orizzontali						v_q	
		GRUPPO DI CARICO	Carico verticale		Treno scarico	Frenatura e avviamento		Centrifuga		Serpeggio		1.45	
			<i>sfav</i>	<i>fav</i>		<i>sfav</i>	<i>fav</i>	<i>sfav</i>	<i>fav</i>	<i>sfav</i>	<i>fav</i>	Ψ_0	Ψ_1
massima azione verticale e laterale	<i>Gruppo1</i>	1	1	0	0.5	0	1	0	1	0	0.8	0.8	0
stabilità laterale	<i>Gruppo2</i>	0	0	1	0	0	1	0	1	0	0.8	0.8	0
massima azione longitudinale	<i>Gruppo3</i>	1	0.5	0	1	1	0.5	0	0.5	0	0.8	0.8	0
fessurazione	<i>Gruppo4</i>	0.8	0.6	0	0.8	0.6	0.8	0.6	0.8	0.6	1	1	0

S.L.U															
VARIABILE PRINCIPALE:	TRAFFICO								VENTO		TEMPERATURA				
CARICHI	SW2				LM71				STR.		SW2		LM71		STR.
	GRUPPO1	GRUPPO3	GRUPPO1	GRUPPO3	GRUPPO1	GRUPPO3	GRUPPO1	GRUPPO3	SCARICA	GR1	GR3	GR1	GR3	SCARICA	
<i>combinazioni</i>	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	13	14	15
Peso Proprio (G1)	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Permanent 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	1.45	1.45	1.45	1.45	0	0	1.16	1.16	1.16	1.16	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	1.45	1.45	0.73	0.73	0	0	1.16	0.58	1.16	0.58	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	0.73	0.73	1.45	1.45	0	0	0.58	1.16	0.58	1.16	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	1.45	1.45	0.73	0.73	0	0	1.16	0.58	1.16	0.58	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

6. SEZIONI ELEMENTI IMPALCATO

6.1 TRAVI DI IMPALCATO



TRAVE				
Concio	centrale	laterale		
	3250	3250	mm	altezza totale sezione
ha	2810	2810	mm	altezza totale trave
b3	900	900	mm	lunghezza piattab sup
t3	30	24	mm	spessore piattab sup
b2	2740	2751	mm	altezza anima
t2	22	22	mm	spessore anima
b1	1200	1200	mm	lunghezza piattab inf
t1	40	35	mm	spessore piattab inf
	4	4		NUMERO TRAVI
i	2.8	2.8	m	INTERASSE TRAVI
Aa	141600	127722	mm ²	area acciaio
Ja	1.79E+11	1.58E+11	mm ⁴	inerzia acciaio
ya	1219	1209	mm	baricentro trave dal basso

SOLETTA			
hr	60	mm	altezza cls su ala
hc	380	mm	altezza cls
B	2800	mm	larghezza collaborante
Ac	1.12E+06	mm ²	area cls
yc	3049	mm	baricentro soletta

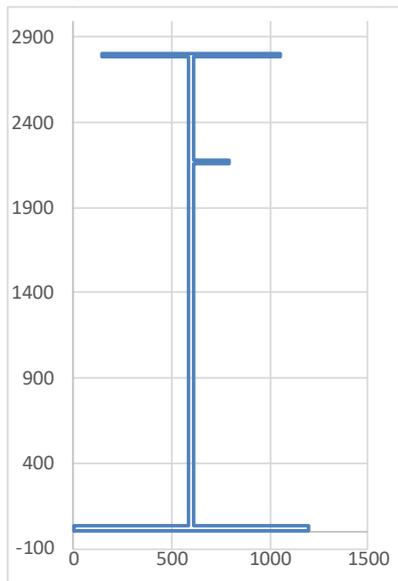
Concio laterale:

irrigidimento long

L 180 mm

sp 20 mm

yg 2180 mm(dal basso)



CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

		d ; d ₁	d ₂	d ₃	d ₄		
Larghezza/spessore : Anima	d/t _w =	27.55	97.73			α _y =	0.588
Piattabande	c/t =	18.29				ψ _y =	-1.000
	α _d =	1.000	0.472				
asse neutro el. = cm 140.496	ψ _d =	0.561	-1.774				
	c _w =	-0.561	1.774				
Limite larghezza/spessore anima :	classe 1	26.85	62.10				
	classe 2	30.92	71.59				
	classe 3	39.96	186.39				
	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:

$\lambda\pi\phi = \chi / \tau\phi / [28,4.\epsilon (\kappa\sigma)0,5]$	$\lambda\pi_1 =$	1.207205	
coeff. di imbozzamento	ks =	0.43	
fattore di riduzione	$\rho\phi =$	0.699358	
ceff = r f . c	ceff =	30.70	cm
larghezza efficace com.pr.	bfeff =	63.60	cm
Area efficace piattab.	A_{c,eff} =	152.65	cm²

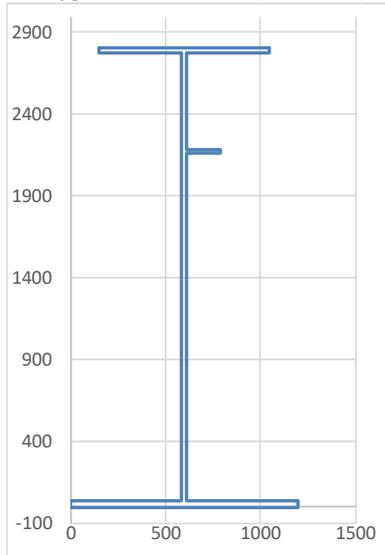
Concio centrale:

irrigidimento long

L 180 mm

sp 20 mm

yg 2180 mm (dal basso)



CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

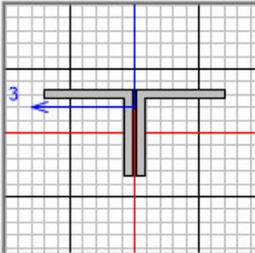
		d ; d ₁	d ₂	d ₃	d ₄			
Larghezza/spessore : Anima	d/t _w =	27.27	97.27			α _y =	0.643	
Piattabande	c/t =	14.63				ψ _y =	-1.000	
	α _d =	1.000	0.543					
asse neutro el. = cm 140.497	ψ _d =	0.564	-1.761					
	c _ψ =	-0.564	1.761					
Limite larghezza/spessore anima :	classe 1	26.85	53.12					
	classe 2	30.92	61.17					
	classe 3	39.92	184.84					
	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	λπ ₁ =	0.965764
coeff. di imbozzamento	ks =	0.43
fattore di riduzione	ρφ =	0.833884
ceff = rf . c	ceff =	36.61 cm
larghezza efficace compr.	b _{eff} =	75.42 cm
Area efficace piattab.	A _{c,eff} =	226.25 cm ²

6.2 CONTROVENTI INFERIORI

Double Angle Section

Section Name	2L120X12/6/	Display Color	
Section Notes	Modify/Show Notes...		
Extract Data from Section Property File			
Open File...	c:\program files\computers and structures\sap2000 20\euro.pro	Import...	
Dimensions		Section	
Outside depth (t3)	0.12		
Outside width (t2)	0.246		
Horizontal leg thickness (tf)	0.012		
Vertical leg thickness (tw)	0.012		
Back to back distance (dis)	6.000E-03		

Property Data

Section Name			
Properties			
Cross-section (axial) area	5.508E-03	Section modulus about 3 axis	8.546E-05
Moment of Inertia about 3 axis	7.353E-06	Section modulus about 2 axis	1.210E-04
Moment of Inertia about 2 axis	1.488E-05	Plastic modulus about 3 axis	1.572E-04
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	2.036E-04
Shear area in 2 direction	2.880E-03	Radius of Gyration about 3 axis	0.0365
Shear area in 3 direction	2.390E-03	Radius of Gyration about 2 axis	0.052
Torsional constant	2.627E-07	Shear Center Eccentricity (x3)	0.
OK			

6.3 CONTROVENTI SUPERIORI

Double Angle Section

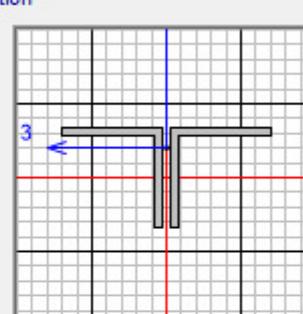
Section Name: 2L90X8/6/ Display Color: ■

Section Notes:

Extract Data from Section Property File

c:\program files\computers and structures\sap2000 20\euro.pro

Dimensions	Value
Outside depth (t3)	0.09
Outside width (t2)	0.186
Horizontal leg thickness (tf)	8.000E-03
Vertical leg thickness (tw)	8.000E-03
Back to back distance (dis)	6.000E-03

Section: 

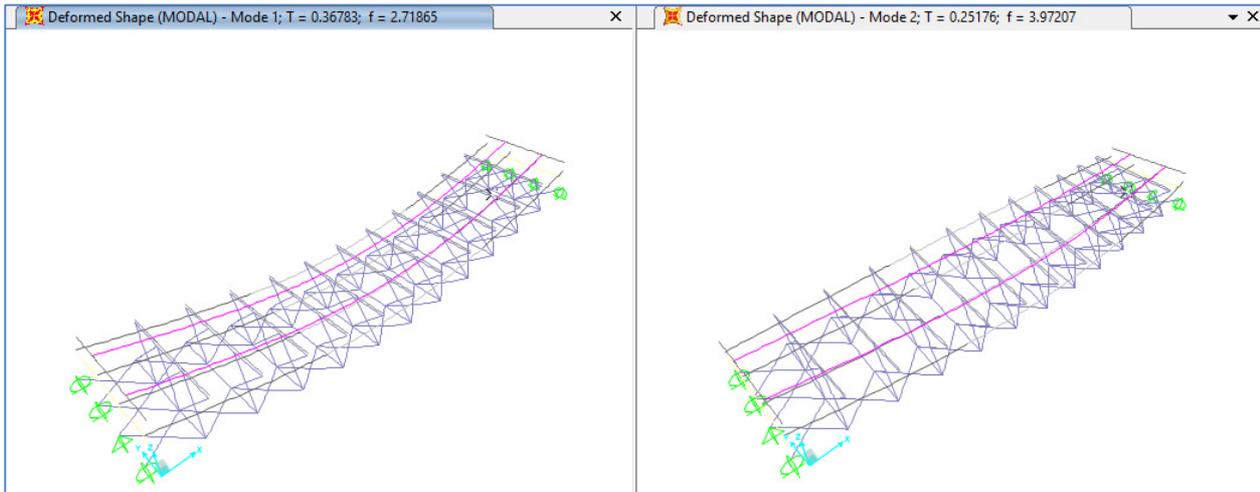
Property Data

Section Name: 2L90X8/6/

Properties			
Cross-section (axial) area	2.778E-03	Section modulus about 3 axis	3.209E-05
Moment of Inertia about 3 axis	2.087E-06	Section modulus about 2 axis	4.581E-05
Moment of Inertia about 2 axis	4.260E-06	Plastic modulus about 3 axis	5.953E-05
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	7.768E-05
Shear area in 2 direction	1.440E-03	Radius of Gyration about 3 axis	0.0274
Shear area in 3 direction	1.195E-03	Radius of Gyration about 2 axis	0.0392
Torsional constant	5.871E-08	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

7. ANALISI MODALE

L'analisi modale effettuata con programma di calcolo Sap2000, fornisce le frequenze proprie di vibrare dell'impalcato in esame: la prima è flessionale verticale, la seconda torsionale.



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	0.3678	6.6E-02	5.2E-05	0.81	7%	0%	81%	3.8E-04	4.4E-05	0.00	0%	0%	0%	
MODAL	Mode	2	0.2518	1.3E-02	0.59	2.0E-03	8%	59%	81%	0.25	4.8E-05	9.7E-07	25%	0%	0%	
MODAL	Mode	3	0.2351	1.5E-02	0.24	1.8E-03	9%	83%	81%	0.59	7.6E-05	1.5E-06	84%	0%	0%	
MODAL	Mode	4	0.1560	8.4E-01	1.1E-03	4.4E-02	93%	83%	86%	2.4E-02	4.3E-02	6.0E-04	86%	4%	0%	
MODAL	Mode	5	0.1101	4.6E-06	5.8E-09	1.5E-07	93%	83%	86%	5.6E-08	4.0E-05	6.5E-01	86%	4%	65%	
MODAL	Mode	6	0.1013	6.2E-05	4.9E-07	1.3E-06	93%	83%	86%	6.1E-07	8.1E-03	1.6E-05	86%	5%	65%	
MODAL	Mode	43	0.0622	2.7E-06	1.1E-07	3.5E-08	98%	92%	86%	4.2E-09	4.1E-07	3.3E-07	86%	72%	66%	
MODAL	Mode	44	0.0622	7.4E-06	2.9E-08	1.0E-07	98%	92%	86%	6.3E-10	1.1E-06	4.2E-07	86%	72%	66%	
MODAL	Mode	45	0.0618	1.0E-05	8.6E-08	3.8E-04	98%	92%	86%	9.8E-07	2.2E-05	1.0E-06	86%	72%	66%	
MODAL	Mode	46	0.0618	1.8E-06	5.1E-06	1.8E-06	98%	92%	86%	1.9E-04	1.8E-09	9.8E-07	86%	72%	66%	
MODAL	Mode	47	0.0544	1.9E-04	6.9E-07	5.3E-04	98%	92%	86%	3.0E-06	1.3E-05	1.9E-01	86%	72%	84%	
MODAL	Mode	48	0.0524	1.8E-03	1.0E-05	8.5E-02	99%	92%	94%	1.2E-04	1.2E-04	5.5E-04	86%	72%	84%	
MODAL	Mode	49	0.0489	2.1E-04	6.4E-04	1.8E-04	99%	92%	94%	8.6E-02	8.3E-06	1.1E-04	95%	72%	84%	
MODAL	Mode	50	0.0465	2.7E-03	4.7E-06	1.0E-03	99%	92%	95%	9.9E-04	5.2E-05	2.7E-02	95%	72%	87%	

7.1 VERIFICA DELLA PRIMA FREQUENZA FLESSIONALE

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 no [Hz] in funzione di L [m]*:

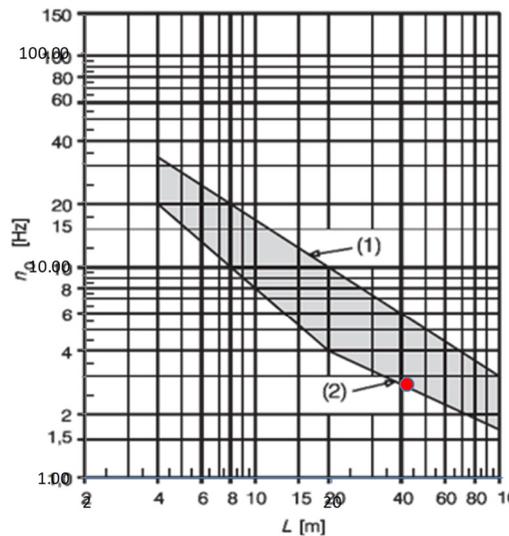
L	40.8	m
---	------	---

δ_0	41.2	mm
N_0	2.77	Hz

δ_0 è la freccia in mezzeria dovuta alle azioni permanenti

N_0 è la prima frequenza naturale flessionale del ponte

(1)	5.91	Hz
(2)	2.62	Hz



(1) Limite superiore della frequenza naturale

(2) Limite inferiore della frequenza naturale

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

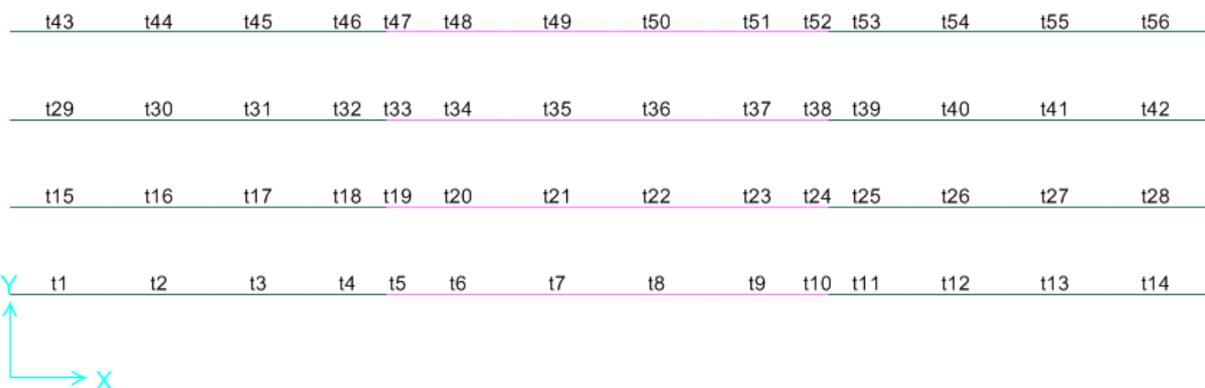
Come si evince dal grafico non è necessario effettuare analisi dinamiche.

8. 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.

8.1 VERIFICHE DI RESISTENZA TRAVI PRINCIPALI

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



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

Comb. = 1.35*G1

TABLE: Element Forces - Frames				1433.6	14199.4				
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	-13.155	-1433.68	-1.776	0.0838	-0.6802	-15.6408
t2	0	fase1	Combination	-68.099	-1183.27	0.966	0.0581	5.3561	4357.17
t3	0	fase1	Combination	-112.332	-946.029	-0.187	0.0401	2.1073	7891.475
t4	0	fase1	Combination	-136.041	-713.57	0.365	0.0253	2.7725	10643.9
t5	0	fase1	Combination	-136.041	-585.497	0.365	0.0253	2.1523	11748.11
t6	0	fase1	Combination	-146.385	-481.116	0.028	0.0166	1.5558	12620.11
t7	0	fase1	Combination	-155.472	-247.353	-0.225	0.0072	1.4733	13801.65
t8	0	fase1	Combination	-155.463	-13.414	0.225	-0.0072	2.2388	14199.35
t9	0	fase1	Combination	-146.355	220.357	-0.027	-0.0166	1.4624	13812.63
t10	0	fase1	Combination	-135.987	455.139	-0.363	-0.0253	1.5307	12632.65
t11	0	fase1	Combination	-135.987	585.524	-0.363	-0.0253	2.1476	11748.09
t12	0	fase1	Combination	-112.254	689.94	0.174	-0.0401	2.7354	10672.49
t13	0	fase1	Combination	-67.997	927.124	-0.941	-0.0581	2.1084	7944.624
t14	0	fase1	Combination	-13.169	1177.439	1.762	-0.0837	5.3099	4423.083

Mmax. (fase I) = **14199.4** kN*m

Tmax. (fase I) = **1434** kN

FASE II (carichi: PERMANENTI PORTATI)

COMB = 1.35 * G2 + 1.5 * barriere + 1.5 * ritiro

TABLE: Element Forces - Frames					1403.417	-1403.45	22174.46		
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	-6358.499	-1403.45	-7.879	0.8931	-3.8791	8381.709
t2		0 fase2	Combination	-6391.512	-1155.08	-4.891	0.3789	-6.6375	12632.89
t3		0 fase2	Combination	-6416.136	-922.325	-4.526	0.2746	-6.8223	16062.32
t4		0 fase2	Combination	-6433.747	-693.96	-3.25	0.1741	-4.6113	18729.87
t5		0 fase2	Combination	-6433.747	-569.138	-3.25	0.1741	0.9137	19803.5
t6		0 fase2	Combination	-6443.79	-466.08	-1.943	0.1001	-2.7068	20641.45
t7		0 fase2	Combination	-6451.103	-238.788	-1.032	0.0407	-1.1739	21786.97
t8		0 fase2	Combination	-6451.103	-10.856	1.031	-0.0408	2.3335	22174.46
t9		0 fase2	Combination	-6443.792	216.436	1.943	-0.1002	3.9001	21801.72
t10		0 fase2	Combination	-6433.748	444.315	3.251	-0.1741	6.4414	20664.93
t11		0 fase2	Combination	-6433.748	569.138	3.251	-0.1741	0.9139	19803.49
t12		0 fase2	Combination	-6416.125	672.675	4.529	-0.2747	8.573	18773.82
t13		0 fase2	Combination	-6391.454	905.412	4.907	-0.3794	10.0217	16135.85
t14		0 fase2	Combination	-6358.501	1153.772	7.868	-0.8924	22.8741	12728.93

 Mmax. (fase II) = **22175** kN*m

 Tmax. (fase II) = **1403.5** 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					2270.066	21896.2				
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepTy	P	V2	V3	T	M2	M3
t1		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	168.486	14.463	97.048	205.4126	22.3599	208.5158
t2		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	1122.198	-13.443	378.704	60.4241	678.0598	9081.058
t3		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	1276.734	5.283	260.303	78.4172	453.2707	13941.53
t4		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	1398.029	101.499	189.978	57.1993	327.5782	17626.89
t5		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	1398.029	101.499	189.978	57.1993	11.9073	18981.51
t6		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	1456.198	223.366	133.864	40.4367	240.4406	20131.3
t7		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	1463.583	406.883	78.954	25.9316	131.8078	21540.37
t8		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	1401.059	626.503	13.758	15.5101	22.7659	21896.2
t9		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	1273.41	886.01	2.609	19.9428	-10.1672	21438.89
t10		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	1110.164	1155.68	-6.998	27.2147	-25.7969	19914.01
t11		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	1110.164	1155.68	-6.998	27.2147	10.7099	18360.53
t12		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	932.558	1406.567	0.716	39.1812	-10.8891	17339.51
t13		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	800.596	1703.034	-29.998	60.1528	-59.0773	13660.73
t14		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	164.728	2270.066	150.476	56.8667	486.4122	7639.644

 Mmax. (fase III) = **21896** kN*m

 Tmax. (fase II) = **2270** kN

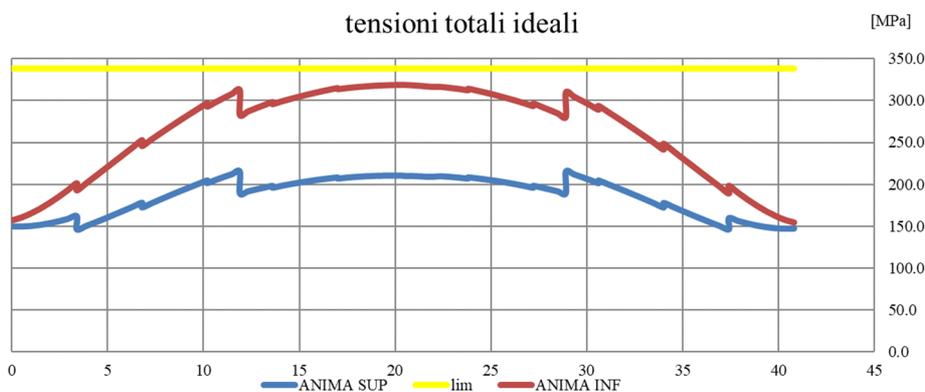
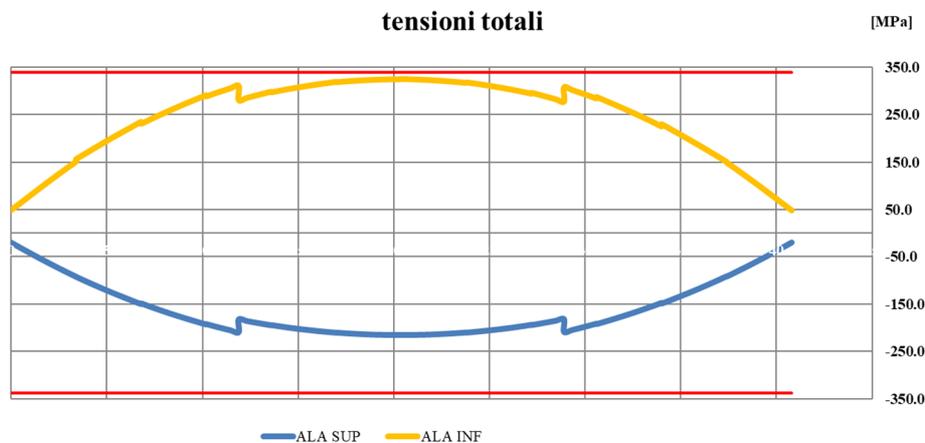
SEZIONI EFFICACI:

Per entrambi i conci si effettua la riduzione della sezione resistente della piattabanda superiore per calcolo e verifica delle tensioni nella sola fase1 (sezione resistente solo acciaio).

Non si effettua, invece, la riduzione della sezione resistente dell'anima per calcolo e verifica delle tensioni, in nessuna delle tre fasi di calcolo, in quanto si considera la presenza di un irrigidente longitudinale (come da capitolo 6).

FUSO DELLE TENSIONI

Si riporta il fuso delle tensioni lungo le fibre inferiore e superiore della trave di progetto ovvero la trave di riva che risulta essere quella maggiormente sollecitata.

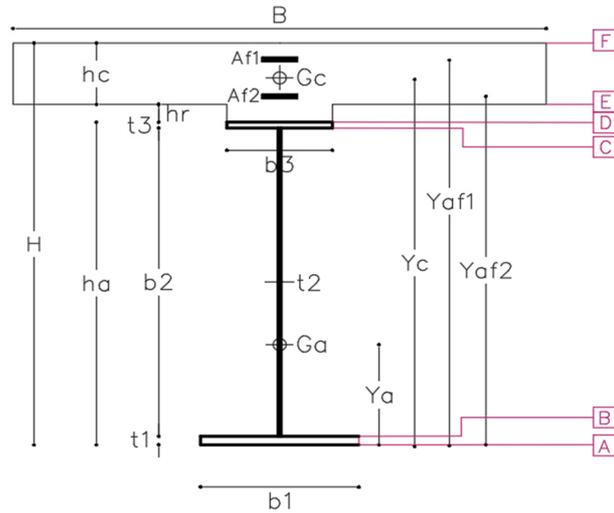


Le verifiche risultano soddisfatte

CONCIO IN APPOGGIO (Tipo concio = laterale):

Dati sezione

Trave in acciaio			
schema statico		trave appoggiata	
H	3250	mm	altezza totale sezione
ha	2810	mm	altezza totale trave
b3	900	mm	lunghezza piattab sup
t3	24	mm	spessore piattab sup
b2	2751	mm	altezza anima
t2	22	mm	spessore anima
b1	1200	mm	lunghezza piattab inf
t1	35	mm	spessore piattab inf
	4		NUMERO TRAVI
i	2.8	m	INTERASSE TRAVI
Aa	127722	mm ²	area acciaio
Ja	1.58E+11	mm ⁴	inerzia acciaio
ya	1209	mm	baricentro trave
soletta			
hr	60	mm	altezza cls su ala
hc	380	mm	altezza cls
B	2800	mm	larghezza collaborante
Ac	1.12E+06	mm ²	area cls
yc	3049	mm	baricentro soletta
armatura			
nφ1	10		ferri sup in un metro
φ1	24	mm	diametro ferri sup.
Af1	12667	mm ²	area armatura sup
if1	100	mm	interferro
nφ2	5		ferri inf in un metro
φ2	22	mm	diametro ferri inf.
Af2	10644	mm ²	area armatura inf
if2	100	mm	interferro
cf	50	mm	copriferro
yaf1	3200	mm	baricentro ferri sup
yaf2	2931	mm	baricentro ferri inf



n(L.T.)		n(B.T.)		BARICENTRI			
ya	1209	mm	baricentro trave	1126			
ya BT	2341	mm	sez a mom positivo	2341			
ya BT	1497	mm	sez a mom negativo	1497			
ya LT	1956	mm	sez a mom positivo	1956			
ya LT	1497	mm	sez a mom negativo	1497			
INERZIE							
Ja	1.58E+11	mm ⁴	inerzia sola trave	1.41E+11			
Ja+s	4.28E+11	mm ⁴	sez a mom positivo (BT)	4.28E+11			
Ja+f	2.27E+11	mm ⁴	sez a mom negativo (BT)	2.27E+11			
Ja+s	3.36E+11	mm ⁴	sez a mom positivo (LT)	3.36E+11			
Ja+f	2.27E+11	mm ⁴	sez a mom negativo (LT)	2.27E+11			
			sez. lorda				sez. efficace

Verifica

1) sezione a momento flettente positivo (cls reagente)

		FASE 1	FASE 2	FASE 3		
mom. Flett.	M ed	11748.1	19803.5	18981.5	kNm	
taglio agente	T ed	1433.6	1403.4	2270.1	kN	

fibra	σ FASE 1	σ FASE 2	σ FASE 3	σ TOT	σ limite	verificato	tasso di lavoro	
ferri sup	Af1	0.00	-73.36	-38.11	-111.5	391.3	verificato	0.28
ferri inf	Af2	0.00	-57.50	-26.18	-83.7	391.3	verificato	0.21
cls sup	F	0.00	-4.33	-6.49	-10.8	18.8	verificato	0.57
cls inf	E	0.00	-3.06	-3.78	-6.8	18.8	verificato	0.36
piattab sup	D	-139.98	-50.36	-20.81	-211.1	338.1	verificato	0.62
anima sup	C	-137.98	-48.95	-19.74	-206.7	338.1	verificato	0.61
anima inf	B	90.66	113.27	102.33	306.3	338.1	verificato	0.91
piattab inf	A	93.57	115.33	103.89	312.8	338.1	verificato	0.93

σ id TOT	σ limite	verificato
111.5	391.3	verificato
83.7	391.3	verificato
10.8	18.8	verificato
6.8	18.8	verificato
211.1	338.1	verificato
275.2	338.1	verificato
275.2	338.1	verificato
312.8	338.1	verificato

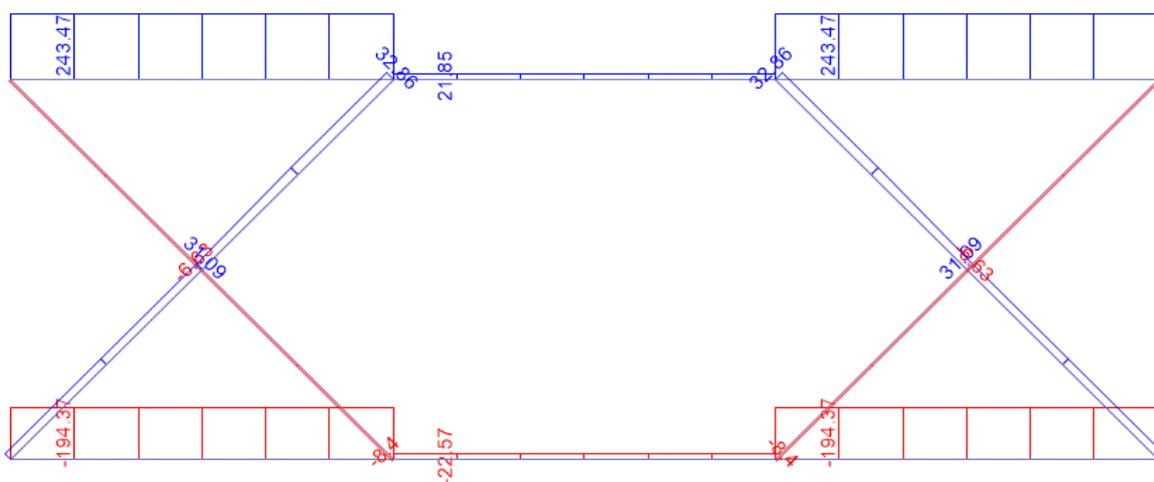
		τ FASE 1	τ FASE 2	τ FASE 3	τ TOT	τ limite	verificato
anima	C, D	23.7	23.2	37.5	84.4	195.2	verificato

8.2 VERIFICHE DI RESISTENZA TRAVERSI

Il calcolo dell'azione assiale di trazione N_{Edt} per eseguire la relativa verifica è dato dalla somma delle aliquote derivanti dai modelli relativi alle diverse fasi:

- Fase 1

📊 Axial Force Diagram (fase1)

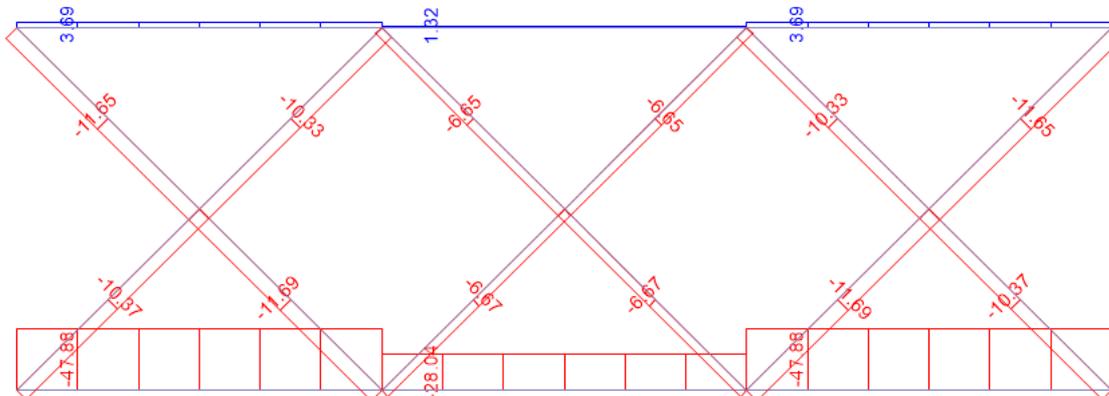


$N_{Edt} = 244$ kN (briglia superiore)

$N_{Edt} = 33$ kN (diagonali)

- Fase 2

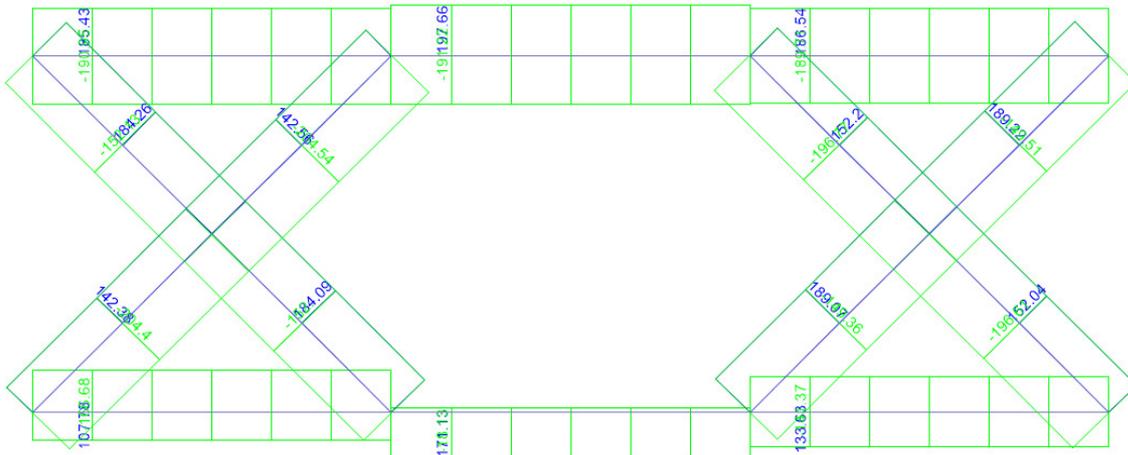
📊 Axial Force Diagram (fase2)



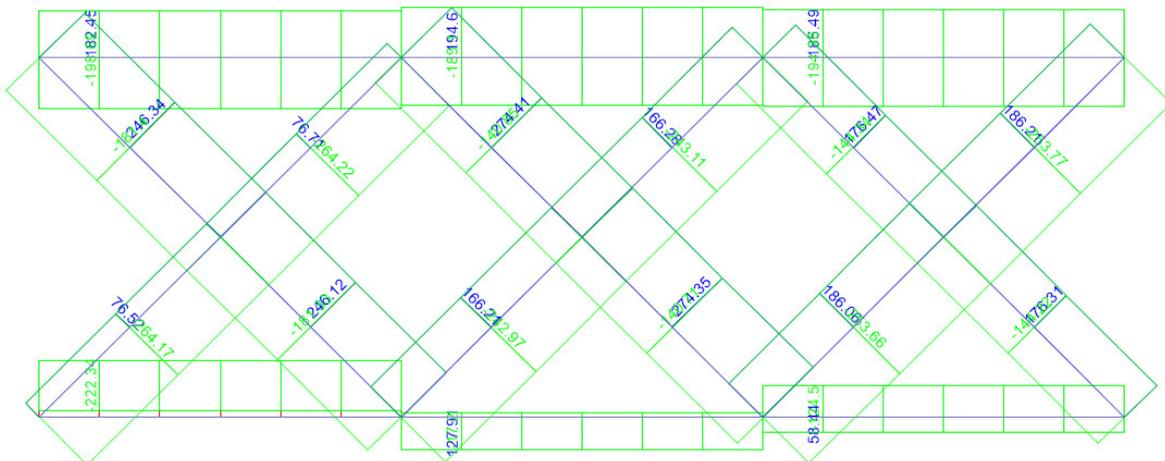
$N_{Edt} = 4$ kN (briglia superiore)

- Fase 3

Axial Force Diagram (INVILUPPO_SLU)



Axial Force Diagram (INVILUPPO_SLU)



$N_{Ed\ 3t} = 197\text{ kN (briglia sup)}$

$N_{Ed\ 3t} = 274\text{ kN (diagonali)}$

A rigore, in fase 3, ai fini della verifica di resistenza andrebbe considerato il valore di trazione nello stesso elemento per cui è massima in fase 1 e fase 2, ma considerando il valore massimo tra tutti gli elementi si opera in favore di sicurezza.

La N_{ed} di calcolo a trazione è quindi la somma di $N_{1t} + N_{2t} + N_{3t}$, ovvero $N_{ed} = 244 + 4 + 274 = 522\text{ kN}$.

La verifica risulta quindi:

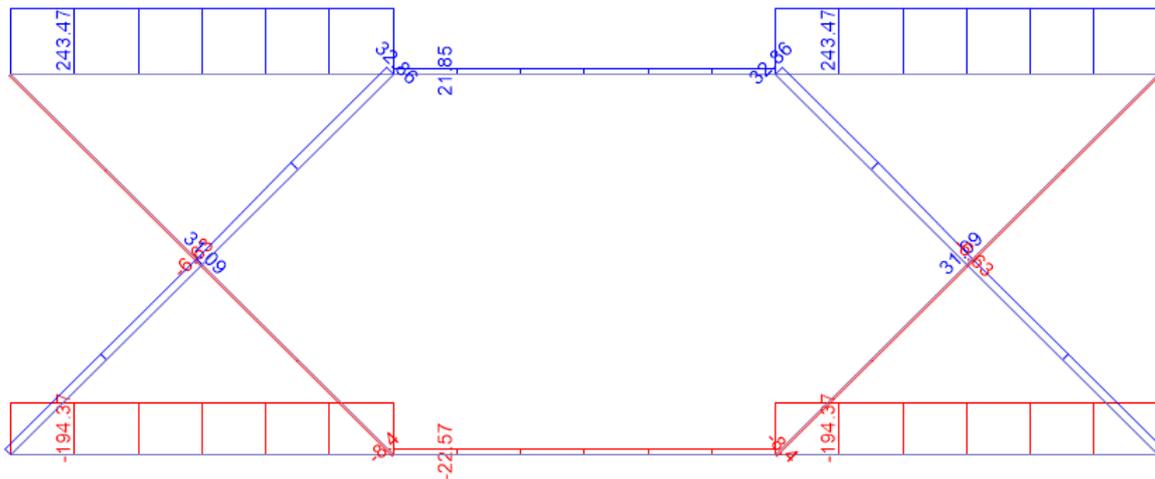
TRAZIONE			
$N_{Ed} =$	522	kN	sollecitazione agente
$f_{yk} =$	355	MPa	resistenza di calcolo
$f_{tk} =$	510	MPa	resistenza di calcolo
$\gamma_{m0} =$	1.05	-	coeff. SLU
$\gamma_{m2} =$	1.25	-	coeff. SLU
$f_{yd} =$	338	MPa	resistenza di progetto
$A =$	3800	mm ²	area sezione lorda
$A_n =$	3230	mm ²	area sezione netta (senza fori dei collegam.)
$N_{pl,Rd} =$	1285	kN	res pl della sez lorda
$N_{u,Rd} =$	1186	kN	res a rottura della sez netta

$N_{t,Rd} =$	1186	kN	res a rottura per trazione della sez
$N_{Ed} / N_{t,Rd} \leq 1$		✓	verifica soddisfatta

Il calcolo dell'azione assiale di compressione N_{Edc} per eseguire la relativa verifica è dato dalla somma delle aliquote derivanti dai modelli relativi alle diverse fasi:

- Fase 1

Axial Force Diagram (fase1)

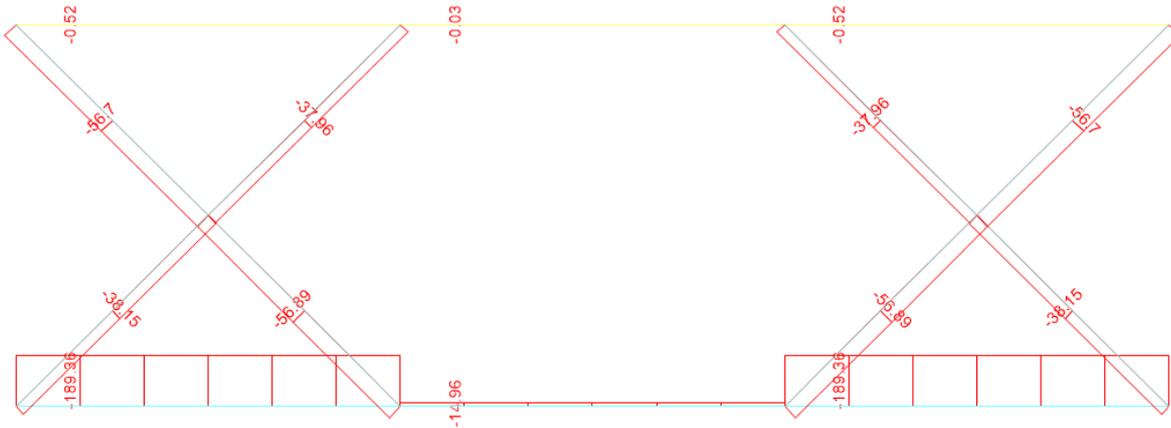


$N_{Ed\ 1c} = 194.4$ kN (briglia inferiore)

$N_{Ed\ 1c} = 8$ kN (diagonali)

• Fase 2

Axial Force Diagram (fase2)

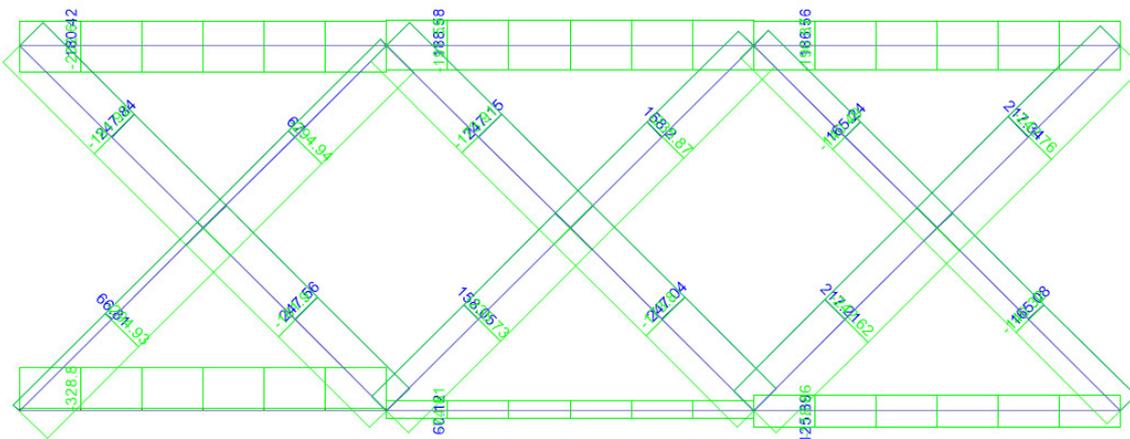


$N_{Ed\ 2c} = 190\text{ kN}$ (briglia inferiore)

$N_{Ed\ 2c} = 57\text{ kN}$ (diagonali)

• Fase 3

Axial Force Diagram (INVILUPPO_SLU)



$N_{Ed\ 3c} = 328\text{ kN}$ (briglia inferiore)

$N_{Ed\ 3c} = 201\text{ kN}$ (diagonali)

La N_{Edc} di calcolo a compressione è quindi la somma di $N_{1c} + N_{2c} + N_{3c}$, ovvero

Per la briglia inferiore $N_{Edc} = 194.4 + 126.3 + 328 = 650\text{ kN}$.

Per i diagonali $N_{Edc} = 8 + 57 + 201 = 266\text{ kN}$.

La verifica risulta quindi:

briglia inf 2L 120x12

Stabilità delle aste compresse - nel piano della sez.			
E =	210000	MPa	modulo elastico
N _{ed} =	650	kN	sollecitazione agente
f _{yk} =	355	MPa	resistenza di calcolo
A =	5508	mm ²	area della sezione
L =	2800	mm	lunghezza dell'asta
J =	7353000	mm ⁴	inerzia della sezione
γ _{m1} =	1.10	-	coeff. SLU
A _{eff} =	4406	mm ²	area efficace della sezione
χ =	0.66	OK	dip da sezione e tipo di acciaio
φ =	1		
α =	0.34	TAB 4.2.VI	fattore di imperfezione
λ =	0.9		snellezza adimensionale
β =	1.0		riduz lugh libera d'inflexione
L ₀ =	2800	mm	lunghezza libera d'inflexione
N _{cr} =	1943871	N	carico critico euleriano
ν =	0.20		coeff di Poisson
non si possono trascurare i fenomeni di instabilità per aste compresse			
N _{b,Rd} =	943	kN	
N _{b,Rd} ≥ N _{ed} ✓ verifica soddisfatta			

Stabilità delle aste compresse - fuori dal piano			
E =	210000	MPa	modulo elastico
N _{ed} =	650	kN	sollecitazione agente
f _{yk} =	355	MPa	resistenza di calcolo
A =	5508	mm ²	area della sezione
L =	2800	mm	lunghezza dell'asta
J =	14880000	mm ⁴	inerzia della sezione
γ _{m1} =	1.10	-	coeff. SLU
A _{eff} =	4406	mm ²	area efficace della sezione
χ =	0.82	OK	dip da sezione e tipo di acciaio
φ =	1		
α =	0.34	TAB 4.2.VI	fattore di imperfezione
λ =	0.6		snellezza adimensionale
β =	1.0		riduz lugh libera d'inflexione
L ₀ =	2800	mm	lunghezza libera d'inflexione
N _{cr} =	3933742	N	carico critico euleriano
ν =	0.20		coeff di Poisson
non si possono trascurare i fenomeni di instabilità per aste compresse			
N _{b,Rd} =	1168	kN	
N _{b,Rd} ≥ N _{ed} ✓ verifica soddisfatta			

diagonali 2L 100x10

Stabilità delle aste compresse - fuori dal piano			
E =	210000	MPa	modulo elastico
N _{ed} =	266	kN	sollecitazione agente
f _{yk} =	355	MPa	resistenza di calcolo
A =	3800	mm ²	area della sezione
L =	3967	mm	lunghezza dell'asta
J =	3600088	mm ⁴	inerzia della sezione
γ _{m1} =	1.10	-	coeff. SLU
A _{eff} =	3040	mm ²	area efficace della sezione
χ =	0.70	OK	dip da sezione e tipo di acciaio
φ =	1		
α =	0.34	TAB 4.2.VI	fattore di imperfezione
λ =	0.8		snellezza adimensionale
β =	0.5		riduz lugh libera d'inflexione
L ₀ =	1983	mm	lunghezza libera d'inflexione
N _{cr} =	1896756	N	carico critico euleriano
ν =	0.20		coeff di Poisson
non si possono trascurare i fenomeni di instabilità per aste compresse			
N _{b,Rd} =	855	kN	
N _{b,Rd} ≥ N _{ed} ✓ verifica soddisfatta			

9. VERIFICHE 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.

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

Dati sezione

Trave in acciaio			schema statico		trave appoggiata				
H	3250	mm	altezza totale sezione						
ha	2810	mm	altezza totale trave						
b3	900	mm	lunghezza piattab sup						
t3	30	mm	spessore piattab sup						
b2	2740	mm	altezza anima						
t2	22	mm	spessore anima						
b1	1200	mm	lunghezza piattab inf						
t1	40	mm	spessore piattab inf						
	4		NUMERO TRAVI						
i	2.8	m	INTERASSE TRAVI						
Aa	138880	mm ²	area acciaio						
Ja	1.7931E+11	mm ⁴	inerzia acciaio						
ya	1218.80616	mm	baricentro trave						
soletta									
hr	60	mm	altezza cls su ala						
hc	380	mm	altezza cls						
B	2800	mm	larghezza collaborante						
Ac	1118000	mm ²	area cls						
yc	3049.37388	mm	baricentro soletta						
armatura			n(L.T.)	n(B.T.)	BARICENTRI				
nφ1	10		17.6	6.2	ya	1219	mm	baricentro trave	1167
φ1	24	mm	938		ye BT	2312	mm	sez a mom positivo	2312
Af1	12666.9016	mm ²	soletta interam. reag.		ye BT	1504	mm	sez a mom negativo	1504
if	100	mm	soletta interam. reag.		ye LT	1934	mm	sez a mom positivo	1934
nφ2	10				ye LT	1504	mm	sez a mom negativo	1504
φ2	24	mm			INERZIE				
Af2	12666.9016	mm ²			Ja	1.76E+11	mm ⁴	inerzia sola trave	1.68E+11
if	100	mm			Ja+s	4.60E+11	mm ⁴	sez a mom positivo (BT)	4.60E+11
cf	50	mm			Ja+f	2.51E+11	mm ⁴	sez a mom negativo (BT)	2.53E+11
yaf1	3200	mm			Ja+s	3.63E+11	mm ⁴	sez a mom positivo (LT)	3.63E+11
yaf2	2932	mm			Ja+f	2.51E+11	mm ⁴	sez a mom negativo (LT)	2.53E+11
					sez. lorda		sez. efficace		

Verifica

1) sezione a momento flettente positivo (cls reagente)

		FASE 3			
mom. Flett.	M ed	13317.1	kNm		
taglio agente	T ed	1226.8	kN		
fibra	σ FASE 3	σ TOT	σ limite	tasso di lavoro	
ferri sup	Af1	-25.7	-25.7	391.3	verificato 0.07
ferri inf	Af2	-17.9	-17.9	391.3	verificato 0.05
cls sup	F	-4.4	-4.4	18.8	verificato 0.23
cls inf	E	-2.6	-2.6	18.8	verificato 0.14
piattab sup	D	-14.4	-14.4	338.1	verificato 0.04
anima sup	C	-13.5	-13.5	338.1	verificato 0.04
anima inf	B	65.7	65.7	338.1	verificato 0.19
piattab inf	A	66.9	66.9	338.1	verificato 0.20
		[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	
anima	τ FASE 3	τ TOT	τ limite	tasso di lavoro	
	C, D	20.4	20.4	195.2	verificato 0.10
		[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	

Verifica a fatica

λ	=	0.64	
$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4$			
λ_1	=	0.64	VU = 100 anni
λ_2	=	1	
λ_3	=	1	
λ_4	=	1	
a	=	1.00	rapporto sigma1 treno/2 treni
n	=	0.33	DA NORMA (% di treni su ponte)
γ_m	=	1.35	
ks	=	0.89	
σ_d	=	71	
$\sigma_d \text{ red}$	=	63.1	
$\sigma_d \text{ red}/\gamma_m$	=	46.8	
			σ_{MAX} 66.9 MPa
			$\sigma_{MAX} * \lambda$ 42.8 MPa

>
OK

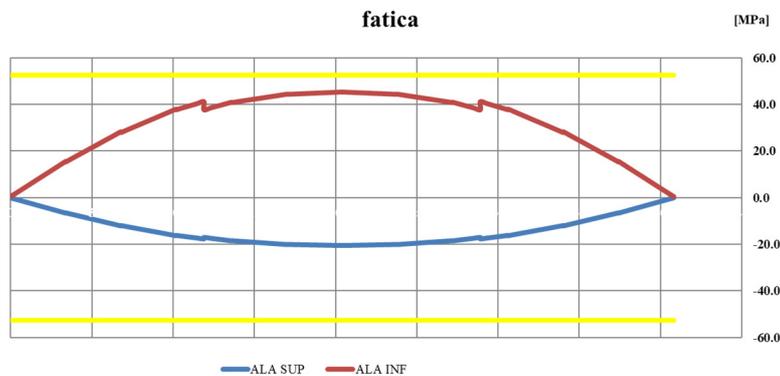
Si calcola il fattore di correzione: $\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 < 1.4$

Ipotizzando cautelativamente $\lambda=0.64$ si avrà una tensione massima = $0.64 * 66.9 = 42.8$ MPa

$\Delta\sigma = 71$ Mpa ($\Delta\sigma_{rid.} = 0.89 * 71 = 63.1$ Mpa)

$42.8 < 63.1/1.35 = 46.8$ Mpa (verifica soddisfatta)

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



Le verifiche risultano soddisfatte.

10. VERIFICHE SLE

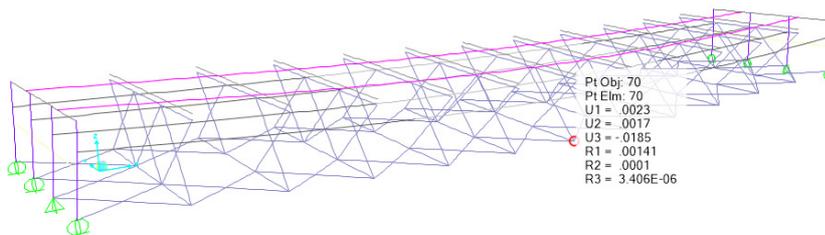
10.1 VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ

Si verifica l'inflessione nel piano verticale dell'impalcato. Si considerano agenti i treni di carico LM71 e SW2 incrementati con il corrispondente coefficiente dinamico e con il coefficiente α .

LM71

Abbassamento 18.5 mm < $L/1000 = 40.8$ mm

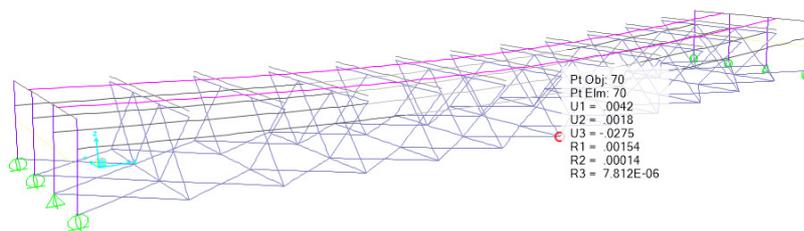
Deformed Shape (1_03_LM71_B1)



SW2 + LM71

Abbassamento 27.5 mm < $L/600 = 63.3$ mm

Deformed Shape (SB1_LB2)

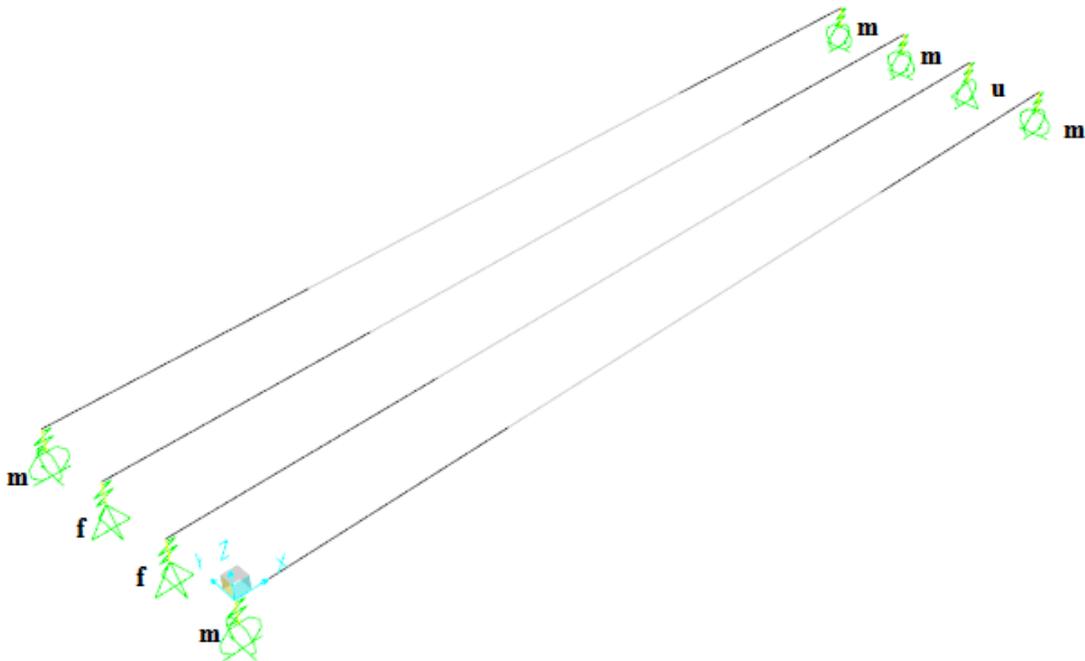


Le verifiche risultano soddisfatte

11. REAZIONI AGLI APPOGGI

11.1 SCHEMA APPOGGI

Lo schema dei vincoli della travata metallica è il seguente:



F = apparecchio di appoggio di tipo fisso elastico;

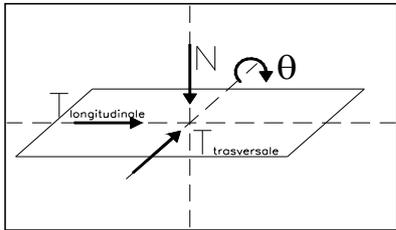
U = apparecchio di appoggio di tipo unidirezionale disposto in direzione longitudinale;

M = apparecchio di appoggio di tipo multi-direzionale.

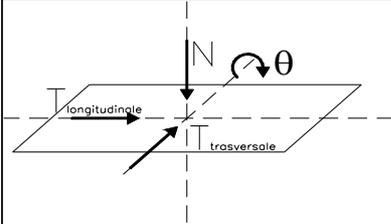
11.2 REAZIONI APPOGGI

Si riportano di seguito le reazioni agli appoggi in base allo schema della 44E:

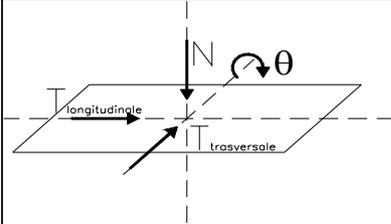
- **VINCOLO FISSO**

			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	1019	1019	-	-	-	-
1.2		permanenti	887	887	-	-	-	-
1.3		precompressione	-	-	-	-	-	-
1.4		ritiro e viscosità	-	-	-	-	-	-
2.1	variabili Q	treni di carico	1731	-23	-	-	-	-
2.2		veicoli speciali	-	-	-	-	-	-
2.3		forza centrifuga	0	0	-	-	0	0
2.4		aviamento e frenatura	341	-341	857	-857	-	-
2.5		serpeggio	4	-4	0	0	200	-200
2.6		folia	-	-	-	-	-	-
2.7		vento sulla struttura	17	-17	0	0	449	-449
2.8		vento sulla struttura e sui treni di carico	28	-28	0	0	653	-653
2.9		temperatura	232	-232	0	0	0	0
2.1								
2.11								
2.12		cedimenti delle sottostrutture	-	-	-	-	-	-
2.13		resistenze parassite nei vincoli	-	-	-	-	-	-
5.1	combinazioni di esercizio	Nmax	5966	-	1242	-	878	-
5.2		Nmin	-	1923	1242	-	878	-
5.3		Tl max		-	1242	-	878	-
5.4		Tt max		-		-	878	-

• VINCOLO UNIDIREZIONALE

			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	1019	1019	-	-	-	-	-
1.2		permanenti	887	887	-	-	-	-	-
1.3		precompressione	-	-	-	-	-	-	-
1.4		ritiro e viscosità	-	-	-	-	-	-	-
2.1	variabili Q	treni di carico	1731	-23	-	-	-	-	-
2.2		veicoli speciali	-	-	-	-	-	-	-
2.3		forza centrifuga	0	0	-	-	0	0	-
2.4		avviamento e frenatura	40	-40	0	0	83	-83	-
2.5		serpeggio	4	-4	0	0	150	-150	-
2.6		folia	-	-	-	-	-	-	-
2.7		vento sulla struttura	17	-17	0	0	449	-449	-
2.8		vento sulla struttura e sui treni di carico	28	-28	0	0	653	-653	-
2.9		temperatura	232	-232	0	0	0	0	-
2.1									
2.11									
2.12		cedimenti delle sottostrutture	-	-	-	-	-	-	-
2.13		resistenze parassite nei vincoli	-	-	-	-	-	-	-
5.1	combinazioni di esercizio	Nmax	5529	-	0	-	805	-	-
5.2		Nmin	-	2360	0	-	805	-	-
5.3		Tl max		-	0	-	805	-	-
5.4		Tt max		-		-	805	-	-

• **VINCOLO MULTIDIREZIONALE**

			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	1074	1074	-	-	-	-	
1.2		permanenti	934	934	-	-	-	-	
1.3		precompressione	-	-	-	-	-	-	
1.4		ritiro e viscosità	-	-	-	-	-	-	
2.1	variabili Q	treni di carico	1306	-15	-	-	-	-	
2.2		veicoli speciali	-	-	-	-	-	-	
2.3		forza centrifuga	0	0	-	-	0	0	
2.4		avviamento e frenatura	76	-76	0	0	-	-	
2.5		serpeggio	72	-72	0	0	0	0	
2.6		folia	-	-	-	-	-	-	
2.7		vento sulla struttura	265	-265	0	0	0	0	
2.8		vento sulla struttura e sui treni di carico	409	-409	0	0	0	0	
2.9		temperatura	232	-232	0	0	0	0	
2.1									
2.11									
2.12		cedimenti delle sottostrutture	-	-	-	-	-	-	
2.13		resistenze parassite nei vincoli	-	-	-	-	-	-	
5.1	combinazioni di esercizio	Nmax	5762	-	0	-	0	-	
5.2		Nmin	-	1811	0	-	0	-	
5.3		Tl max	-	-	0	-	0	-	
5.4		Ttmax	-	-	-	-	0	-	

AZIONE SISMICA:

VN (anni)	75
Cu	1.5

luce (m)	40.8
----------	------

PP+ soletta+ predalles	G1 (kN)	8430
perm + fonoass	G2 (kN)	7283
0,2 (SW/2+LM71+a/f+ cf)	Q (kN)	2178

	Masse (t)	Accelerazione m/s ² (Spettro elastico SLV)	Fo (kN)
Pesi propri	859	0.275 g	2318
Permanenti portati (includere eventuali barriere a.r.)	742	0.275 g	2003
0,2 (SW/2+LM71)	222	0.275 g	599
TOTALE			4920

AZIONE ORIZZONTALE SISMICA MAX SU APPOGGIO **2805**

VALORE APPROSSIMATO

2900

12. SOLETTA D'IMPALCATO

12.1 VERIFICA DELLA SOLETTA

Sezione mista acc-cls: 4 travi alte 2.81m ad interasse 2.8m, soletta in cls Rck= 40 MPa con altezza variabile: 47cm – 37cm

12.1.1 ANALISI DEI CARICHI

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

12.1.1.1 CARICHI PERMANENTI PORTATI

	spessore		Y		carico distr		carico concentrato	
cordoli	0.14	*	25	=	3.5	kN/m		
ballast e armamento	0.8	*	18	=	14.4	kN/m		
muri parab. + canalette + imp.							18	kN
barriere							32	kN
velette							4.5	kN

12.1.1.2 TRAFFICO

Considerando una diffusione del carico secondo $\frac{1}{4}$ nel ballast ed a 45° nella soletta, la ruota da 250 kN si ripartisce trasversalmente su una larghezza pari a 3m.

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

LM71	171.88		carico unitario da ripartire su			3.00	->	57.39	kN/m
L ϕ	3	*	2.8	=	8.4	m			
coeff amplificazione dinamica	$\Phi 3$			=	1.53	m			

12.1.1.3 FOLLA

10 kN/m², applicata su una larghezza pari a 1.35 m.

12.1.1.4 SERPEGGIO

$$Q_{sk} = 100 \text{ kN},$$

$\delta_h = 0.85 \text{ m}$; distanza fra piano ferro ed estradosso soletta,

$$M_s = 100 * 0.85 = 85 \text{ kNm/m}; \text{ ; momento trasversale da serpeggio,}$$

12.1.1.5 DERAGLIAMENTO

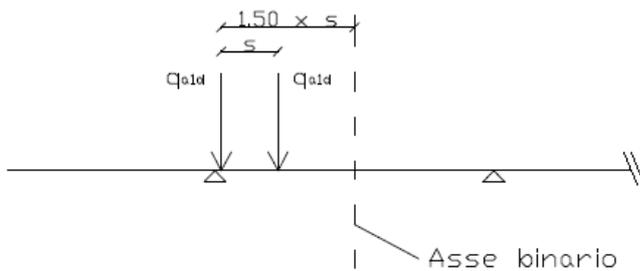
$s =$ distanza di scartamento = 1.435m

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

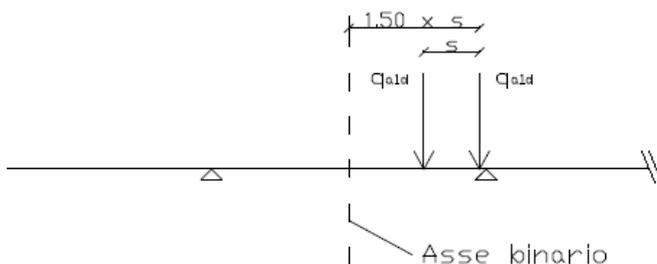
$q_{a1d} = 50 \text{ kN/m}$ asse di carico caso 1a e 1b (stesa di carico = 6.40 m)

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

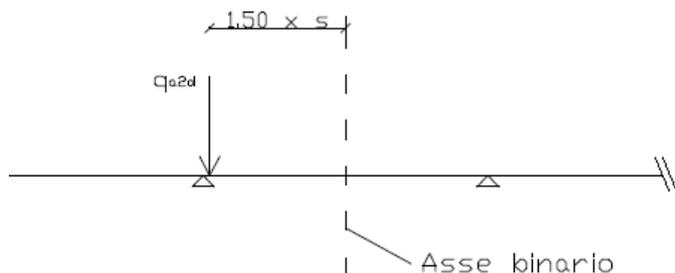
Caso 1a



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.

12.1.1.6 VENTO

Vento su barriera antirumore alta 6m: $q = 2.5 \text{ kN/m}^2$

$$q_v = 2.5 \cdot 6 = 15 \text{ kN/m}$$



Vento trasversale sul treno: v come calcolato di seguito:



$$v = \pm M_w/W = q_v \cdot (h/2) / (bL^2/6) = 30.1 \text{ kN/m}$$

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

$$L = 3 \text{ m}$$

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 più lontano alla barriera 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 ($\pm v$).

12.1.2 COMBINAZIONE DEI CARICHI

5.2.3.3 Verifiche agli SLU e SLE

5.2.3.3.1 Requisiti concernenti gli SLU

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

Tabella 5.2.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00

Tabella 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)	1,00	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,00	0,00	1,0 (0,0)	1,0(0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,00	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

Azione dominante
 (1) Includendo tutti i fattori ad essi relativi (Φ, α , ecc..)

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

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

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	ψ_1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	ψ_2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	ψ_3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	ψ_4	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

Facendo riferimento ai Gruppi 1 e 2, si ottengono le seguenti combinazioni

• **COMBINAZIONE S.L.U.**

CARICHI	coefficienti combinazioni SLU													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
G	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
vento carico Dx	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0.9	0	0	-0.9	-0.9	0
vento carico SX	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0.9	-0.9	0	0	-0.9
vento scarico Dx	1.5	0	0.9	0	0	0.9	0	0.9	0	0.9	-0.9	0	0	-0.9
vento scarico SX	0	-1.5	0	-0.9	-0.9	0	0.9	0	0.9	0	0	-0.9	-0.9	0
folla Dx	0.75	0	1.5	0	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0
folla Sx	0	0.75	0	1.5	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0
LM71 DX_env	0	0	0	0	0	0	1.45	0	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0
LM71 SX_env	0	0	0	0	0	0	0	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.45
serpeggio dx	0	0	0	0	0	0	1.16	0	0	0	0	0	1.16	0
serpeggio sx	0	0	0	0	0	0	0	1.16	0	0	0	0	0	1.16
serpeggio sdx	0	0	0	0	0	0	0	0	1.16	1.16	1.16	1.16	0	0

• **COMBINAZIONI S.L.E.**

coefficienti combinazioni SLE - rara														
CARICHI	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
G	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
vento carico Dx	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0.6	0	0	-0.6	-0.6	0
vento carico SX	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0.6	-0.6	0	0	-0.6
vento scarico Dx	1	0	0.6	0	0	0.6	0	0.6	0	0.6	-0.6	0	0	-0.6
vento scarico SX	0	-1	0	-0.6	-0.6	0	0.6	0	0.6	0	0	-0.6	-0.6	0
folla Dx	0.5	0	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0
folla Sx	0	0.5	0	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0
LM71 DX_env	0	0	0	0	0	0	1	0	1	1	1	1	1	0
LM71 SX_env	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	0	1
serpeggio dx	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0.5	0
serpeggio sx	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0.5
serpeggio sdx	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0.5	0.5	0.5	0	0
coefficienti combinazioni SLE - frequente														
CARICHI	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
G	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
vento carico Dx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
vento carico SX	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
vento scarico Dx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
vento scarico SX	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
folla Dx	0.8	0	0.8	0	0.8	0.8	0	0	0	0	0	0	0	0
folla Sx	0	0.8	0	0.8	0.8	0.8	0	0	0	0	0	0	0	0
LM71 DX_env	0	0	0	0	0	0	0.8	0	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0
LM71 SX_env	0	0	0	0	0	0	0	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0	0.8
serpeggio dx	0	0	0	0	0	0	0.8	0	0	0	0	0	0.4	0
serpeggio sx	0	0	0	0	0	0	0	0.8	0	0	0	0	0	0.4
serpeggio sdx	0	0	0	0	0	0	0	0	0.8	0.8	0.4	0.4	0	0

12.1.3 VERIFICHE DI RESISTENZA

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

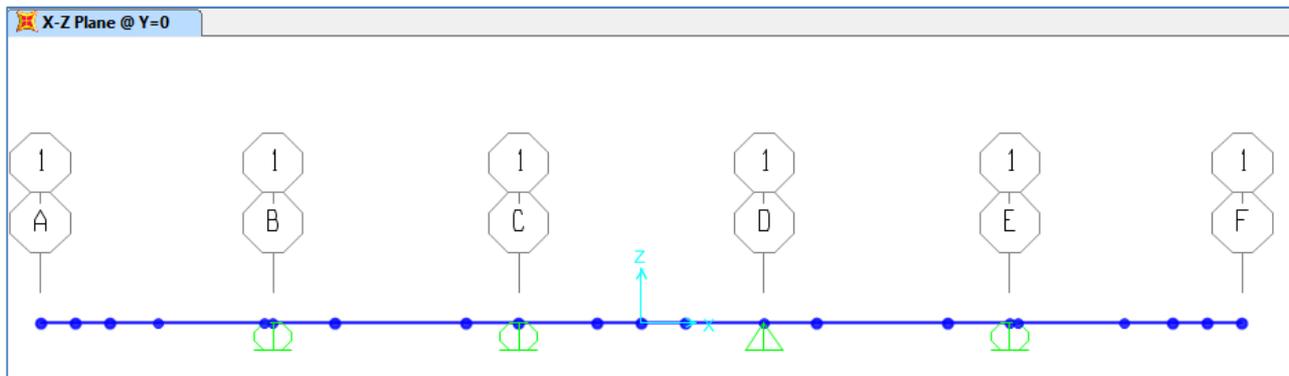


Figura 2. Schema soletta

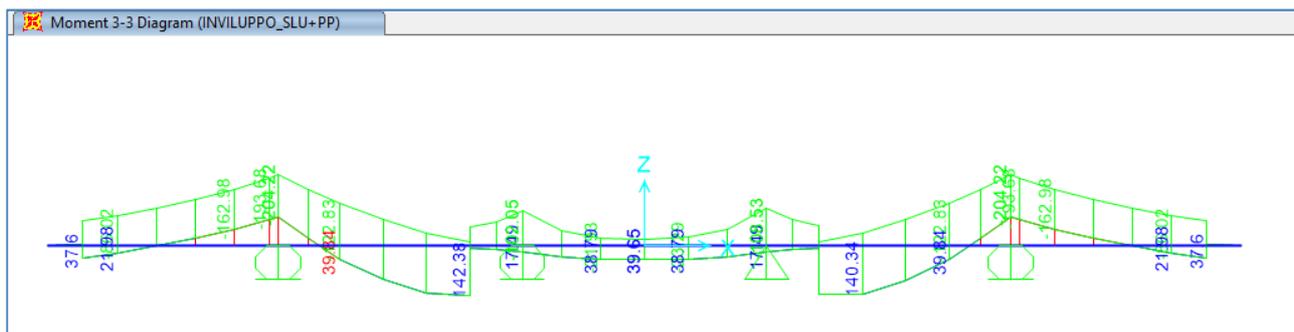


Figura 3. Involuppo sollecitazioni flettenti (S.L.U.)

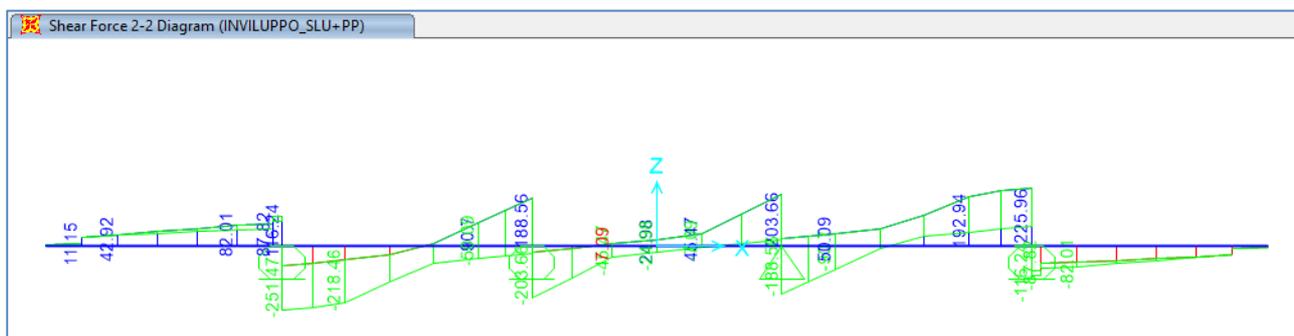
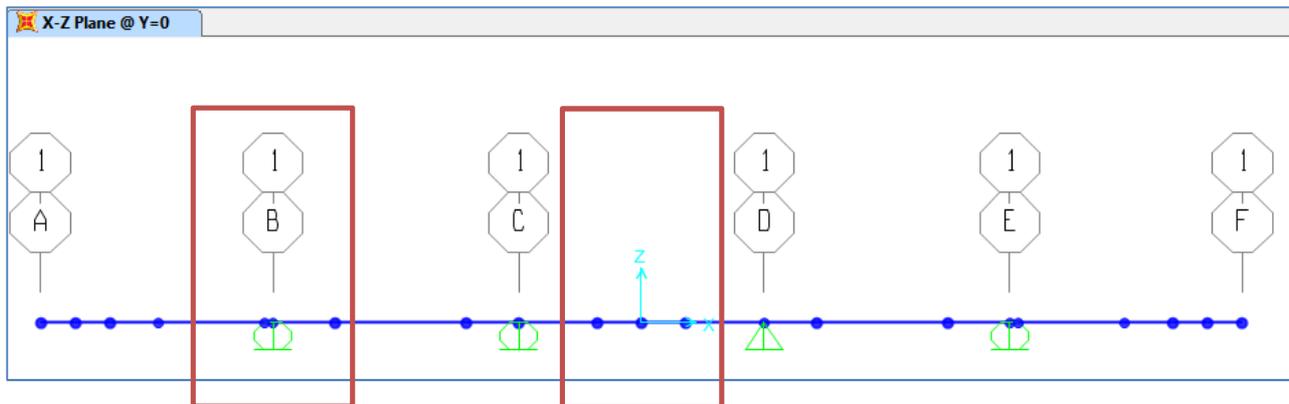


Figura 4. Involuppo sollecitazioni taglianti (S.L.U.)



• **SEZIONE APPOGGI B, E:**

Verifica a flessione

$M_{max} (-) = -205 \text{ kNm}$

$T_{max} (-) = -251.5 \text{ kN}$

Ferri sup: **Ø24/10**

Ferri inf: **Ø22/20**

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

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

Titolo: sez app B-E

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	38	1	45.24	5
			2	19.01	33

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 205 kNm
M_{yEd} 0

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

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

Tipologia flessione: Retta Deviata

Materiali: B450C C30/37

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

M_{xRd} -512.1 kNm

σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 9.731 ‰
d 33 cm
x 8.729 x/d 0.2645
 δ 0.7707

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

Precompresso

La verifica risulta soddisfatta.

• SEZIONE CAMPATA BC, DE

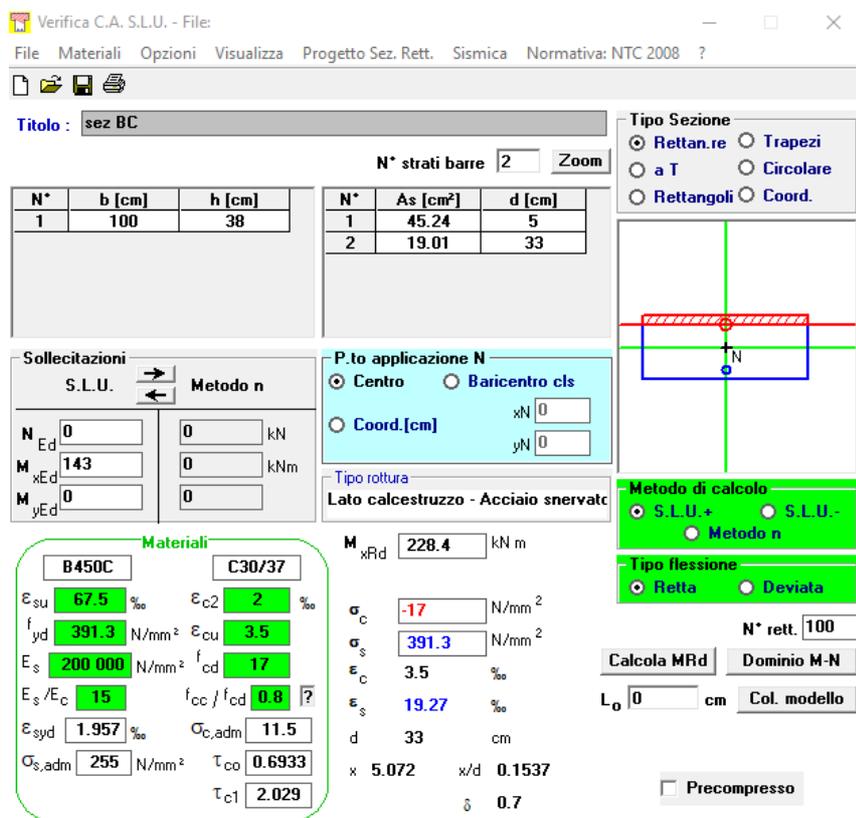
Verifica a flessione

$M_{max\ BC(+)} = 142.4\ \text{kNm}$

$M_{max\ CD(+)} = 87.1\ \text{kNm}$

Ferri sup: $\Phi 24/10$

Ferri inf: $\Phi 22/20$



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

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

Titolo: sez BC

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	38	1	45.24	5
			2	19.01	33

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 143 kNm
M_{yEd} 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} 228.4 kN m
σ_c -17 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 19.27 ‰
d 33 cm
x 5.072 x/d 0.1537
δ 0.7

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

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

Tipo flessione
Retta Deviata

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

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		380	[mm]
d	altezza utile		330	[mm]
A_{sl}	armatura longitudinale TESA/1mΦ	24	100	4524 [mm ²]
	traliccio	22	200	1901 [mm ²]
ρ_l	rappporto geometrico di armatura longitudinale		0.019	
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}			0.48	[MPa]
K			1.78	≤2
			157.8	
V_{Rd1}	resistenza a taglio		282.6	[kN]
V_{ed}	taglio sollecitante		251.5	[kN]

VERIFICATO

12.1.4 VERIFICHE S.LE.

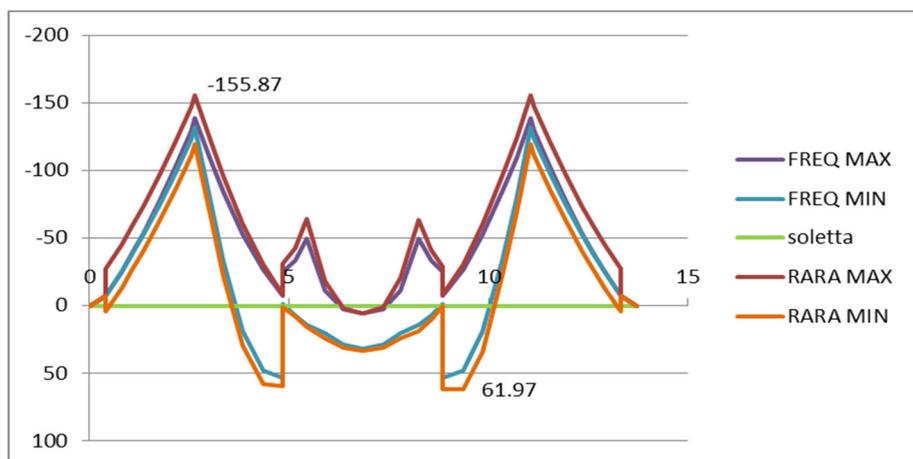
4.1.2.2 Verifica agli stati limite di esercizio

4.1.2.2.1 Generalità

Si devono effettuare le seguenti verifiche:

- verifiche di deformabilità,
- verifiche di vibrazione,
- verifiche di fessurazione,
- verifiche delle tensioni di esercizio,
- verifiche a fatica per quanto riguarda eventuali danni che possano compromettere la durabilità

per le quali sono definite le regole specifiche nei punti seguenti.



RARA

n	b	h	x	tesa		compr		
				As	As'	c	c'	d
15	1000	380	142.22	4524	1901	50	50	330
	mm	mm	mm	mm ²	mm ²	mm	mm	mm

f.o.

-8.1E-06

M	x	J id
155870	142.2	3.59E+09
kNmm	mm	mm ⁴

σ cls	σ acc
6.17E-03	0.12
kN/mm ²	kN/mm ²

6.17	122.16
MPa	MPa

QUASI PERMANENTE

n	b	h	x	tesa		compr		
				As	As'	c	c'	d
15	1000	380	142.22	4524	1901	50	50	330
	mm	mm	mm	mm ²	mm ²	mm	mm	mm

f.o.

-8.1E-06

M	x	J id
148000	142.2	3.59E+09
kNmm	mm	mm ⁴

σ cls	σ acc
5.86E-03	0.12
kN/mm ²	kN/mm ²

5.86	115.99
MPa	MPa

4.1.2.2.5.1 *Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio*

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara)} \quad (4.1.40)$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad (4.1.41)$$

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 scritti 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	-

**TENSIONE MASSIMA DI COMPRESSIONE DEL CLS
IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO**

Rck	40	
h	380	mm
d	330	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	1901	mm ²
x	142.22	mm
Jid,x	3.59E+09	mm ⁴

mom.flettente

comb.rara	156	kNm
0.60 fck	19.9	N/mm ²
σc	6.17	N/mm ²

verifica **ok**

comb quasi perman.	148	kNm
0.45 fck	14.9	N/mm ²
σc	5.86	N/mm ²

verifica **ok**

ACCIAIO (comb.rara)	156	kNm
0.8 fyk	360	N/mm ²
σs	122.2	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	122.2	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 16/20 cm inferiormente e superiormente.

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

13. APPENDICE

13.1 VALIDAZIONE MODELLO DI CALCOLO

Si riportano i controlli effettuati confrontando modelli semplificati analitici di calcolo e risultati ottenuti dalle analisi FEM, in accordo a quanto prescritto al paragrafo 10.2 del “DM. 14/01/2008”, di seguito riportato:

▪ *Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.*

Spetta al progettista il compito di sottoporre i risultati delle elaborazioni a controlli che ne comprovino l’attendibilità.

[...]

Nella relazione devono essere elencati e sinteticamente illustrati i controlli svolti, quali verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati, comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, etc.

13.1.1 CARICHI

Si considerano tre condizioni di carico elementare, due permanenti e un accidentale

G1:

- Peso proprio delle travi in acciaio (inclusi trasversi, irrigidimenti, ecc.) = 56 kN/m
- Peso proprio della soletta = 150.7 kN/m

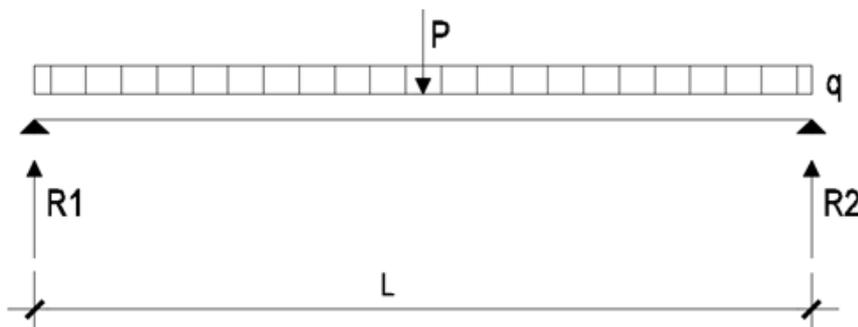
G2:

- Perm. portati = 178 kN/m

TRENI DI CARICO LM71 ed SW2

13.1.2 MODELLO SEMPLIFICATO

Il modello analitico di confronto è quello di trave semplicemente appoggiata con carico uniformemente ripartito (q) su una luce L pari all'interasse tra gli appoggi della struttura.



Sia $P = q \cdot L$

Le corrispondenti reazioni agli appoggi saranno: $R1 = R2 = P/2$, il massimo momento flettente in mezzeria $M_{max} = q L^2/8$

$q =$

- G1 (permanente)
- G2 (permanenti portati)
- LM71 ed SW2 (carico variabile)

Calcolo analitico:

	q		$L/2$	$p L/2$	/num travi
G1	206.7	R1=R2	20.4	4216.7	1054.2
G2	178	R1=R2	20.4	3631.2	907.8

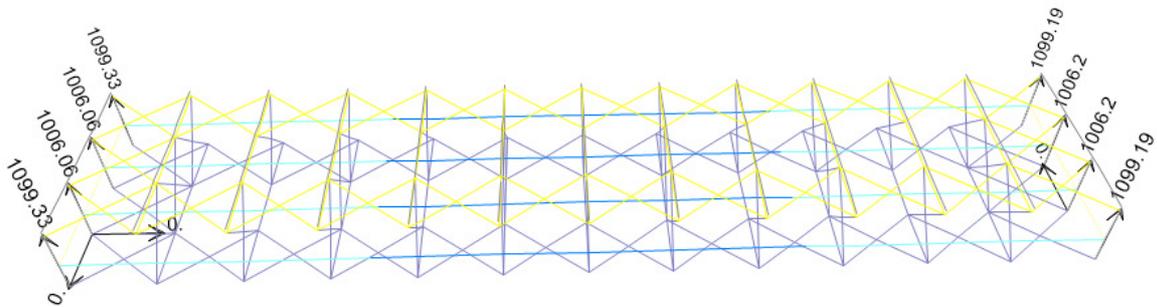
			$L^2/8$	$p L^2/8$	/num travi
G1	206.7	M max	208.1	43010.1	10752.5
G2	178	M max	208.1	37038.2	9259.6

	eq taglianti	coeff din			
lm71	117.5	1.08			
sw2	136.6	1.08			
	q		L/2	p L/2	/num travi
lm71	126.7	R1=R2	20.4	2584.5	646.1
sw2	147.3	R1=R2	20.4	3004.6	751.1

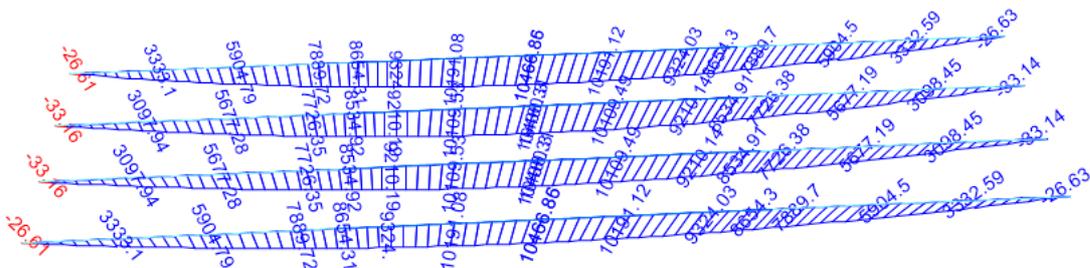
	eq flett	coeff din			
lm71	113.7	1.08			
sw2	128.7	1.08			
	q		L^2/8	p L^2/8	/num travi
lm71	122.5	M max	208.1	25497.9	6374.5
sw2	138.8	M max	208.1	28874.4	7218.6

Risultati modello:

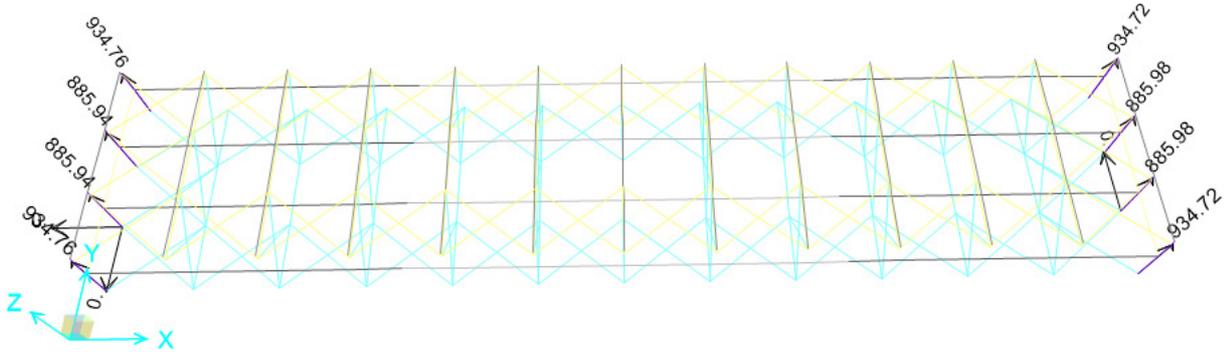
Joint Reactions (G1)



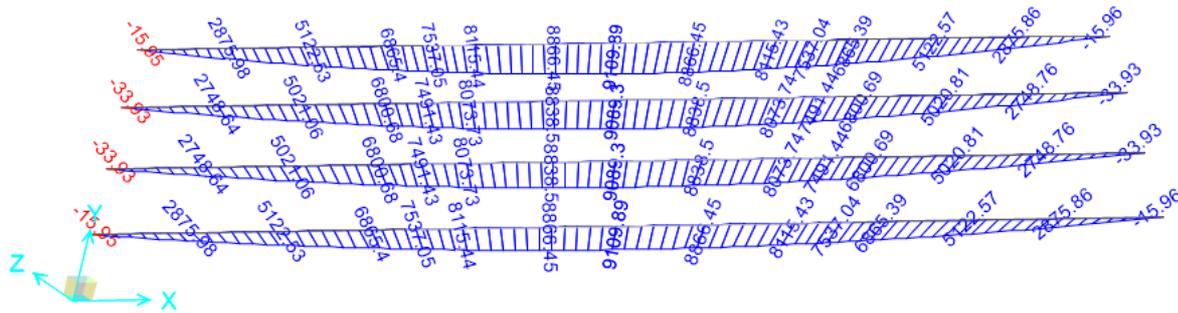
Moment 3-3 Diagram (G1)



Joint Reactions (G2)



Moment 3-3 Diagram (G2)



Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated) SB1_LB2

Notes

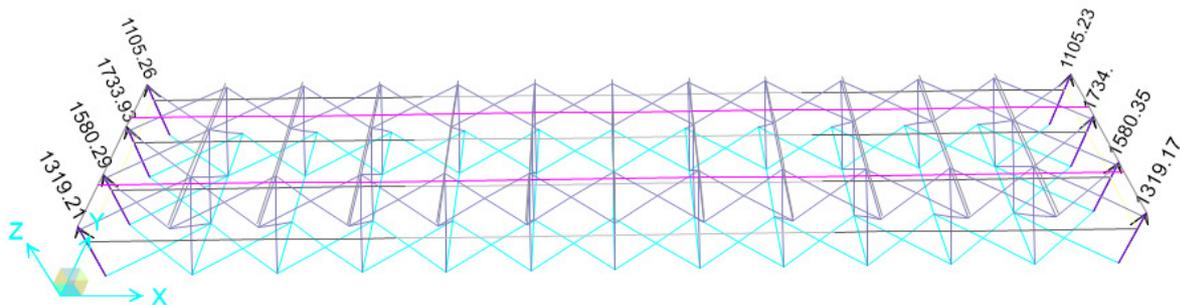
Load Combination Type Linear Add

Options

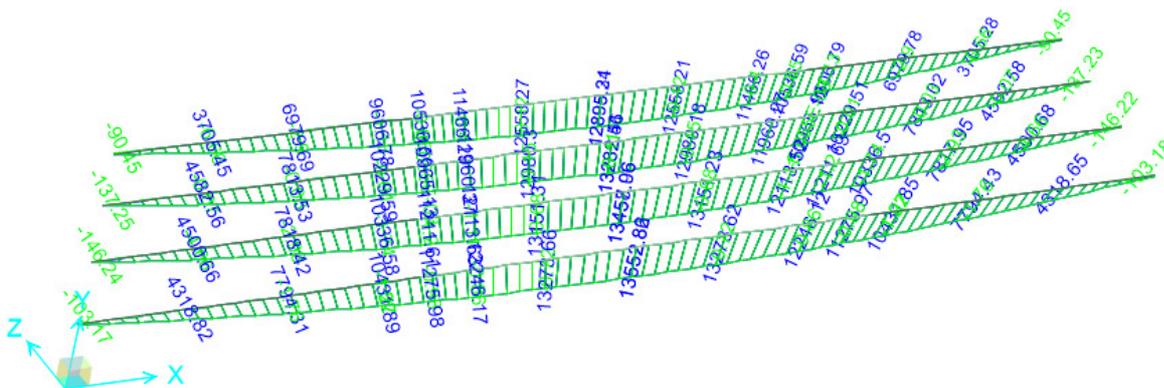
Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
1_04_LM71_B2	Combination	1.
1_04_LM71_B2	Combination	1.
1_01_SW2_B1	Combination	1.

Joint Reactions (SB1_LB2)



Moment 3-3 Diagram (SB1_LB2)



Tenendo conto del comportamento a graticcio dell'impalcato e dell'eccentricità dei carichi applicati, il modello risulta validato.