

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



CUP: J84H17000930009

U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

**RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA
TRATTA PIADENA - MANTOVA**

VI - OPERE D'ARTE PRINCIPALI - Ponti e Viadotti

VI04 (EX IN04) – VIADOTTO A TRAVI INCORPORATE L=19.00m

Impalcato a travi incorporate L=19m – Relazione di calcolo

SCALA:

-

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

N M 2 5 0 3 D 2 6 C L V I 0 4 0 7 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	G. Coppa	Aprile 2020	P. Scarano	Aprile 2020	M. Berlingieri	Aprile 2020	A. Perego Aprile 2020



File: NM2503D26CLVI0407001A.doc

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	5
2	DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA.....	6
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	10
3.1	NORMATIVA	10
4	UNITÀ DI MISURA	11
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	12
5.1	CALCESTRUZZO	12
5.1.1	<i>Soletta impalcato</i>	12
5.2	ACCIAIO PER ARMATURE ORDINARIE	12
5.3	ACCIAIO PER LE TRAVI DI IMPALCATO.....	13
5.4	BULLONI	13
5.5	COPRIFERRI MINIMI.....	13
6	ANALISI DEI CARICHI E CONDIZIONI DI CARICO	14
6.1	CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI G_1	14
6.2	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI G_2	14
6.2.1	<i>Massiciata, armamento e impermeabilizzazione $G_{2,1}$</i>	14
6.2.2	<i>Altri carichi permanenti non strutturali $G_{2,2}$</i>	15
6.3	CARICHI ACCIDENTALI Q_1	15
6.3.1	<i>Effetti dinamici</i>	15
6.3.2	<i>Carichi verticali</i>	16
6.3.3	<i>Numero di treni contemporanei</i>	18
6.4	TRENO SCARICO Q_2	18
6.5	AZIONI DI AVVIAMENTO E FRENATURA Q_3	19
6.6	AZIONE CENTRIFUGA Q_4	20
6.7	AZIONE LATERALE (SERPEGGIO) Q_5	21
6.8	AZIONE DEL VENTO Q_6	22
6.9	EFFETTI AERODINAMICI ASSOCIATI AL PASSAGGIO DEI CONVOGLI FERROVIARI	25

6.10	CARICHI SUI MARCIAPIEDI	27
6.11	AZIONI SISMICHE Q ₇	27
6.11.1	<i>Spettri di risposta elastici</i>	34
6.12	DERAGLIAMENTO Q ₉	36
6.13	VARIAZIONI TERMICHE ε_3	37
7	COMBINAZIONI DI CARICO	38
8	CRITERI DI MODELLAZIONE	43
8.1	MODELLAZIONE FEM.....	43
8.1.1	<i>Geometria</i>	43
8.1.2	<i>Condizioni di vincolo</i>	45
9	CRITERI DI VERIFICA	46
9.1	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO.....	46
9.1.1	<i>Verifica a fessurazione</i>	46
9.1.2	<i>Verifica delle tensioni in esercizio</i>	47
9.1.3	<i>Verifica di deformabilità e vibrazioni</i>	48
9.2	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI	50
9.2.1	<i>Sollecitazioni flettenti</i>	50
9.2.2	<i>Sollecitazioni taglianti</i>	51
10	ANALISI DEI RISULTATI: SOLLECITAZIONI E VERIFICHE IMPALCATO	53
10.1	SOLLECITAZIONI AGENTI SULLE TRAVI	53
10.2	VERIFICHE DI RESISTENZA DELLE TRAVI	58
10.3	VERIFICA DEGLI EFFETTI LOCALI – SBALZO DELL’IMPALCATO	68
10.3.1	<i>Sollecitazioni agenti e verifiche</i>	68
10.3.1.1	<i>Modello di calcolo e analisi dei carichi</i>	68
10.3.1.2	<i>Analisi delle sollecitazioni ed armature della soletta</i>	69

10.3.1.3 Verifiche 70

10.4	CALCOLO DELLA FREQUENZA PROPRIA DELL'IMPALCATO	72
10.5	VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ DELL'IMPALCATO.....	74
	<i>10.5.1 Deformazioni nel piano verticale</i>	<i>74</i>
	<i>10.5.2 Deformazioni torsionali.....</i>	<i>75</i>
	<i>10.5.3 Stato limite per il comfort dei passeggeri.....</i>	<i>75</i>
11	REAZIONI SUGLI APPOGGI	76
12	GIUNTI DI DILATAZIONE	77
12.1	SPOSTAMENTI	77
12.2	CORSA DEGLI APPARECCHI DI APPOGGIO MOBILI.....	79
12.3	ESCURSIONE DEI GIUNTI.....	80
12.4	AMPIEZZA DEI VARCHI	80
13	INCIDENZE.....	81
14	INDICE DELLE FIGURE.....	82

Relazione di calcolo impalcato a travi incorporate L=19m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	VI0407 001	A	5 di 82

1 **PREMESSA**

Il presente documento afferisce ai calcoli e alle verifiche strutturali dell'impalcato a travi in ferro incorporate in semplice appoggio, caratterizzante il viadotto VI04 (km 83+865.43 - 83+884.43), nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici relativi al Progetto definitivo del Raddoppio Ferroviario Codogno-Cremona-Mantova.

Le strutture sono state progettate coerentemente con quanto previsto dalla normativa vigente, “Norme Tecniche per le Costruzioni” - DM 17.1.2018 e Circolare n.7 Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al DM 17.1.2018.

La modellazione dell'azione sismica e delle strutture è stata eseguita mediante il programma di calcolo strutturale agli elementi finiti Midas-Gen.

2 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

L'impalcato oggetto del presente documento prevede 20 travi in acciaio tipo HEB1000 (classe 1), disposte secondo un interasse di 46.2cm, inglobate per tutto lo spessore in un getto di calcestruzzo con un ricoprimento minimo del lembo superiore di 12cm. La solidarizzazione trasversale delle travi è garantita inoltre dalla presenza di tiranti in acciaio superiori e inferiori passanti attraverso l'anima dei profili.

La larghezza complessiva dell'impalcato, interessato dal passaggio di due binari posti ad interasse di 4.00m, è pari a 12.40m.

La velocità di progetto della linea è inferiore a 250km/h, pertanto non si prevede una precompressione trasversale a mezzo di barre.

L'asse dei binari non prevede un'inclinazione rispetto all'asse ortogonale a quello degli appoggi.

La luce delle travi, valutata in asse appoggi, risulta pari a 19.00m.

Il vincolo dell'impalcato con le sottostrutture è realizzato mediante l'impiego di appoggi del tipo a disco elastomero confinato.

Nelle Figure riportate di seguito si forniscono le immagini della carpenteria dell'impalcato in esame, nonché dello schema di vincolo adottato. Si rimanda agli elaborati grafici per l'ottenimento di dettagli ulteriori.

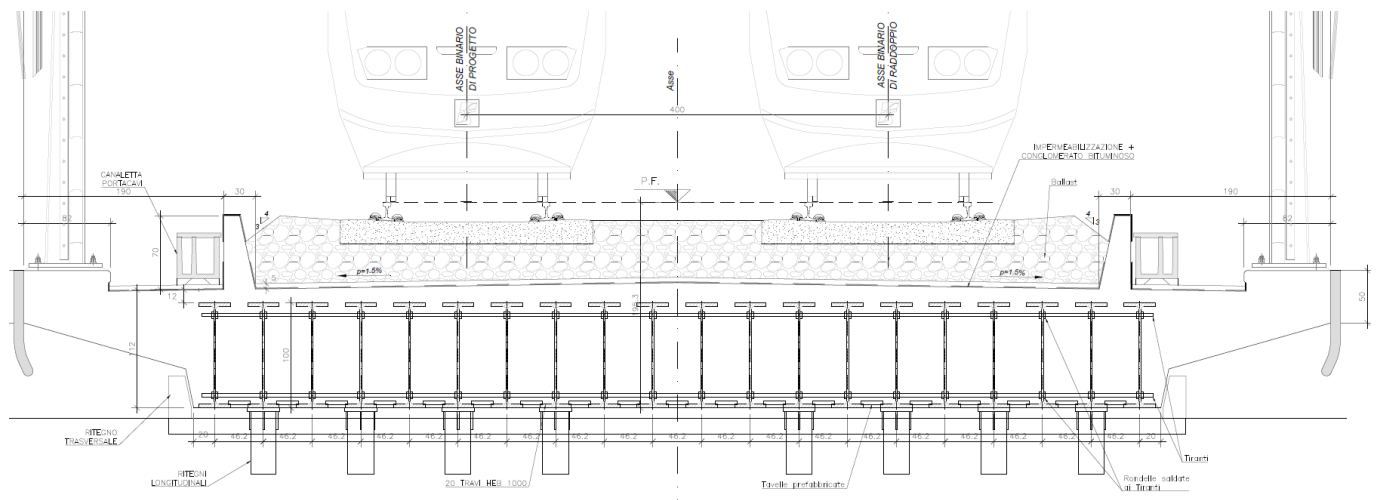


Figura 1 - Sezione trasversale dell'impalcato

Relazione di calcolo impalcato a travi incorporate L=19m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	VI0407 001	A	7 di 82

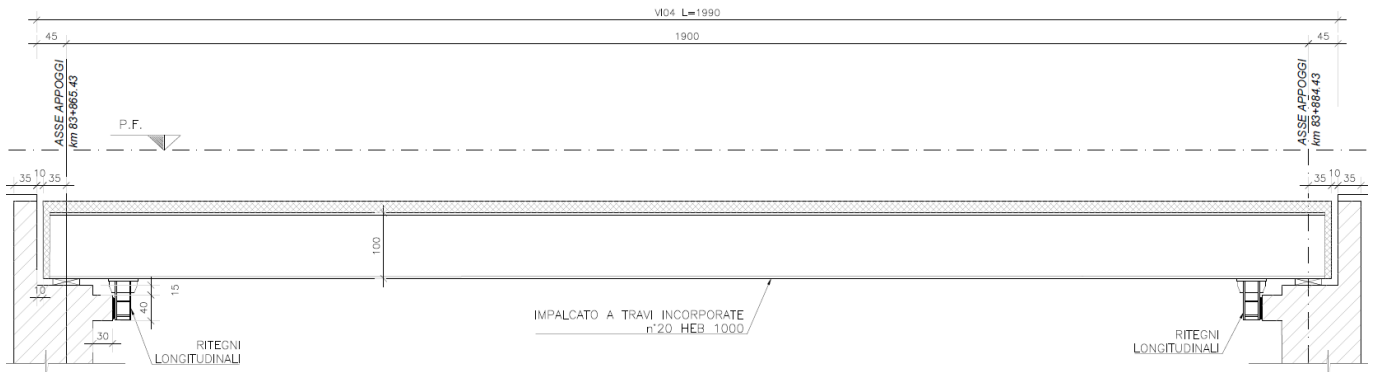


Figura 2: Sezione longitudinale dell'impalcato

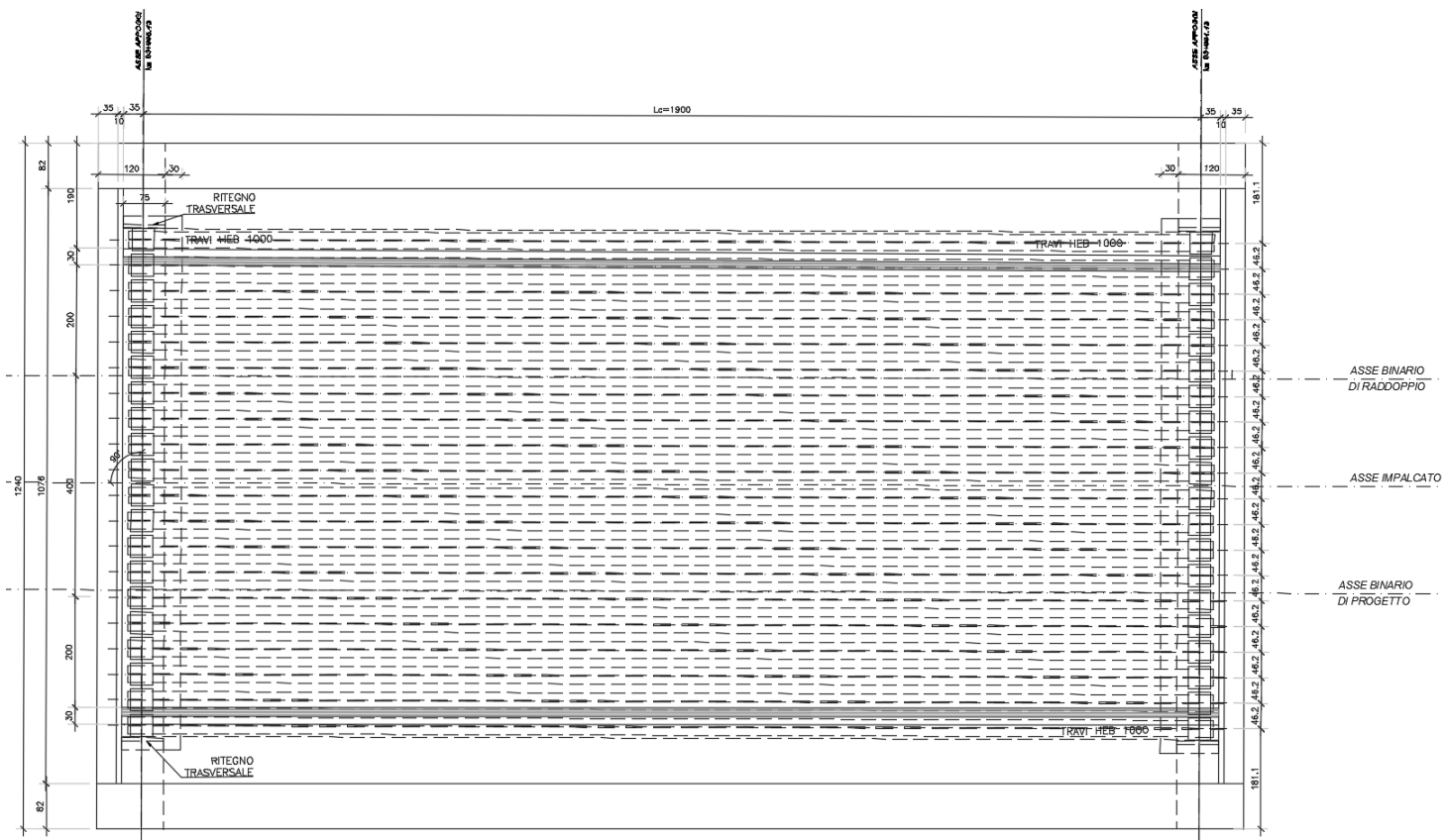


Figura 3: Pianta dell'impalcato

Relazione di calcolo impalcato a travi incorporate L=19m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	VI0407 001	A	8 di 82

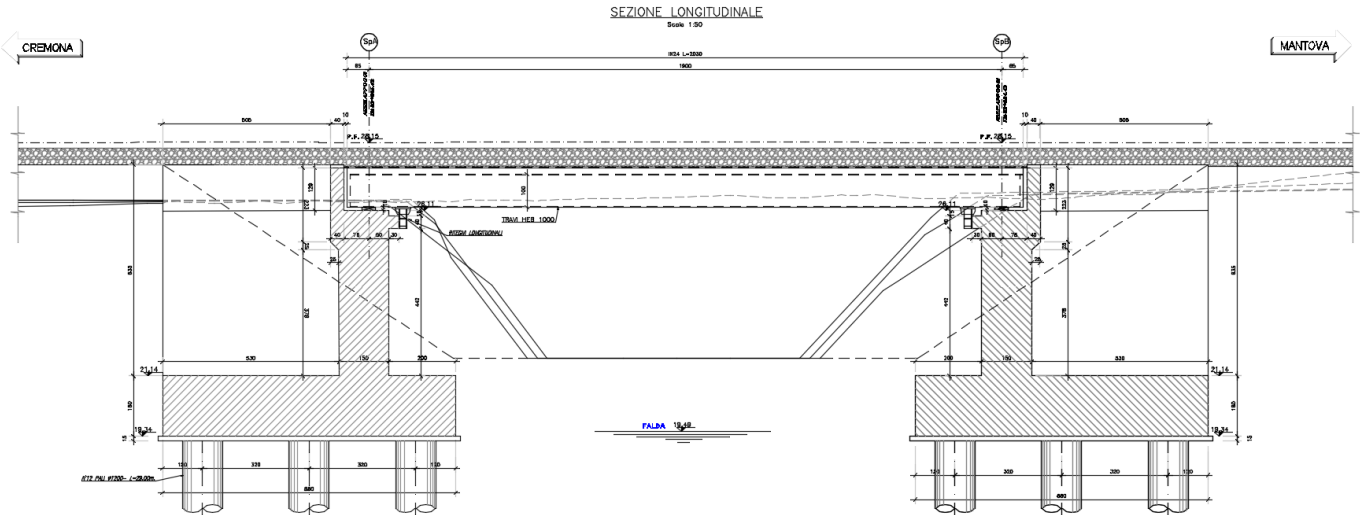


Figura 4: Profilo longitudinale dell'opera

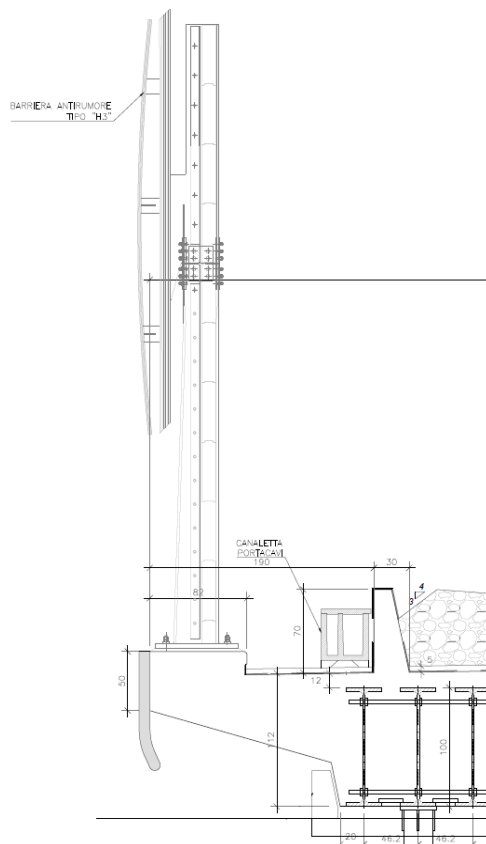


Figura 5: Dettaglio barriera antirumore

Il vincolo dell'impalcato con le sottostrutture è realizzato mediante il seguente schema:

- su un lato sono previsti n.16 appoggi fissi a rigidità variabile e n.4 di tipo multidirezionale;
- sul lato opposto sono previsti n.16 appoggi unidirezionali, con possibilità di scorrimento in senso longitudinale, e n.4 appoggi multidirezionali.

LEGENDA:

- ⊙ APPOGGIO TIPO FISSO
- ⊕ APPOGGIO TIPO MULTIDIREZIONALE
- ⊖ APPOGGIO TIPO UNIDIREZIONALE

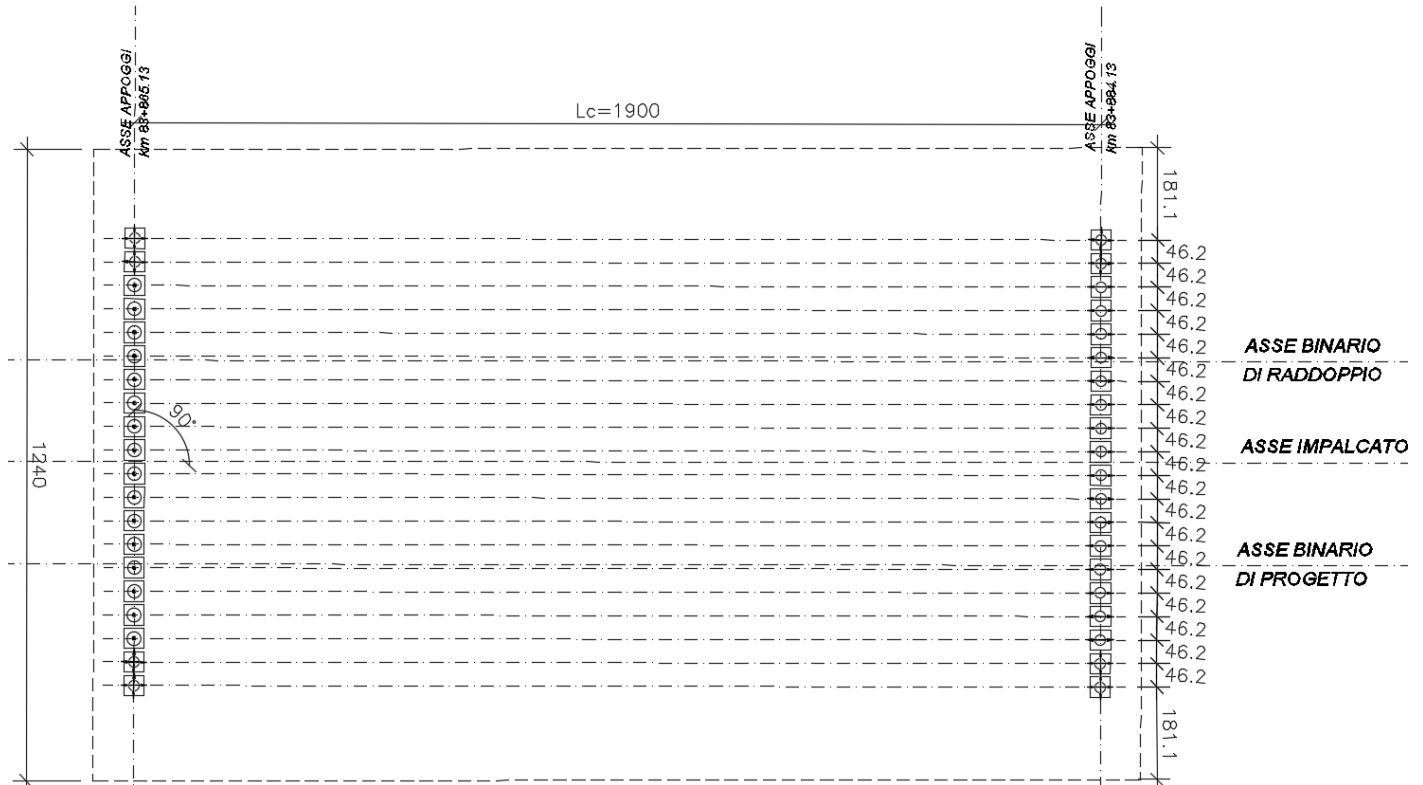


Figura 6: Pianta schema appoggi impalcato

Per ulteriori dettagli relativi alla geometria dell'impalcato, si faccia riferimento agli elaborati grafici.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA TRATTA PIADENA - MANTOVA					
	Relazione di calcolo impalcato a travi incorporate L=19m	COMMESSA NM25	LOTTO 03 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0407 001	REV. A

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 NORMATIVA

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate in accordo con le seguenti normative.

- LEGGE n. 1086 05.11.1971: “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni»”, G.U. Serie Generale n.42 del 20.02.2008, Supplemento Ordinario n.8;
- Circolare 21 gennaio 2019 n.7 ” Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”;
- RFI DTC SI MA IFS 001 C del 21.12.2018 - “Manuale di progettazione delle opere civili”;
- RFI DTC SI AM MA IFS 001 B del 21.12.2018 - “Manuale di progettazione delle opere civili – Sezione 1 - Ambiente”;
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 C del 21.12.2018 - “Manuale di progettazione delle opere civili – Sezione 2 – Ponti e Strutture”;
- RFI DTC SI CS MA IFS 001 C del 21.12.2018 - “Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili”;
- 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;
- UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali;
- UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici;
- Legge. 2 febbraio 1974, n. 64. Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- UNI EN 1992-1-1 “Progettazione delle strutture di calcestruzzo”;
- UNI EN 206-1-2016: Calcestruzzo. “Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.

4 UNITÀ DI MISURA

Le unità di misura usate nella presente relazione sono:

- lunghezze [m]
- forze [kN]
- momenti [kNm]
- tensioni [MPa]

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

5.1 Calcestruzzo

5.1.1 Soletta impalcato

Per il getto in opera della soletta di impalcato, si adotta un calcestruzzo con le caratteristiche riportate di seguito:

Classe d'esposizione: XC4

C32/40 $f_{ck} \geq 32$ MPa $R_{ck} \geq 40$ MPa

Classe minima di consistenza: S4

In accordo con le norme vigenti, risulta per il materiale in esame:

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	R_{ck}	40	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	33.20	N/mm ²
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	41.20	N/mm ²
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd} \text{ (Breve durata)} = f_{ck} / 1.5$	22.13	N/mm ²
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} \text{ (Lungo durata)} = 0.85 f_{cd}$	18.81	N/mm ²
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3}$ [Rck<50/60]	3.10	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk,0,05} = 0.7 f_{ctm}$	2.17	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm}$	3.72	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk,0,05} / 1.5$	1.45	N/mm ²
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	33643	N/mm ²

5.2 Acciaio per armature ordinarie

Classe acciaio per armature ordinarie

B450C

Tensione di snervamento caratteristica

$f_{yk} \geq 450$ MPa

Tensione caratteristica di rottura

$f_t \geq 540$ MPa

Modulo di elasticità

$E_a = 210000$ MPa

5.3 Acciaio per le travi di impalcato

Profilati: S355 J2 secondo UNI EN 10025

Modulo di elasticità

$E_a = 210000 \text{ MPa}$

Tensione di snervamento caratteristica

$f_{yk} \geq 355 \text{ MPa}$

Tensione ultima a rottura

$f_u \geq 510 \text{ MPa}$

Tensione di snervamento di progetto

$f_{yd} \geq 338.1 \text{ MPa}$

5.4 Bulloni

Classe vite 8.8 - Classe dado 8

Tensione di snervamento caratteristica

$f_{yb} \geq 649 \text{ MPa}$

Tensione di snervamento rottura

$f_{tb} \geq 800 \text{ MPa}$

Resistenza a taglio del bullone

$f_{yd} \geq 384 \text{ MPa}$

Tensione di snervamento di progetto

$f_{yd} \geq 262 \text{ MPa}$

5.5 Copriferrini minimi

Si riportano di seguito i copriferrini minimi per le strutture in calcestruzzo armato:

Soletta impalcato

4.0 cm

6 ANALISI DEI CARICHI E CONDIZIONI DI CARICO

Si riporta di seguito l'analisi delle condizioni di carico elementari relative all'impalcato in esame.

6.1 Carichi permanenti strutturali G_1

I carichi permanenti strutturali sono valutati sulla base della geometria degli elementi costituenti la struttura e del peso specifico dei diversi materiali. Si assume $\gamma=25\text{kN/m}^3$ per il calcestruzzo e $\gamma=78.5\text{kN/m}^3$ per l'acciaio strutturale. Si riportano di seguito i dati considerati per il calcolo del peso proprio degli elementi strutturali di impalcato:

CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI G_1			
Peso specifico cls	γ_c	25.00	kN/m^3
Peso specifico acciaio	γ_s	78.50	kN/m^3
Tipologia trave metallica		HEB1000	
Altezza trave metallica	H	1.00	m
Luce trave (assi appoggi)	L	19.00	m
Numero di travi	n	20	
Interasse travi	i	0.462	m
Area sezione trave	A	0.0400	m^2
Peso Proprio Trave	$p_{g1,1}$	3.14	kN/m
Peso Proprio Travi Impalcato	$P_{g1,1}$	62.80	kN/m
Spessore soletta impalcato	S_s	0.12	m
Area cls in opera per trave	A_{cls}	0.477	m^2
Peso Proprio soletta per trave	$p_{g1,2,1}$	11.94	kN/m
Peso proprio soletta sbalzo per trave esterna	$p_{g1,2,2}$	21.25	kN/m
Peso Proprio soletta Impalcato	$P_{g1,2}$	281.22	kN/m

* il contributo della pendenza trasversale è computato in "Carichi permanenti non strutturali"

6.2 Carichi permanenti non strutturali G_2

6.2.1 Massicciata, armamento e impermeabilizzazione $G_{2,1}$

La determinazione dei carichi permanenti portati relativi al peso della massicciata, dell'armamento e dell'impermeabilizzazione si è effettuata assumendo convenzionalmente un peso specifico di $20,0\text{kN/m}^3$ (linea in curva), applicato su tutta la larghezza media compresa fra i muretti paraballast, pari a 7.95m, per un'altezza media fra piano del ferro (P.F.) ed estradosso impalcato pari a 0,80 m.

Nella Tabella di seguito si riporta la sintesi del calcolo.

MASSICCIATA, ARMAMENTO e IMPERMEABILIZZAZIONE $G_{2,1}$			
Peso specifico massicciata (ponti in curva par. 5.2.2.1.1-DM 17 gennaio 2018)	γ	20.00	kN/m^3

Relazione di calcolo impalcato a travi incorporate L=19m	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NM25	03 D 26	CL	VI0407 001	A	15 di 82

Larghezza media tra i muri paraballast	b ₃	7.95	m
Spessore convenzionale ballast	s ₃	0.80	m
Massicciata, armamento ed impermeabilizzazione	P_{g2,1}	127.20	kN/m

6.2.2 Altri carichi permanenti non strutturali G_{2,2}

Si riportano a seguire i carichi permanenti portati per l'intero impalcato.

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI G _{2,2}			
Pendenza trasversale soletta 1.5%	g _{2,2_1}	18.25	kN/m
Massetto sp=5cm b=110 cm	g _{2,2_2}	2.75	kN/m
Muretti paraballast h=70cm + cavidotti	g _{2,2_3}	14.50	kN/m
Cordoli laterali	g _{2,2_4}	8.20	kN/m
Veletta A=0.10mq	g _{2,2_5}	5.00	kN/m
Barriera antirumore	g _{2,2_6}	32.00	kN/m
Carichi permanenti portati (per impalcato)	P_{g2,2 tot}	80.70	kN/m

6.3 Carichi accidentali Q₁

Nel presente paragrafo si esegue l'analisi delle azioni verticali associate ai convogli ferroviari per il tramite della definizione di modelli di carico di tipo "teorico" (modelli di carico LM71 e SW rappresentativi del traffico normale e pesante rispettivamente), di seguito descritti.

I valori caratteristici dei carichi attribuiti ai modelli di carico sono stati moltiplicati per il coefficiente "α", assunto come da Tabella seguente, in accordo con il "Manuale di progettazione delle opere civili":

Modello di carico	Coefficiente α
LM71	1.1
SW/0	1.1
SW/2	1

Tabella 1 – Coefficiente di adattamento α – Tab. 2.5.1.4.1-1 – Manuale di progettazione delle opere civili

6.3.1 Effetti dinamici

Secondo quanto riportato al par. 2.5.1.4.2.5 del "Manuale di progettazione delle opere civili", che riprende integralmente i contenuti del par. 5.2.2.2.3 del DM 17.1.2018, il coefficiente di incremento dinamico dei modelli di carico teorici adottato è:

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\Phi - 0.2}} + 0.73$$

INCREMENTO DINAMICO DEI CARICHI TEORICI

Lunghezza caratteristica	L_{Φ}	19.00	m
Coefficiente di incremento dinamico (linee con normale standard manutentivo)	Φ_3	1.249	

essendo $L_{\Phi} = 19.00\text{m}$, in accordo con quanto indicato nella Tabella 5.2.II del DM 17.1.2018, per il caso 5.1: Travi e solette semplicemente appoggiate: $L_{\Phi} = \text{luce nella direzione delle travi principali}$.

6.3.2 Carichi verticali

Le azioni variabili verticali associate ai convogli ferroviari sono state definite in accordo con il par. 2.5.1.4.1. del “Manuale di progettazione delle opere civili” che riprende integralmente i contenuti dei par. 5.2.2.2.1.1 e 5.2.2.2.1.2 del DM 17.1.2018. I treni di carico adottati schematizzano gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale (treno di carico LM71) e pesante (treno di carico SW).

TRENO DI CARICO LM71

- Distribuzione longitudinale dei carichi assiali Q_{vk}

$$q_{vk} = 80 \text{ kN/m}$$

$$Q_{vk} = 250 \text{ kN}$$

$$\alpha = 1.1 \text{ (coefficiente di adattamento)}$$

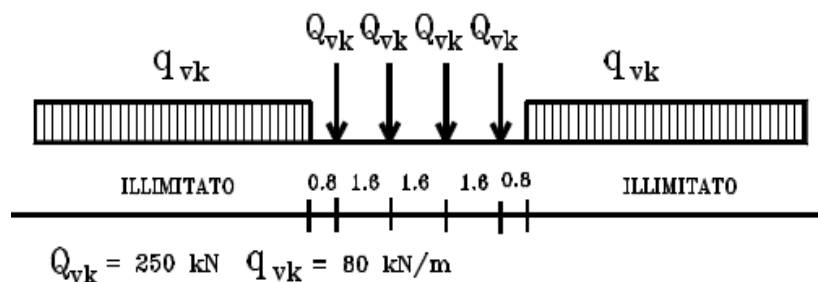


Figura 7: Treno di carico LM71

- Distribuzione trasversale dei carichi

Le azioni si sono distribuite trasversalmente eseguendo una diffusione del carico 4/1 attraverso la massicciata ed 1/1 dalla superficie di estradosso fino al piano medio della soletta. Si ha una ripartizione trasversale del carico su una larghezza b pari a:

DISTRIBUZIONE TRASVERSALE DEI CARICHI

Larghezza traversina	b_{tra}	2.40	m
Spessore soletta impalcato	S_s	0.12	m
Spessore ballast sotto binario (asse binario)	S_3	0.35	m

Distribuzione trasversale dei carichi

b 2.69 m

Risulta pertanto, per il treno di carico LM71, un carico distribuito pari a:

Carico distribuito per LM71

$q_{vk} \times \alpha \times \Phi_3/b$	q_{vk}	40.80	kN/m ²
$Q_{vk} \times \alpha \times \Phi_3/b$	Q_{vk}	79.68	kN/m ²

TRENO DI CARICO SW/2

- Distribuzione longitudinale dei carichi

$$q_{vk} = 150 \text{ kN/m}$$

$$\alpha = 1.0 \text{ (coefficiente di adattamento)}$$

Tipo di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/2	150	25,0	7,0

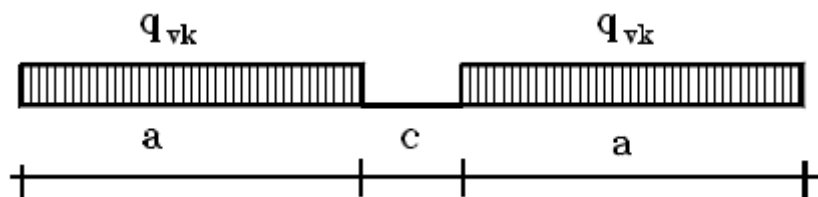


Figura 8: Treno di carico SW/2

- Distribuzione trasversale dei carichi

Le azioni si sono distribuite trasversalmente secondo i medesimi criteri descritti per il treno di carico LM71. Risulta pertanto, per il treno di carico SW/2, un carico distribuito pari a:

Carico distribuito per SW/2

$q_{vk} \times \alpha \times \Phi_3/b$	q_{vk}	69.54	kN/m ²
--	----------	-------	-------------------

Ciascuno dei due modelli di carico teorici è stato implementato nel programma di analisi strutturale agli elementi finiti MidasGen; tale codice di calcolo, tramite l'utility 'Moving Load Case', consente di definire di volta in volta

l'effetto più gravoso, in termini di sollecitazioni, deformazioni, reazioni vincolari, che le varie configurazioni di carichi mobili, individuate automaticamente, producono sui vari elementi finiti costituenti il modello di calcolo.

Eccentricità dei carichi accidentali

L'applicazione dei carichi accidentali sugli elementi strutturali dell'impalcato dipende trasversalmente dalle eccentricità di questi rispetto all'asse dell'impalcato. Le eccentricità dei carichi sono legate a diversi fattori:

- eccentricità dovuta al tracciato: distanza asse tracciato-asse impalcato;
- eccentricità dovuta al sovralzo;
- eccentricità propria del modello di carico.

Nel caso in esame si è tenuto conto della sola eccentricità propria del modello di carico, in quanto risultano trascurabili le eccentricità dovute al tracciato e al sovralzo.

Per il modello di carico LM71 è prevista un'eccentricità pari a $\varepsilon_3 = 143.5/18 = 7.97 \text{ cm} \approx 8.0 \text{ cm}$, essendo 143.5 cm il valore dello scartamento, considerata nella direzione più sfavorevole, ossia verso l'asse del binario relativo al treno SW/2 per ottenere la condizione più critica ai fini delle verifiche sulle travi.

Per il modello di carico SW/2 non è prevista un'eccentricità propria.

6.3.3 Numero di treni contemporanei

Conformemente a quanto riportato nel par. 5.2.3.1.2_Tab.5.2.III del DM 17.1.2018, si sono considerati due treni contemporanei sull'impalcato, sia per il traffico normale che per quello pesante.

Numero di binari	Binari Carichi	Traffico normale		Traffico pesante ⁽²⁾
		caso a ⁽¹⁾	caso b ⁽¹⁾	
1	Primo	1,0 (LM 71 ⁺⁺ SW/0 ⁺⁺)	-	1,0 SW/2
	Primo	1,0 (LM 71 ⁺⁺ SW/0 ⁺⁺)	-	1,0 SW/2
2	secondo	1,0 (LM 71 ⁺⁺ SW/0 ⁺⁺)	-	1,0 (LM 71 ⁺⁺ SW/0 ⁺⁺)
	Primo	1,0 (LM 71 ⁺⁺ SW/0 ⁺⁺)	0,75 (LM 71 ⁺⁺ SW/0 ⁺⁺)	1,0 SW/2
≥ 3	secondo	1,0 (LM 71 ⁺⁺ SW/0 ⁺⁺)	0,75 (LM 71 ⁺⁺ SW/0 ⁺⁺)	1,0 (LM 71 ⁺⁺ SW/0 ⁺⁺)
	Altri	-	0,75 (LM 71 ⁺⁺ SW/0 ⁺⁺)	-

⁽¹⁾ LM71 “+” SW/0 significa considerare il più sfavorevole fra i treni LM 71, SW/0

⁽²⁾ Salvo i casi in cui sia esplicitamente escluso

Tabella 2 – Carichi mobili in funzione del numero di binari presenti sul ponte – Tab.5.2.III del DM 17.1.2018

6.4 Treno scarico Q₂

La condizione di “Treno Scarico” è stata simulata con un carico uniformemente distribuito, in accordo con quanto previsto al par. 5.2.2.2.1.3 del DM 17.1.2018.

Treno scarico Q₂

Q₂ 10.00 kN/m

6.5 Azioni di avviamento e frenatura Q_3

L'azione di frenatura ed avviamento dei treni è definita secondo quanto riportato nel par. 2.5.1.4.3.3 del “Manuale di progettazione delle opere civili”.

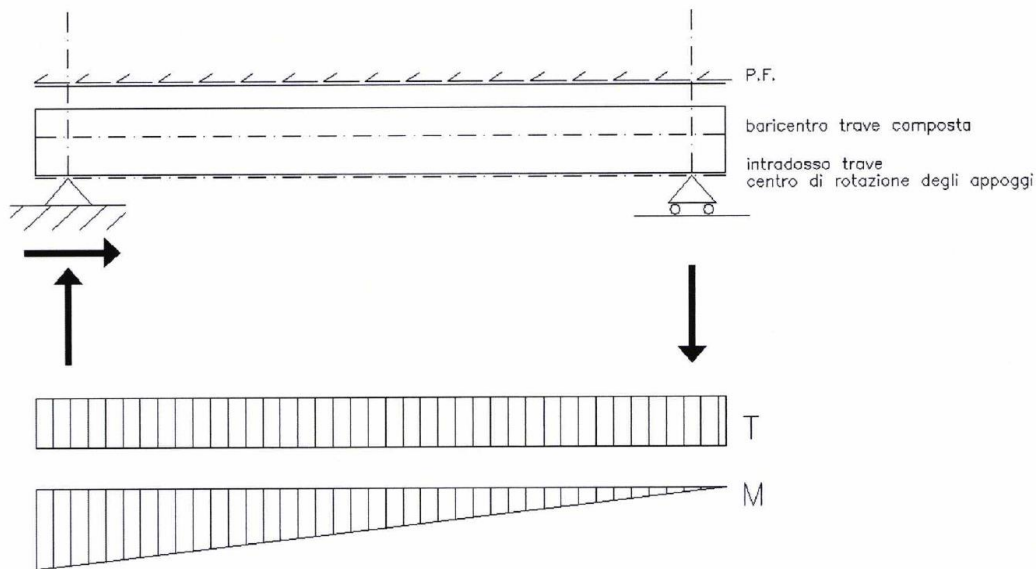


Figura 9: Sollecitazioni indotte da frenatura e avviamento dei treni

FRENATURA E AVVIAMENTO			
Lunghezza di binario	L	19.70	m
Luce trave	L_{trave}	19.00	m
Distanza tra intradosso trave e piano del ferro +10cm (asse di rotazione appoggi)	d	2.05	m
Braccio tra baricentro sezione ed intradosso trave +10cm (asse di rotazione appoggi)	h	0.60	m
Treno SW/2 in frenatura			
$q_{lb,k} = 35 \text{ kN/m} \times L \times \alpha$	$q_{lb,k}$	689.50	kN
Forza orizzontale appoggio lato 1 (fisso)	F_o (lato fisso)	689.50	kN
Forza verticale appoggio lato 1/lato 2	F_v (su un lato)	74.39	kN
Taglio agente	V	74.4	kN
Momento massimo agente sulla trave*	M_{\pm}	413.7	kNm
Momento agente mezzeria	M_{\pm}	206.9	kNm
*Il momento è valutato come effetto flettente applicato nel baricentro della trave che dista $H_{trave}/2$ dall'intradosso della trave a cui si aggiungono 0,10 m fino all'asse di rotazione degli appoggi			
Treno LM71 in avviamento			
$q_{la,k} = 33 \text{ kN/m} \times L \times \alpha$	$q_{la,k}$	715.11	kN
Forza orizzontale appoggio lato 1/lato 2	F_o (lato fisso)	715.11	kN

Relazione di calcolo impalcato a travi incorporate L=19m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	VI0407 001	A	20 di 82

Forza verticale appoggio lato 1/lato 2

F_v (su un lato) 77.16 kN

Taglio agente

V 77.2 kN

Momento massimo agente sulla trave*

M± 429.1 kNm

Momento agente mezzeria

M± 214.5 kNm

*Il momento è valutato come effetto flettente applicato nel baricentro della trave che dista $H_{trave}/2$ dall'intradosso della trave a cui si aggiungono 0,10 m fino all'asse di rotazione degli appoggi

Momento complessivo sull'impalcato dovuto alla frenatura e all'avviamento in mezzeria:

Momento per frenatura del treno SW/2

M_{SW2} 206.9 kNm

Momento per avviamento del treno LM71

M_{LM71} 214.5 kNm

Su ogni trave considerando una ripartizione uniforme si ha in mezzeria:

Numero travi nella fascia resistente (zona di ripartizione del carico - p.2.9.2.1 Manuale RFI) n

9 -

Momento per frenatura del treno SW/2

M_{SW2} 23.0 kNm

Momento per avviamento del treno LM71

M_{LM71} 23.8 kNm

6.6 Azione centrifuga Q_4

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

Il valore caratteristico della forza centrifuga si determina in accordo con le seguenti espressioni:

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} (f \cdot Q_{vk}) = \frac{v^2}{127 \cdot r} (f \cdot Q_{vk})$$

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} (f \cdot q_{vk}) = \frac{v^2}{127 \cdot r} (f \cdot q_{vk})$$

dove:

- Q_{tk} - q_{tk} è il valore caratteristico della forza centrifuga, espresso in kN/m;
- Q_{vk} - q_{vk} è il valore caratteristico dei carichi verticali ferroviari, espresso in kN/m;
- v è la velocità di progetto, espressa in km/h;
- f è un fattore di riduzione;
- r è il raggio di curvatura, espresso in m.

L'azione centrifuga viene determinata per i modelli di carico LM71 e SW/2 associando alle grandezze precedentemente indicate quanto contenuto nella tabella 2.5.1.4.3.1-1 del "Manuale di progettazione delle opere civili".

Per quanto riguarda il modello di carico SW/2 si è assunta una velocità V uguale a 100 km/h, un valore di f pari ad 1 ed il valore di α pari a 1.

Per il modello di carico LM71, essendo la velocità di progetto superiore ai 120 km/h, sono stati considerati due casi:

- Modello di carico LM71 e forza centrifuga per V= 120 km/h in accordo con le formule precedenti dove f = 1;
- Modello di carico LM71 e forza centrifuga calcolata secondo le precedenti espressioni per la massima velocità di progetto (V=140 km/h).

La forza centrifuga, in accordo con quanto prescritto nel “Manuale di progettazione delle opere civili”, non è stata incrementata dai coefficienti dinamici.

Valore di α	Massima velocità della linea [Km/h]	Azione centrifuga basata su:				traffico verticale associato
		V	α	f		
SW/2	≥ 100	100	1	1	$1 \times 1 \times SW/2$	$\Phi \times 1 \times SW/2$
	< 100	V	1	1	$1 \times 1 \times SW/2$	
LM71 e SW/0	> 120	V	1	f	$1 \times f \times (LM71''+''SW/0)$	$\Phi \times 1 \times 1 \times (LM71''+''SW/0)$
		120	α	1	$\alpha \times 1 \times (LM71''+''SW/0)$	$\Phi \times \alpha \times 1 \times (LM71''+''SW/0)$
	≤ 120	V	α	1	$\alpha \times 1 \times (LM71''+''SW/0)$	

Tabella 3 – Parametri per determinazione della forza centrifuga – Tab. 2.5.1.3.1-1 – Manuale di progettazione delle opere civili

Nel caso in esame, il contributo dell'azione centrifuga sull'impalcato in esame è trascurabile, essendo l'opera in rettilineo.

6.7 Azione laterale (Serpeggio) Q_5

L'azione laterale associata al serpeggio è definita secondo quanto riportato nel par. 2.5.1.4.3.2 del “Manuale di progettazione delle opere civili”, che riprende il par. 5.2.2.3.2 del DM 17.1.2018, ed equivale ad una forza concentrata agente orizzontalmente, applicata alla sommità della rotaia più alta, perpendicolarmente all'asse del binario, del valore di 100 kN.

L'azione orizzontale in esame è stata considerata ai soli fini del calcolo delle azioni sugli apparecchi di appoggio.

L'azione del serpeggio viene riportata nel modello di analisi nel baricentro delle travi (sezione omogeneizzata), come forza orizzontale e coppia concentrata. La forza orizzontale, diretta verso l'esterno, viene ripartita in parti

uguali sulle travi della fascia resistente, che corrispondono nel caso in esame alle due travi sotto il binario; la coppia concentrata viene assegnata alle due travi più esterne della fascia considerata, sotto forma di forze verticali determinate da un meccanismo di tira e spingi.

AZIONE LATERALE (Serpeggio)

Forza caratteristica di serpeggio	Q_{SK5}	100.00	kN
Braccio tra baricentro sezione ed intradosso trave	y_g	0.500	m
Braccio tra baricentro sezione e piano del ferro	H_{br}	1.45	m
Numero travi della fascia resistente	n	9	-
Distanza tra le travi più esterne della fascia resistente	i	3.70	m
Momento agente (hp: un solo binario caricato)	M	145.00	kN/m
Forze verticali (hp: coinvolte solo le due travi più esterne della fascia resistente)	$R_{iv}=-R_{jv}$	39.23	kN
Forza orizzontale sulle travi della fascia resistente	R_o	11.11	kN

Le azioni verticali e orizzontali valutate sulle travi, sono state applicate come carico uniformemente distribuito longitudinalmente su una lunghezza di 2.00m, in corrispondenza della mezzeria, pertanto si ha:

LM71

Lunghezza di applicazione del carico	L	2.00	m
Forze verticali (hp: coinvolte solo le due travi più esterne della fascia resistente) al metro	$r_{iv}=-r_{jv}$	21.58	kN/m
Forze orizzontali (hp: coinvolte solo le travi della fascia resistente) al metro	r_o	6.11	kN/m

SW/2

Lunghezza di applicazione del carico	L	2.00	m
Forze verticali (hp: coinvolte solo le due travi più esterne della fascia resistente) al metro	$r_{iv}=-r_{jv}$	19.62	kN/m
Forze orizzontali (hp: coinvolte solo le travi della fascia resistente) al metro	r_o	5.56	kN/m

6.8 Azione del vento Q_6

Il calcolo dell'azione del vento è stato condotto secondo quanto riportato al par. 3.3 del DM 17.1.2018; si riportano di seguito i principali parametri di calcolo:

Zona - Regione	Zona	[-]	1
Velocità di riferimento - Valore caratteristico	$v_{b,0}$	[m/s]	25
Parametro legato all'altitudine della zona	a_0	[m]	1000
Parametro funzione della zona	k_s	[1/s]	0.40
Altitudine	a_s	[m]	30
Velocità di riferimento per un periodo di ritorno di 50 anni	v_b	[m/s]	25
Tempo di ritorno	T_R	[anni]	50
Coefficiente correttivo per il tempo di ritorno	c_R	[-]	1.00
Velocità di riferimento per il periodo di ritorno definito	$v_r(T_R)$	[m/s]	25.02
Densità dell'aria	ρ	[kg/m ³]	1.25

La pressione cinetica di riferimento è pari a:

$$q_b = 391.20 \text{ N/m}^2$$

Relazione di calcolo impalcato a travi incorporate L=19m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	VI0407 001	A	23 di 82

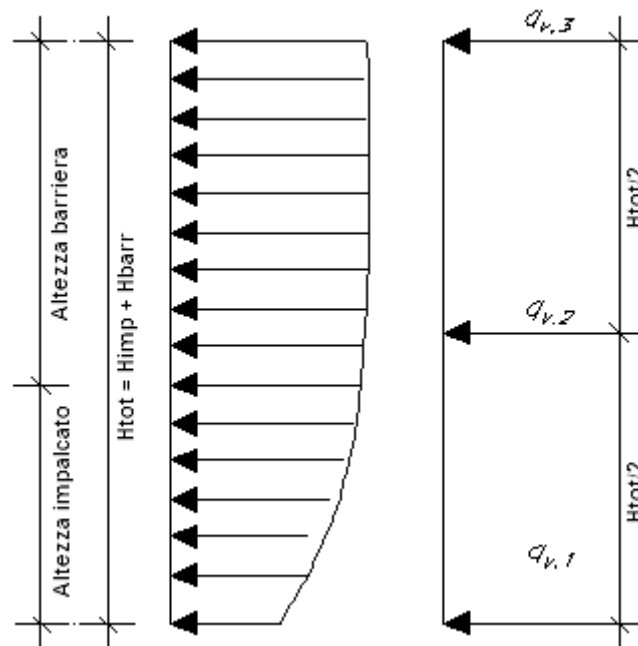
Classe di rugosità del terreno	Classerug	[-]	C
Categoria di esposizione del sito	Catesp	[-]	III
Parametri per la definizione del coeff. di esposizione	kr	[-]	0.20
	Z0	[m]	0.10
	Zmin	[m]	5.00

Nelle strutture analizzate viene considerato un coefficiente di topografia unitario.

Nelle strutture analizzate viene considerato cautelativamente un coefficiente dinamico unitario.

Si assume un coefficiente di forma pari a $c_p=1.4$.

Con riferimento all'andamento mostrato nella seguente Figura si valuta la pressione del vento alle tre diverse quote della superficie totale investita; in particolare si approssima l'andamento della curva logaritmica con una curva ad andamento bilineare avente un valore minimo, uno intermedio e uno massimo. Dai tre valori di pressione ottenuti, si ricava una pressione media considerata uniformemente distribuita sull'intera superficie investita:



VENTO

Altezza massima del terreno rispetto al PF	z	6.50	m
Distanza tra PF ed intradosso trave	d	1.95	m
Pressione cinetica	qb	391.20	N/m ²
Altezza barriera dal P.F.	H1barr	4.62	m

Relazione di calcolo impalcato a travi incorporate L=19m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	VI0407 001	A	24 di 82

Distanza del P.F. dal cordolo	H _{2barr}	0.65	m
Altezza totale impalcato e barriera	H _{tot}	6.57	m
Coefficiente di forma c _p = 1.4	C _p	1.40	-
Parametro per il coefficiente di esposizione	k _r	0.20	-
Parametro per il coefficiente di esposizione	Z ₀	0.10	m
Coefficiente di topografia	C _t	1.00	-
Calcolo di q_{v,1}			
Altezza di riferimento	Z	4.55	m
Coefficiente di esposizione	C _e	1.71	
Pressione del vento in 1	q_{v,1}	0.94	kN/m²
Calcolo di q_{v,2}			
Altezza di riferimento	Z	7.84	m
Coefficiente di esposizione	C _e	1.98	
Pressione del vento in 2	q_{v,1}	1.08	kN/m²
Calcolo di q_{v,3}			
Altezza di riferimento	Z	11.12	m
Coefficiente di esposizione	C _e	2.21	
Pressione del vento in 3	q_{v,1}	1.21	kN/m²
Forza totale agente	F_{tot}	7.09	kN/m
Pressione media agente sull'intera superficie	p_{media}	1.08	kN/m²

Si assume cautelativamente una pressione di progetto pari a **2,5kN/m²**.

Risulta pertanto sul lato direttamente investito dal carico del vento:

Forza sul lato direttamente esposto all'azione del vento	F_{wk1}	16.43	kN/m
Momento rispetto al baricentro dell'impalcato	M₁	45.74	kNm/m

Tali azioni sono applicate interamente in corrispondenza della trave direttamente esposta all'azione del vento.

Sull'altro lato, per effetto dell'azione agente sulla sola barriera antirumore, si generano sull'impalcato:

Forza sull'altro lato dovuta all'azione agente sulla sola barriera antirumore	F_{wk2}	13.18	kN/m
Momento rispetto al baricentro dell'impalcato	M₂	45.26	kNm/m

6.9 Effetti aerodinamici associati al passaggio dei convogli ferroviari

Gli effetti aerodinamici associati al passaggio dei treni sono analoghi a quelli del vento (carichi equivalenti statici sulle barriere antirumore). L'intensità della pressione da considerare viene determinata secondo quanto indicato nel punto 2.5.1.4.6. del Manuale, che riporta integralmente il contenuto del par.5.2.2.6 del DM 17.1.2018: i valori caratteristici dell'azione $\pm q_{1k}$ relativi a superfici verticali parallele al binario sono forniti nella Figura 5.2.8 del DM 17.1.2018, riportata di seguito, in funzione della distanza a_g dall'asse del binario più vicino, valutata secondo quanto prescritto nel par.5.2.2.6.4.

$$a'_g = 0,60 \min a_g + 0,40 \max a_g$$

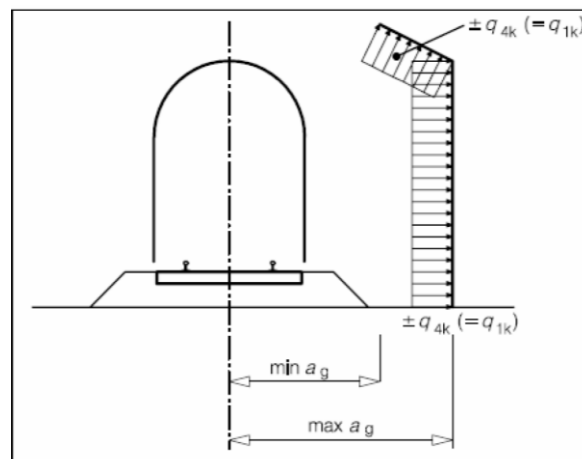


Figura 10: Definizione della distanza $\max a_g$ e $\min a_g$ dall'asse del binario

Distanza minima della barriera dai binari	$\min a_g$	3.6	m
Distanza massima della barriera dai binari	$\max a_g$	3.6	m
Distanza fittizia dal binario per strutture con superfici verticali (par. 5.2.2.7.1)	a'_g	3.6	m

EFFETTI AERODINAMICI

Velocità della linea	V	160.00	km/h
Fattore di forma aerodinamica sfavorevole	k_1	1.00	-
Valore caratteristico di pressione da Fig. 5.2.8-"Manuale di progettazione delle opere civili"	$q_{1k \pm}$	0.3	kN/m ²
Pressione caratteristica	$q_{1k \pm}$	0.3	kN/m²

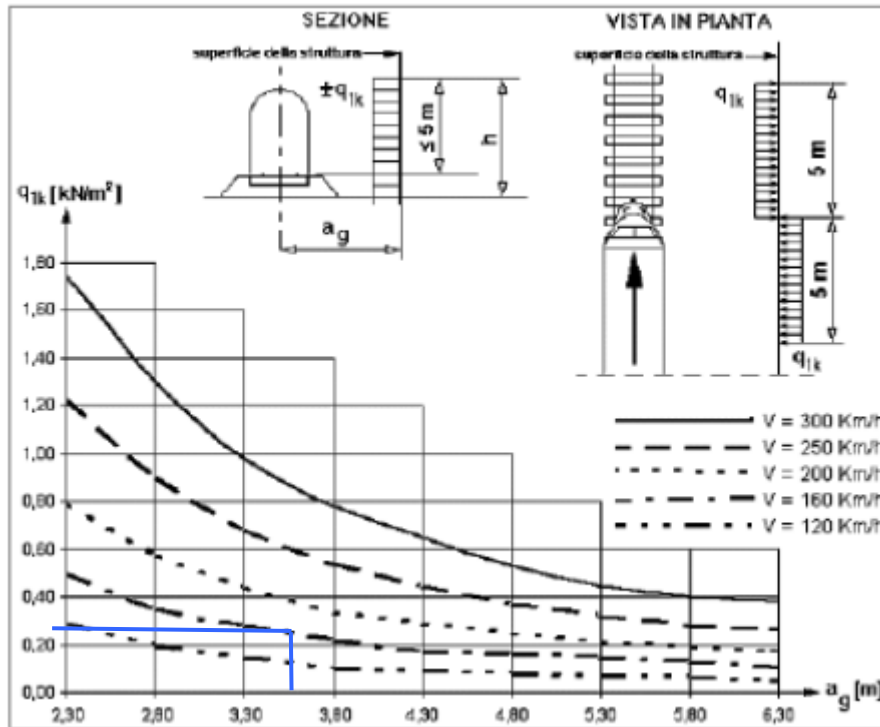


Figura 11: Valori caratteristici delle azioni q_{1k} per superfici verticali parallele al binario – da Fig. 5.2.8 -“Manuale di progettazione delle opere civili”

Si ottiene pertanto nel caso in esame:

Altezza barriera dal P.F.	H_{1barr}	4.62	m
Distanza del P.F. dal cordolo	H_{2barr}	0.65	m
Distanza del P.F. dal baricentro della soletta	H_{sol}	0.89	m
Forza ortogonale alla barriera	F_{WK}	1.32	kN/m
Momento rispetto al baricentro della soletta	M_{WK}	3.79	kNm/m

6.10 Carichi sui marciapiedi

Il carico sui marciapiedi è definito in accordo a quanto precisato al par. 2.5.1.4.1.6 del “Manuale di progettazione delle opere civili”.

$$q_{vk} = 10.0 \text{ kN/m}^2$$

Per questo tipo di carico, che non deve considerarsi contemporaneo al transito dei convogli ferroviari, non deve applicarsi l'incremento dinamico.

Essendo la larghezza del marciapiede pari a 0.82m si ha un carico verticale di: $10\text{kN/m}^2 \cdot 0.82\text{m} = 8.2\text{kN/m}$.

6.11 Azioni sismiche Q_7

L'azione sismica non risulta dimensionante per l'impalcato, tuttavia se ne fornisce di seguito l'analisi, propedeutica per la valutazione delle azioni trasmesse alle sottostrutture.

La descrizione e la valutazione dell'azione sismica riportate di seguito seguono le specifiche del DM 17.1.2018.

L'azione sismica è descritta mediante spettri di risposta elastici e di progetto. In particolare nel DM 17.1.2018, vengono presentati gli spettri di risposta in termini di accelerazioni orizzontali e verticali.

L'espressione analitica dello spettro di risposta elastico in termini di accelerazione orizzontale è la seguente:

$$0 \leq T \leq T_B \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T \leq T_D \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

In cui:

$$S = S_s \cdot S_T;$$

S_s : coefficiente di amplificazione stratigrafica;

S_T : coefficiente di amplificazione topografica;

η : fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ , espresso in punti percentuali diverso da 5 ($\eta=1$ per $\xi=5$):

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55$$

F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

a_g : accelerazione massima al suolo;

T: periodo di vibrazione dell'oscillatore semplice;

T_B, T_C, T_D : periodi che separano i diversi rami dello spettro, e che sono pari a:

$$T_C = C_C \cdot T^*_C$$

$$T_B = \frac{T_C}{3}$$

$$T_D = 4.0 + \frac{a_g}{g} + 1.6$$

In cui :

C_C : coefficiente che tiene conto della categoria del terreno;

T^*_C : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

L'espressione analitica dello spettro di risposta elastico in termini di accelerazione verticale è la seguente:

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

$$T_B \leq T \leq T_C \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T \leq T_D \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

nelle quali:

S= SS x ST: con SS pari sempre a 1 per lo spettro verticale;

η : fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ , espresso in punti percentuali diverso da 5 ($\eta=1$ per $\xi=5$):

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55$$

T: periodo di vibrazione dell'oscillatore semplice;

T_B, T_C, T_D : periodi che separano i diversi rami dello spettro, e che sono pari a:

$$T_C = 0.05 \quad T_B = 0.15 \quad T_D = 1.0$$

F_V : fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima mediante la relazione:

$$F_V = 1.35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0.5}$$

Di seguito si riporta il calcolo dei parametri per la valutazione degli spettri in accelerazione orizzontale e verticale, effettuata mediante l'utilizzo del software "Spettri NTC ver. 1.0.3" reperibile presso il sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Vita Nominale

La vita nominale di un'opera strutturale (V_N), è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Per l'opera in oggetto si considera una vita nominale $V_N = 50$ anni.

Classi D'uso

Il Decreto Ministeriale DM 17.1.2018 prevede quattro categorie di classi d'uso riportate nel seguito:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe III o in Classe IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione di strade", e di tipo quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti o reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Per l'opera in oggetto si considera una **Classe d'uso II**.

Periodo di Riferimento dell'Azione Sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella tabella seguente:

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0.7	1	1.5	2

Pertanto per l'opera in oggetto il periodo di riferimento è pari a $50 \times 1 = 50$ anni.

Stati limite e relative probabilità di superamento

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

La probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportati nella tabella successiva.

Stati Limite		P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%

Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Accelerazione (a_g), fattore (F_0) e periodo (T_c^*)

Ai fini del DM 17.1.2018 le forme spettrali, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , sono definite a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g : accelerazione orizzontale massima sul sito;

F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I parametri prima elencati dipendono dalle coordinate geografiche, espresse in termini di latitudine e longitudine, del sito interessato dall'opera, dal periodo di riferimento (V_R), e quindi dalla vita nominale (VN) e dalla classe d'uso (C_u) e dallo stato limite considerato. Si riporta nel seguito la valutazione di detti parametri per i vari stati limite.

Cautelativamente, si fa riferimento per le opere afferenti al Tratto A3 (Prog. da 82+000km a 89+731 km) al valore massimo ottenuto per il parametro a_g , tra quelli dei punti di interesse. Le coordinate di riferimento sono relative al punto P4:

Latitudine (gradi decimali): 45.159632

Longitudine (gradi decimali): 10.784886

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	30	0.033	2.528	0.217
SLD	50	0.039	2.577	0.256
SLV	475	0.091	2.557	0.305
SLC	975	0.117	2.565	0.306

Tabella 4: Valutazione dei parametri a_g , F_0 e T_c^ per i periodi di ritorno associati a ciascuno stato limite*

I parametri ai quali si è fatto riferimento nella definizione dell'azione sismica di progetto, indicati nella tabella precedente, corrispondono, cautelativamente, a quei parametri che danno luogo al sisma di massima entità, fra tutti quelli individuati lungo le progressive dell'opera in progetto.

Sono stati presi in esame, secondo quanto previsto dal DM 17.1.2018 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", cap. 7, i seguenti Stati Limite sismici:

- SLV: Stato Limite di Salvaguardia della Vita (Stato Limite Ultimo)
- SLD: Stato Limite di Danno (Stato Limite di Esercizio)
- SLC: Stato Limite di Collasso (Stato Limite Ultimo)
- SLO: Stato Limite di Operatività (Stato Limite di Esercizio)

Le azioni sismiche relative allo stato limite di operatività (SLO), allo stato limite di collasso (SLC) e allo stato limite di danno (SLD) non sono state considerate perché poco significative in relazione alle combinazioni di natura statica. Si riportano al termine dell'analisi, i parametri ed i punti dello spettro di risposta elastici per i restanti stati limite.

Classificazione dei terreni

Per la definizione dell'azione sismica di progetto, la valutazione dell'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, deve essere basata su studi specifici di risposta sismica locale esistenti nell'area di intervento. In mancanza di tali studi la normativa prevede la classificazione, riportata nella tabella seguente, basata sulla stima dei valori della velocità media delle onde sismiche di taglio $V_{s,30}$, ovvero sul numero medio di colpi NSPT ottenuti in una prova penetrometrica dinamica (per terreni prevalentemente granulari), ovvero sulla coesione non drenata media c_u (per terreni prevalentemente coesivi).

Categoria di suolo di fondazione	Descrizione
Cat. A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo di 3 m.
Cat. B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{spt,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)
Cat. C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{spt,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)
Cat. D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{spt,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina)
Cat. E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di

riferimento (con $V_s > 800$ m/s)

Si considera una **categoria C** di suolo di fondazione.

Amplificazione stratigrafica

I due coefficienti prima definiti, S_s e C_c , dipendono dalla categoria del sottosuolo come mostrato nel prospetto seguente.

Per i terreni di categoria A, entrambi i coefficienti sono pari a 1, mentre per le altre categorie i due coefficienti sono pari a:

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Nel caso in esame (categoria di sottosuolo C) allo SLV risulta:

$$S_s = 1.500$$

$$C_c = 1.553$$

Amplificazione topografica

Per poter tenere conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella seguente tabella.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2

T3	In corrispondenza della cresta del rilievo con inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1.2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo con inclinazione media $i > 30^\circ$	1.4

Nel caso in esame $S_T = 1$

6.11.1 Spettri di risposta elastici

In accordo con le prescrizioni normative, è stato considerato lo spettro di risposta elastico ai fini della valutazione delle azioni sugli apparecchi di appoggio.

Stato limite di salvaguardia della vita

Di seguito si forniscono lo spettro di risposta elastico per lo stato limite di salvaguardia della vita e la tabella dei parametri rispettivi.

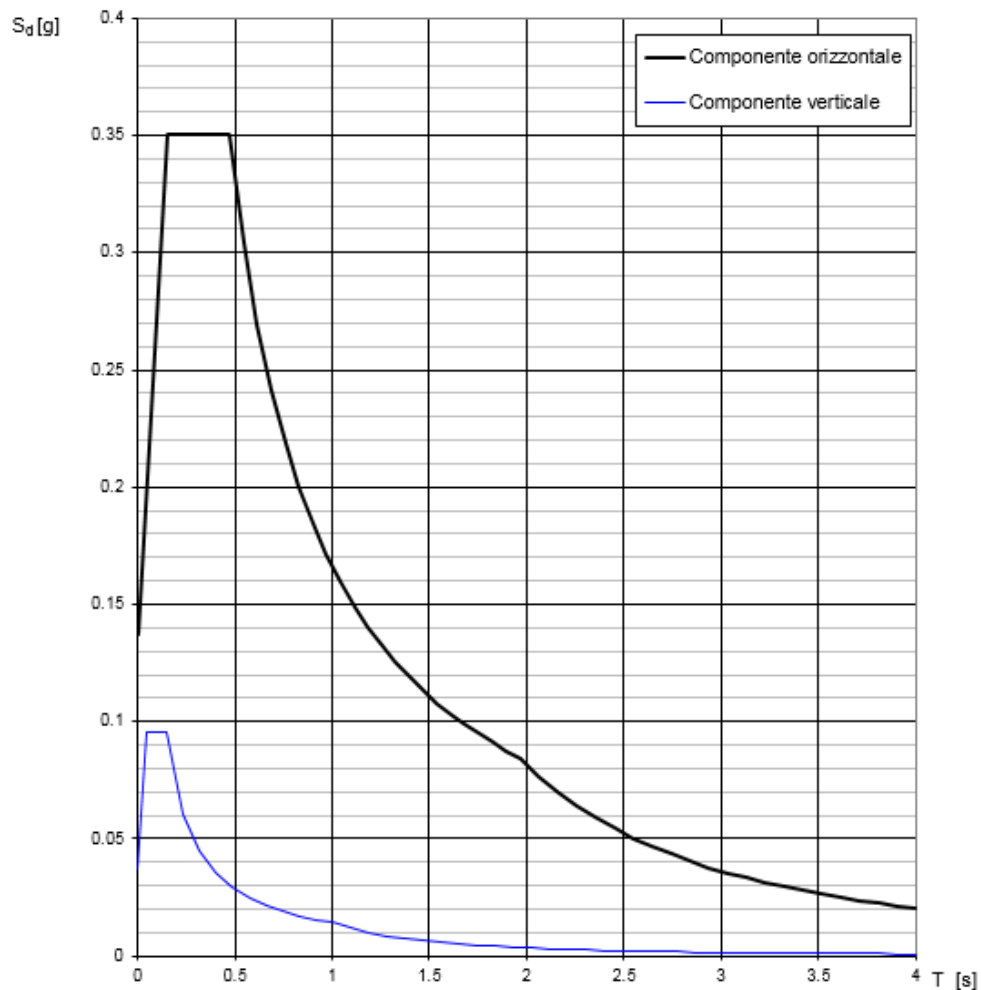


Figura 12: Spettri di risposta elastici SLV (Componente orizzontale e verticale)

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.091 g
F_o	2.557
T_C^*	0.305 s
S_S	1.500
C_C	1.553
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.158 s
T_C	0.474 s
T_D	1.965 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q$$

$$T_B = T_C / 3$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6$$

Espressioni dello spettro di risposta

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ 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.

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.137
$T_B \leftarrow$	0.158	0.350
$T_C \leftarrow$	0.474	0.350
	0.545	0.305
	0.616	0.270
	0.687	0.242
	0.758	0.219
	0.829	0.200
	0.900	0.185
	0.971	0.171
	1.042	0.159
	1.113	0.149
	1.184	0.140
	1.255	0.132
	1.326	0.125
	1.397	0.119
	1.468	0.113
	1.539	0.108
	1.610	0.103
	1.681	0.099
	1.752	0.095
	1.823	0.091
	1.894	0.088
$T_D \leftarrow$	1.965	0.085
	2.062	0.077
	2.159	0.070
	2.256	0.064
	2.353	0.059
	2.450	0.054
	2.547	0.050
	2.644	0.047
	2.740	0.043
	2.837	0.041
	2.934	0.038
	3.031	0.036
	3.128	0.033
	3.225	0.031
	3.322	0.030
	3.419	0.028
	3.516	0.026
	3.612	0.025
	3.709	0.024
	3.806	0.023
	3.903	0.021
	4.000	0.020

6.12 Deragliamento Q_9

Oltre a considerare i modelli di carico verticale da traffico ferroviario, ai fini della verifica della struttura si è tenuto conto, secondo quanto indicato al par. 5.2.2.9.2 del DM 17.1.2018, della possibilità alternativa che un locomotore o un carro pesante deragli, esaminando separatamente le due seguenti situazioni di progetto:

- Caso 1

Si considerano due carichi verticali lineari $q_{A1d}=60$ kN/m (comprensivo dell'effetto dinamico) ciascuno, posizionati longitudinalmente su una lunghezza di 6,40 m, ad una distanza trasversale pari allo scartamento S del binario. Il carico più eccentrico tra i due deve essere posto ad una distanza massima di $1,5 S$ dall'asse dei binari.

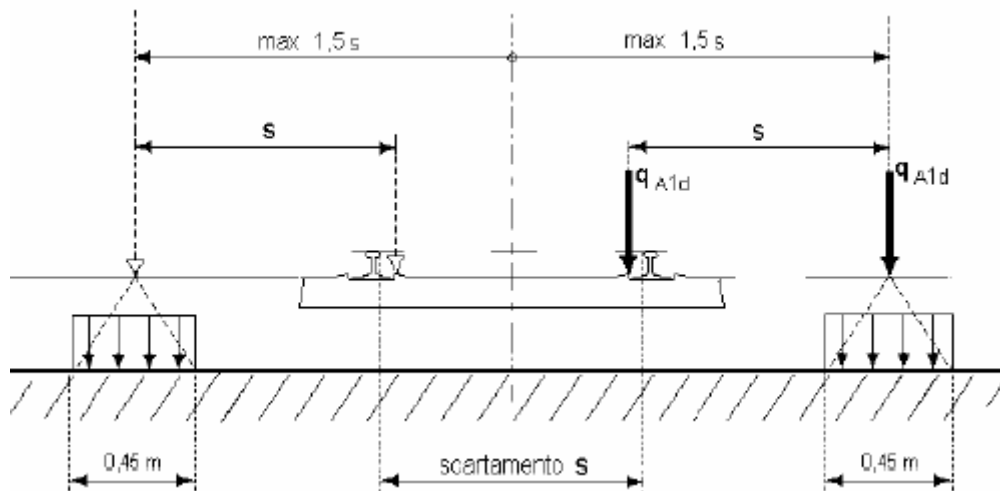


Figura 13: Deragliamento al di sopra del ponte – CASO 1

- Caso 2

Si considera un unico carico lineare $q_{A2d}=80 \times 1,4$ kN/m esteso per 20 m e disposto con una eccentricità massima, lato estemo, di $1,5 S$ rispetto all'asse del binario. Per questa condizione convenzionale di carico deve essere verificata la stabilità globale dell'opera, come il ribaltamento d'impalcato, il collasso della soletta ecc..

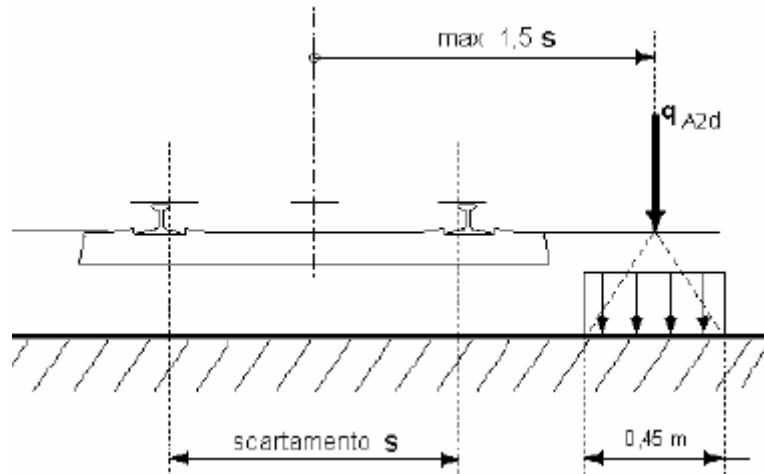


Figura 14: Deragliamento al di sopra del ponte – CASO 2

Nel caso in esame la forza di deragliamento non è stata considerata ai fini del dimensionamento strutturale, in quanto, considerando la geometria prevista, tale azione non può pregiudicare la stabilità globale dell'opera; inoltre, confrontando le sollecitazioni sulle singole travi con quelle indotte dal traffico, emerge che le azioni eccezionali di deragliamento non sono dimensionanti, pertanto la combinazione eccezionale non viene esaminata.

6.13 Variazioni termiche ϵ_3

Per la verifica delle deformazioni orizzontali e verticali degli impalcati, con l'esclusione delle analisi di comfort, si è considerata una differenza di temperatura fra estradosso ed intradosso impalcato di $10\text{ }^\circ\text{C}$, in accordo con quanto prescritto al par.5.2.2.4.2 del DM 17.1.2018.

Ai fini della valutazione delle escursioni dei giunti e degli appoggi mobili si considera una variazione termica uniforme pari a $\pm 20\text{ }^\circ\text{C}$, incrementata del 50%, ovvero una variazione termica uniforme pari a $\pm 30\text{ }^\circ\text{C}$.

7 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni delle azioni sono state definite in accordo con quanto riportato al par. 2.5.3 del DM 17.1.2018:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} e quelli dei coefficienti di combinazione ψ_{ij} sono stati desunti dal par. 5.2.3.2.1 del DM 17.1.2018, relativo al capitolo sui 'Ponti ferroviari'. Di seguito si riportano le Tabelle di riferimento.

Per quanto riguarda il coefficiente di combinazione ψ_{2j} relativo ai carichi dovuti al transito dei treni, questo si assume pari a 0,2 nelle combinazioni sismiche, conformemente a quanto prescritto nel par. 5.2.2.8 del DM 17.1.2018.

		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
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.
⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.
⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.
⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

Figura 15: Valori dei coefficienti parziali di sicurezza – Tabella 5.2.V del DM 17.1.2018

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	gr1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr4	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.

Figura 16: Valori dei coefficienti di combinazione – Tabella 5.2.VI del DM 17.1.2018

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 ⁽³⁾	⁽¹⁾	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,0 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 ⁽³⁾	-	-
	Centrifuga	⁽²⁾ ⁽³⁾	⁽²⁾	⁽²⁾
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 ⁽³⁾	0,80	0,0

(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) Si usano gli stessi coefficienti Ψ adottati per i carichi che provocano dette azioni.

(3) 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.

Figura 17: Ulteriori valori dei coefficienti di combinazione – Tabella 5.2.VII del DM 17.1.2018

Conformemente con quanto prescritto al par.5.2.3.1.3 del DM 17.1.2018, gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli vanno sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti indicati nella Tabella 5.2.IV del DM 17.1.2018, riportata di seguito.

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.

Figura 18: Valutazione dei carichi da traffico – Tabella 5.2.IV del DM 17.1.2018

I valori fra parentesi indicati nella Tab. 5.2.IV vanno assunti quando l'azione risulta favorevole nei riguardi della verifica che si sta svolgendo.

Sulla base dei criteri esposti sopra, si riportano nei prospetti di seguito i coefficienti dedotti per le combinazioni di carico più gravose tra quelle adottate nell'analisi strutturale, per i diversi stati limite.

Relazione di calcolo impalcato a travi incorporate L=19m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	VI0407 001	A	41 di 82

Combinazione	Gruppo	Traffico	G1	G2	Q3,a B1- SW2	Q3,a B1- LM71	Q3,a B2- LM71	Q3,f B1- SW2	Q3,f B1- LM71	Q3,f B2- LM71	Q4 B1- SW2	Q4 B1- LM71	Q4 B2- LM71	Q5 B1- SW2	Q5 B1- LM71	Q5 B2- LM71	Q6	LM71_B1	LM71_B2	SW2_B1
SLU-Gr.1(N)	Gr.1	(N)	1.35	1.5	0	0.725	0	0	0	0.725	0	1.45	1.45	0	1.45	1.45	0.9	1.45	1.45	0
SLU-Gr.3(N)	Gr.3	(N)	1.35	1.5	0	1.45	0	0	0	1.45	0	0.725	0.725	0	0.725	0.725	0.9	1.45	1.45	0
SLU-Gr.1(P)	Gr.1	(P)	1.35	1.5	0	0	0.725	0.725	0	0	1.45	0	1.45	1.45	0	1.45	0.9	0	1.45	1.45
SLU-Gr.3(P)	Gr.3	(P)	1.35	1.5	0	0	1.45	1.45	0	0	0.725	0	0.725	0.725	0	0.725	0.9	0	1.45	1.45
SLU-Gr.1-1SW/2	Gr.1	1SW/2	1.35	1.5	0	0	0	0.725	0	0	1.45	0	0	1.45	0	0	0.9	0	0	1.45
SLU-Gr.3-1SW/2	Gr.3	1SW/2	1.35	1.5	0	0	0	1.45	0	0	0.725	0	0	0.725	0	0	0.9	0	0	1.45
SLU-Gr.1-MaxML(P)	Gr.1	MaxML	1.35	1.5	0	0	0.725	0.725	0	0	1.45	0	1.45	1.45	0	1.45	0.9	0	1.45	1.45
SLU-Gr.3-MaxML(P)	Gr.3	MaxML	1.35	1.5	0	0	1.45	1.45	0	0	0.725	0	0.725	0.725	0	0.725	0.9	0	1.45	1.45
SLU-Gr.1(N)-Gk=1.00	Gr.1	(N)	1	1	0	0.725	0	0	0	0.725	0	1.45	1.45	0	1.45	1.45	0.9	1.45	1.45	0
SLU-Gr.3(N)-Gk=1.00	Gr.3	(N)	1	1	0	1.45	0	0	0	1.45	0	0.725	0.725	0	0.725	0.725	0.9	1.45	1.45	0
SLU-Gr.1(P)-Gk=1.00	Gr.1	(P)	1	1	0	0	0.725	0.725	0	0	1.45	0	1.45	1.45	0	1.45	0.9	0	1.45	1.45
SLU-Gr.3(P)-Gk=1.00	Gr.3	(P)	1	1	0	0	1.45	1.45	0	0	0.725	0	0.725	0.725	0	0.725	0.9	0	1.45	1.45
SLU-Gr.1-1SW/2-Gk=1.00	Gr.1	1SW/2	1	1	0	0	0	0.725	0	0	1.45	0	0	1.45	0	0	0.9	0	0	1.45
SLU-Gr.3-1SW/2-Gk=1.00	Gr.3	1SW/2	1	1	0	0	0	1.45	0	0	0.725	0	0	0.725	0	0	0.9	0	0	1.45
SLU-Gr.1-MaxML(P)-Gk=1.00	Gr.1	MaxML	1	1	0	0	0.725	0.725	0	0	1.45	0	1.45	1.45	0	1.45	0.9	0	1.45	1.45
SLU-Gr.3-MaxML(P)-Gk=1.00	Gr.3	MaxML	1	1	0	0	1.45	1.45	0	0	0.725	0	0.725	0.725	0	0.725	0.9	0	1.45	1.45
SLV-EL+0.3ET	\	\	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLV-0.3EL+ET	\	\	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLE-C-Gr.1(N)	Gr.1	(N)	1	1	0	0.5	0	0	0	0.5	0	1	1	0	1	1	0.6	1	1	0
SLE-C-Gr.3(N)	Gr.3	(N)	1	1	0	1	0	0	0	1	0	0.5	0.5	0	0.5	0.5	0.6	1	1	0
SLE-C-Gr.1(P)	Gr.1	(P)	1	1	0	0	0.5	0.5	0	0	1	0	1	1	0	1	0.6	0	1	1
SLE-C-Gr.3(P)	Gr.3	(P)	1	1	0	0	1	1	0	0	0.5	0	0.5	0.5	0	0.5	0.6	0	1	1
SLE-C-Gr.1-1SW/2	Gr.1	1SW/2	1	1	0	0	0	0.5	0	0	1	0	0	1	0	0	0.6	0	0	1
SLE-C-Gr.3-1SW/2	Gr.3	1SW/2	1	1	0	0	0	1	0	0	0.5	0	0	0.5	0	0	0.6	0	0	1
SLE-C-Gr.1-MaxML(P)	Gr.1	MaxML	1	1	0	0	0.5	0.5	0	0	1	0	1	1	0	1	0.6	0	1	1
SLE-C-Gr.3-MaxML(P)	Gr.3	MaxML	1	1	0	0	1	1	0	0	0.5	0	0.5	0.5	0	0.5	0.6	0	1	1
SLE-F-Gr.1(N)	Gr.1	(N)	1	1	0	0.4	0	0	0	0.4	0	0.8	0.8	0	0.8	0.8	0	0.8	0.8	0
SLE-F-Gr.3(N)	Gr.3	(N)	1	1	0	0.8	0	0	0	0.8	0	0.4	0.4	0	0.4	0.4	0	0.8	0.8	0
SLE-F-Gr.1(P)	Gr.1	(P)	1	1	0	0	0.4	0.4	0	0	0.8	0	0.8	0.8	0	0.8	0	0	0.8	0.8
SLE-F-Gr.3(P)	Gr.3	(P)	1	1	0	0	0.8	0.8	0	0	0.4	0	0.4	0.4	0	0.4	0	0	0.8	0.8
SLE-F-Gr.1-1SW/2	Gr.1	1SW/2	1	1	0	0	0	0.4	0	0	0.8	0	0	0.8	0	0	0	0	0	0.8
SLE-F-Gr.3-1SW/2	Gr.3	1SW/2	1	1	0	0	0	0.8	0	0	0.4	0	0	0.4	0	0	0	0	0	0.8
SLE-F-Gr.1-MaxML(P)	Gr.1	MaxML	1	1	0	0	0.4	0.4	0	0	0.8	0	0.8	0.8	0	0.8	0	0	0.8	0.8
SLE-F-Gr.3-MaxML(P)	Gr.3	MaxML	1	1	0	0	0.8	0.8	0	0	0.4	0	0.4	0.4	0	0.4	0	0	0.8	0.8
SLE-QP	\	\	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabella 5: Combinazioni di carico

I casi di carico che figurano nelle combinazioni sopra riportate, fanno riferimento alle seguenti azioni.

CASI DI CARICO		
Sigla	Tipologia	Descrizione
-	-	-
G1	Carichi permanenti strutturali	Peso proprio travi+soletta
G2 (G2,1+G2,2+G2,3+G2,4)	Carichi permanenti non strutturali	Ballast e armamento-velette-paraballast-canalette e impianti-barriere antirumore
Q3,a B1-SW2	Avviamento treno	Azione di avviamento per treno SW/2 su binario 1
Q3,a B1-LM71	Avviamento treno	Azione di avviamento per treno LM71 su binario 1
Q3,a B2-LM71	Avviamento treno	Azione di avviamento per treno LM71 su binario 2
Q3,f B1-SW2	Frenatura treno	Azione di frenatura per treno SW/2 su binario 1
Q3,f B1-LM71	Frenatura treno	Azione di frenatura per treno LM71 su binario 1
Q3,f B2-LM71	Frenatura treno	Azione di frenatura per treno LM71 su binario 2
Q4 B1-SW2	Azione centrifuga	Azione centrifuga per treno SW/2 su binario 1
Q4 B1-LM71	Azione centrifuga	Azione centrifuga per treno LM71 su binario 1
Q4 B2-LM71	Azione centrifuga	Azione centrifuga per treno LM71 su binario 2
Q5 B1-SW2	Serpeggio	Azione di serpeggio per treno SW/2 su binario 1
Q5 B1-LM71	Serpeggio	Azione di serpeggio per treno LM71 su binario 1
Q5 B2-LM71	Serpeggio	Azione di serpeggio per treno LM71 su binario 2
Q6	Vento/Pressione aerodinamica	Azione del vento e pressione aerodinamica
LM71_B1	Traffico ferroviario	Carico verticale per treno LM71 su binario 1
LM71_B2	Traffico ferroviario	Carico verticale per treno LM71 su binario 2
SW2_B1	Traffico ferroviario	Carico verticale per treno SW/2 su binario 1

Tabella 6 – Casi di carico

Per quanto riguarda le condizioni di traffico indicate nel prospetto dei coefficienti di combinazioni adottati, queste fanno riferimento rispettivamente a:

- **(N)**: Condizioni di traffico normale (modello di carico LM71 su binario 1 e 2) su entrambe le campate afferenti;
- **(P)**: Condizioni di traffico pesante (modello di carico SW/2 su binario 1 e LM71 su binario 2) su entrambe le campate afferenti;
- **1SW/2**: Condizioni di traffico pesante con un solo binario carico (SW/2 su binario 1) su entrambe le campate afferenti;

	RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA TRATTA PIADENA - MANTOVA					
	Relazione di calcolo impalcato a travi incorporate L=19m	COMMESSA NM25	LOTTO 03 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0407 001	REV. A

- **Max ML:** Condizioni di traffico pesante (SW/2 su binario 1, LM71 su binario 2) solo sulla campata lato appoggi fissi.

Per quanto riguarda i gruppi di carico analizzati, come visibile nel prospetto dei coefficienti di combinazioni adottati, le azioni agenti sull'impalcato sono state combinate secondo i gruppi 1 e 3 (Gr.1-3), che danno luogo a sollecitazioni maggiori per le strutture in elevazione e in fondazione.

Inoltre, in accordo con la Tabella 5.2.V del DM 17.1.2018, le combinazioni allo SLU sono state duplicate considerando sia il possibile effetto sfavorevole che quello favorevole dei carichi permanenti strutturali e non. Nel secondo caso si sono quindi assunti valori unitari per i coefficienti γ_{Gk} .

8 CRITERI DI MODELLAZIONE

8.1 Modellazione fem

L'analisi strutturale è stata condotta mediante il software di calcolo agli elementi finiti Midas-Gen. È stato eseguito un modello FEM tridimensionale dell'impalcato costituito da un graticcio di elementi beam che simulano le travi nella direzione parallela all'asse dell'impalcato, alle quali si è assegnata la sezione del profilo in acciaio adottato e la soletta nella direzione trasversale.

Per la valutazione delle sollecitazioni di progetto e l'esecuzione delle verifiche di resistenza dell'impalcato, gli elementi del modello che simulano la soletta sono stati considerati non collaboranti (inerzia trascurabile) ed utilizzati esclusivamente per l'applicazione dei carichi da trasferire alle travi di acciaio.

Per le analisi di deformabilità dell'impalcato, il calcestruzzo gettato in opera è stato considerato interamente collaborante, ai fini della determinazione dell'inerzia flessionale dell'impalcato, con coefficiente di omogeneizzazione pari a $n=6$ e della ripartizione trasversale dei sovraccarichi mobili, in accordo con quanto prescritto nel par. 2.9.2 del "Manuale di progettazione delle opere civili".

Gli elementi frame, monodimensionali che simulano le travi e la soletta sono stati disposti in corrispondenza del baricentro delle rispettive sezioni. Il collegamento delle travi di impalcato con le sottostrutture è stato simulato attraverso vincoli esterni di appoggio (schema di trave appoggiata).

I carichi assegnati nei vari punti della struttura sono desunti dall'analisi dei carichi descritta in precedenza.

Il calcolo delle sollecitazioni è stato condotto attraverso il modello tridimensionale agli elementi finiti descritto, schematizzato nelle Figure dei seguenti paragrafi.

Gli assi di riferimento adottati sono:

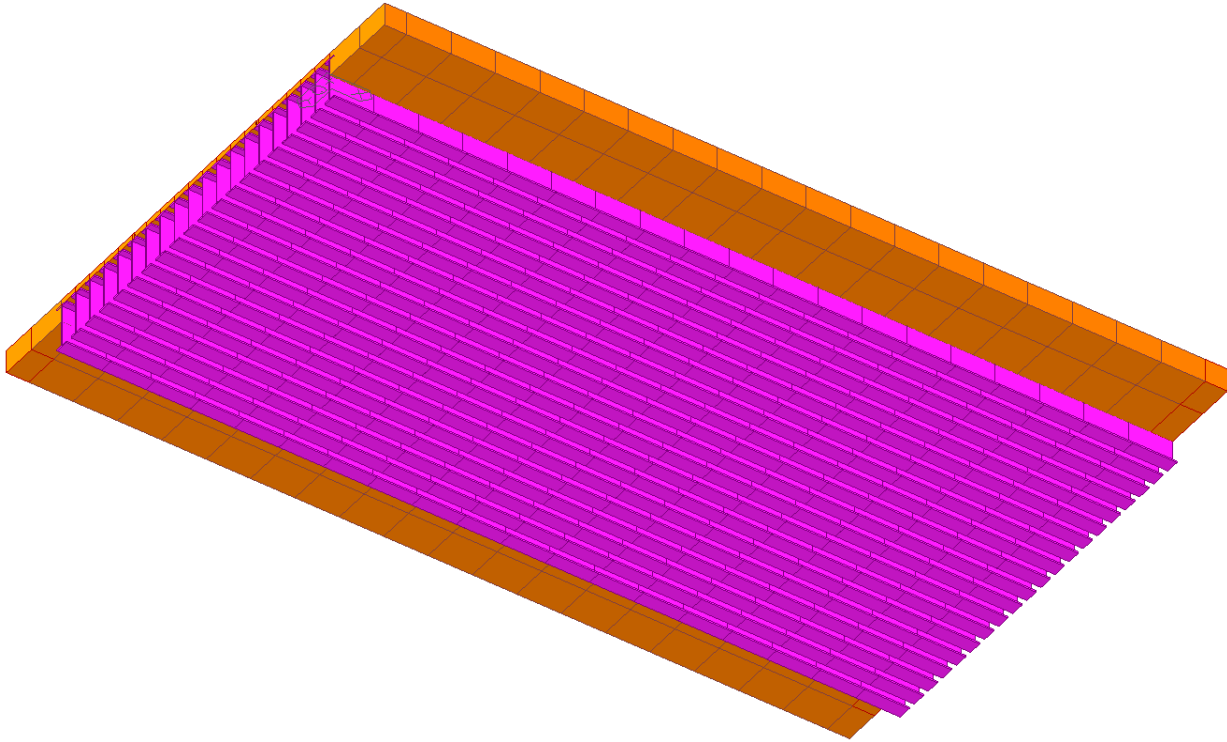
- x = asse longitudinale impalcato
- y = asse trasversale impalcato
- z = asse verticale impalcato

8.1.1 Geometria

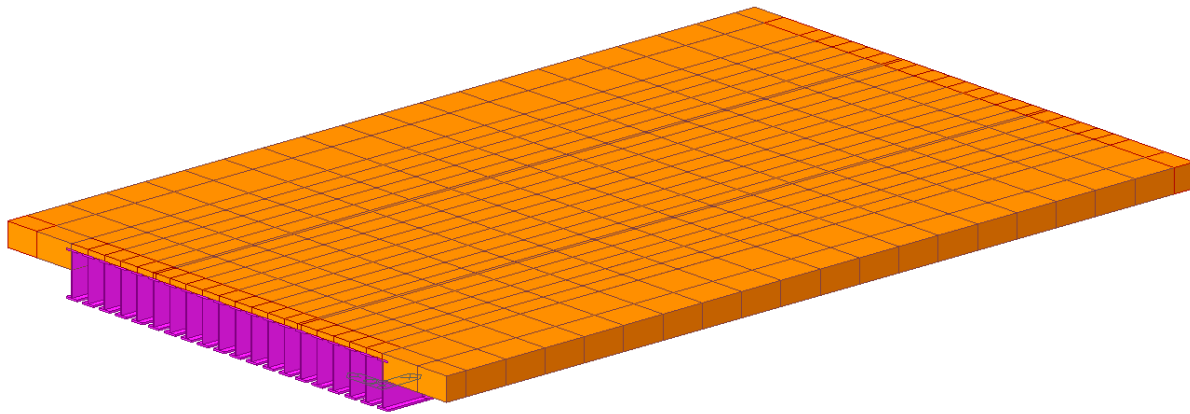
Nelle Figure riportate di seguito si mostra la geometria del modello tridimensionale agli elementi finiti descritto.

Relazione di calcolo impalcato a travi incorporate L=19m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	VI0407 001	A	44 di 82



a)



b)

Figura 19: Modellazione tridimensionale agli Elementi Finiti – a) Vista dal basso b) Vista dall'alto

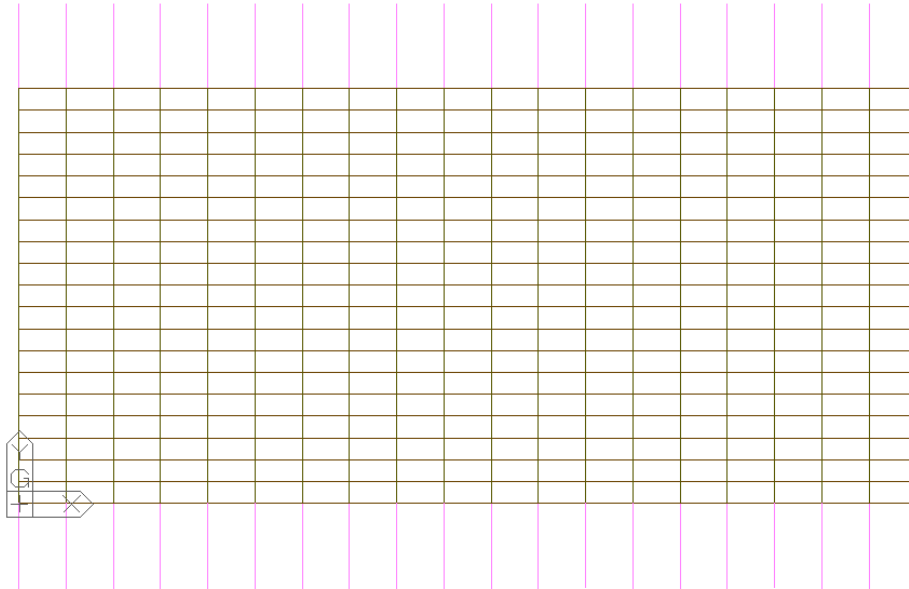


Figura 20: Modello FEM a graticcio – Vista in pianta

8.1.2 Condizioni di vincolo

Sono sintetizzate di seguito le condizioni di vincolo adottate nel modello FEM:

- Link elastici che simulano il collegamento dell'impalcato con le sottostrutture, con caratteristiche di rigidezza compatibili con lo schema di vincolo adottato.
- Vincoli esterni di appoggio in corrispondenza dell'asse di rotazione degli appoggi.

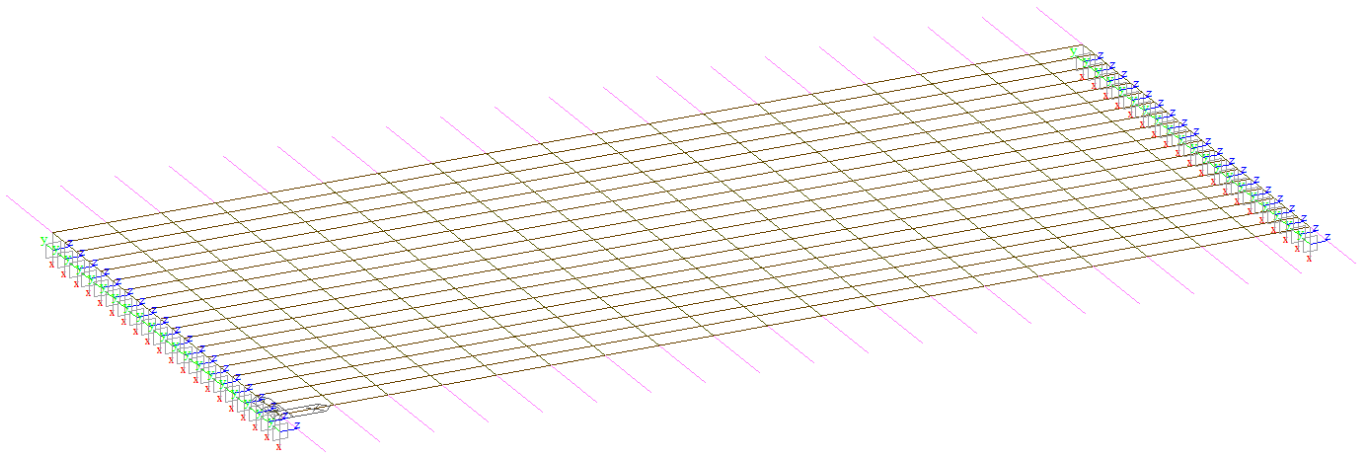


Figura 21: Condizioni di vincolo – Vista 3D wireframe

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA TRATTA PIADENA - MANTOVA					
	Relazione di calcolo impalcato a travi incorporate L=19m	COMMESSA NM25	LOTTO 03 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0407 001	REV. A

9 CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche di sicurezza sono state effettuate sulla base dei criteri definiti nelle vigenti norme tecniche - “Norme tecniche per le costruzioni” - DM 17.1.2018 -, tenendo inoltre conto delle integrazioni riportate nel “Manuale di progettazione delle opere civili”.

In particolare vengono effettuate le verifiche agli stati limite di servizio, riguardanti gli stati tensionale, di fessurazione e di deformazione, ed allo stato limite ultimo. Le combinazioni di carico considerate ai fini delle verifiche sono quelle indicate nei precedenti paragrafi.

Come anticipato nei capitoli precedenti, per le verifiche di resistenza, in accordo con quanto prescritto nel par. 2.9.2 del “Manuale di progettazione delle opere civili”, il calcestruzzo è stato considerato non collaborante e pertanto la resistenza è stata affidata alle sole travi di acciaio.

I pesi propri e i sovraccarichi permanenti sono stati affidati a tutte le travi di acciaio presenti; le azioni variabili sono state assegnate alle travi che ricadono all’interno della fascia resistente di ripartizione del carico, pari a 4.00m per luce di calcolo L superiore ai 6.00m, conformemente con quanto prescritto nel par. 2.9.2.1 del “Manuale di progettazione delle opere civili”.

Per quanto riguarda le verifiche di deformabilità, il calcestruzzo è stato considerato interamente collaborante ai fini della determinazione dell’inerzia flessionale dell’impalcato, con coefficiente di omogeneizzazione pari a $n=6$ e della ripartizione trasversale dei sovraccarichi mobili, in accordo con quanto prescritto nel par. 2.9.2 del “Manuale di progettazione delle opere civili”.

Si espongono di seguito i criteri di verifica adottati per le verifiche degli elementi strutturali in c.a.(soletta).

Per quanto riguarda la verifica degli elementi in acciaio (travi di impalcato), si faccia riferimento ai criteri esposti nei par. 4.2.4.1 del DM 17.1.2018, per le verifiche agli stati limite ultimi (resistenza e stabilità delle membrature) e nel par. 4.2.4.2 per le verifiche agli stati limite di esercizio (spostamenti – stato limite di vibrazioni).

9.1 Verifiche agli stati limite di esercizio

9.1.1 Verifica a fessurazione

Le verifiche a fessurazione sono eseguite adottando i criteri definiti nel paragrafo 4.1.2.2.4.4 del DM 17.1.2018, tenendo inoltre conto delle ulteriori prescrizioni riportate nel “Manuale di progettazione delle opere civili”.

Con riferimento alle classi di esposizione delle varie parti della struttura (si veda il paragrafo relativo alle caratteristiche dei materiali impiegati), alle corrispondenti condizioni ambientali ed alla sensibilità delle armature alla corrosione (armature sensibili per gli acciai da precompresso; poco sensibili per gli acciai ordinari), si individua lo stato limite di fessurazione per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture:

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Figura 22: Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione - Tabella 4.1.IV del DM 17.1.2018

Nella Tabella sopra riportata, $w_1=0.2\text{mm}$, $w_2=0.3\text{mm}$; $w_3=0.4\text{mm}$.

Più restrittivi risultano i limiti di apertura delle fessure riportati nel “Manuale di progettazione delle opere civili”. L’apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica (rara) per gli SLE, deve risultare:

- $\delta_f \leq w_1$ per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.2 del DM 17.01.2018, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;
- $\delta_f \leq w_2$ per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 17.01.2018.

Risulta:

Per la soletta d’impalcato (intesa come zona non ispezionabile delle strutture):

Stato limite di fessurazione: $w_d \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$ - combinazione di carico rara

In accordo con la vigente normativa, il valore di calcolo di apertura delle fessure w_d è dato da:

$$w_d = 1,7 w_m$$

dove w_m rappresenta l’ampiezza media delle fessure calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d’armatura ϵ_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \epsilon_{sm} \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di ϵ_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati i criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica.

9.1.2 Verifica delle tensioni in esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si verifica che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti, di seguito riportati.

Le prescrizioni riportate di seguito fanno riferimento al par. 2.5.1.8.3.2.1 del “Manuale di progettazione delle opere civili”.

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

$$\sigma_c < 0,55 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara)}$$

$$\sigma_c < 0,40 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.}$$

Per l'acciaio ordinario, la tensione massima σ_s per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,75 f_{yk}$$

dove f_{yk} per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

9.1.3 Verifica di deformabilità e vibrazioni

Conformemente con quanto prescritto al par. 2.5.1.8.3.2.2 del “Manuale di progettazione delle opere civili”, la valutazione dei parametri di deformazione degli impalcato, da eseguire utilizzando la combinazione caratteristica (rara) degli SLE, è richiesta per i motivi e con modalità riportati nei seguenti punti A e B:

A. Per questioni di sicurezza del traffico ferroviario (per garantire la stabilità e la continuità del binario ed assicurare il mantenimento del contatto ruota-rotaia), occorre verificare che non siano superati i limiti sulle seguenti grandezze:

Accelerazione verticale dell'impalcato;

Torsione dell'impalcato (sghembo del binario);

Inflessione dell'impalcato nel piano orizzontale;

Inflessione dell'impalcato nel piano verticale.

B. Per il comfort del passeggero, si dovrà verificare che non siano superati i limiti di freccia verticale dell'impalcato.

Stati limite di servizio per la sicurezza del traffico ferroviario

Accelerazioni verticali dell'impalcato

Tale verifica non è richiesta per l'opera in oggetto, in quanto le velocità di esercizio non superano i 200km/h.

Deformazioni torsionali dell'impalcato

La torsione dell'impalcato del ponte è calcolata considerando il treno di carico LM71, SW/0 o SW/2 incrementato con il corrispondente coefficiente dinamico e con il coefficiente α .

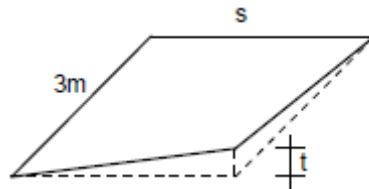


Figura 23: Sghembo ammissibile

Il massimo sghembo misurato su una lunghezza di 3 m e considerando le rotaie solidali all'impalcato, vedi figura precedente, non deve eccedere i seguenti valori per l'opera in oggetto:

Per $120 < V \leq 200$ km/h; $t \leq 3.00$ mm / 3m

Inflessione nel piano orizzontale dell'impalcato

Considerando la presenza del treno di carico LM71 e SW/0 (con i concetti di contemporaneità descritti in precedenza), incrementato con il corrispondente coefficiente dinamico e con il coefficiente α , l'azione del vento, la forza centrifuga e la forza laterale (serpeggio), l'inflessione nel piano orizzontale dell'impalcato non deve produrre:

- Una variazione angolare maggiore di quella fornita nella successiva Tabella;
- Un raggio di curvatura orizzontale minore dei valori di cui alla citata tabella.

Velocità [km/h]	Variazione Angolare massima	Raggio minimo di curvatura	
		Singola campata	Più campate
$V \leq 120$	0,0035 rd	1700 m	3500 m
$120 < V \leq 200$	0,0020 rd	6000 m	9500 m
$200 < V$	0,0015 rd	14000 m	17500 m

Figura 24: Massima variazione angolare e minimo raggio di curvatura - Tab. 5.2.VIII del DM 17.1.2018

Il raggio di curvatura, nel caso caso in esame, è dato dalla seguente espressione:

$$R = \frac{L^2}{8\delta_h}$$

Dove δ_h rappresenta la freccia orizzontale.

Inflessione nel piano verticale dell'impalcato

È stato verificato che, considerando la presenza dei treni di carico LM71 e SW/2, incrementati con il corrispondente coefficiente dinamico e con il coefficiente α , il massimo valore di inflessione per effetto di tali carichi ferroviari non ecceda il valore **L/600**.

Stati limite per il comfort dei passeggeri

La freccia è stata calcolata in asse al binario, considerando un solo binario carico da un singolo modello LM71 con il relativo incremento dinamico e con il coefficiente α .

Nella successiva Figura sono riportati i valori del limite di deformabilità, validi per viadotti con impalcati semplicemente appoggiati aventi tre o più campate, corrispondenti all'accelerazione ammissibile verticale pari a $b_v=1$ m/s in carrozza.

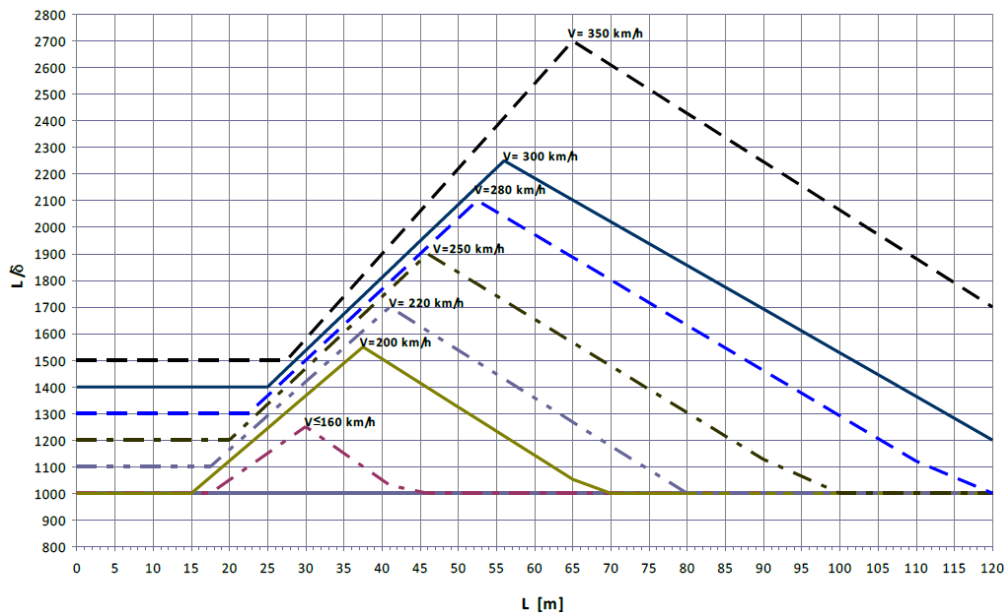


Figura 25: Valori del limite di deformabilità L/δ per il comfort dei passeggeri – da Fig.5.2.1.8.3.2.2-2 del “Manuale di progettazione delle opere civili”

Nel caso in esame si ottiene il limite inferiore:

$$L/d > 1050$$

9.2 Verifiche agli stati limite ultimi

9.2.1 Sollecitazioni flettenti

La verifica di resistenza (SLU) è stata condotta attraverso il calcolo dei domini di interazione N-M, ovvero il luogo dei punti rappresentativi di sollecitazioni che portano in crisi la sezione di verifica secondo i criteri di resistenza da normativa.

Nel calcolo dei domini sono state mantenute le consuete ipotesi, tra cui:

- conservazione delle sezioni piane;

- legame costitutivo del calcestruzzo parabolo-rettangolo non reagente a trazione, con plateau ad una deformazione pari a 0.002 e a rottura pari a 0.0035 ($\sigma_{\max} = 0.85 \times 0.83 \times R_{ck} / 1.5$);
- legame costitutivo dell'armatura d'acciaio elastico-perfettamente plastico con deformazione limite di rottura a 0.01 ($\sigma_{\max} = f_{yk} / 1.15$)

9.2.2 Sollecitazioni taglianti

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi sprovvisti di specifica armatura è stata calcolata sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove:

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \times d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2.5$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" è stata calcolata con:

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

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" è stata calcolata con:

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

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

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

In cui:

- d è l'altezza utile della sezione;
- b_w è la larghezza minima della sezione;
- s_{cp} è la tensione media di compressione della sezione;
- A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;
- S è l'interasse tra due armature trasversali consecutive;
- θ è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
- f'_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd}=0.5f_{cd}$);
- \square è un coefficiente maggiorativo pari ad 1 per membrature non compresse.

10 ANALISI DEI RISULTATI: SOLLECITAZIONI E VERIFICHE IMPALCATO

10.1 Sollecitazioni agenti sulle travi

Le caratteristiche di sollecitazione destinate alle travi d'impalcato vengono di seguito espletate per le singole condizioni di carico. I valori di sollecitazione si ottengono risolvendo lo schema di struttura ottenuto con l'utilizzo del programma di analisi strutturale "MidasGen".

Si riportano di seguito i risultati desunti dal software di calcolo.

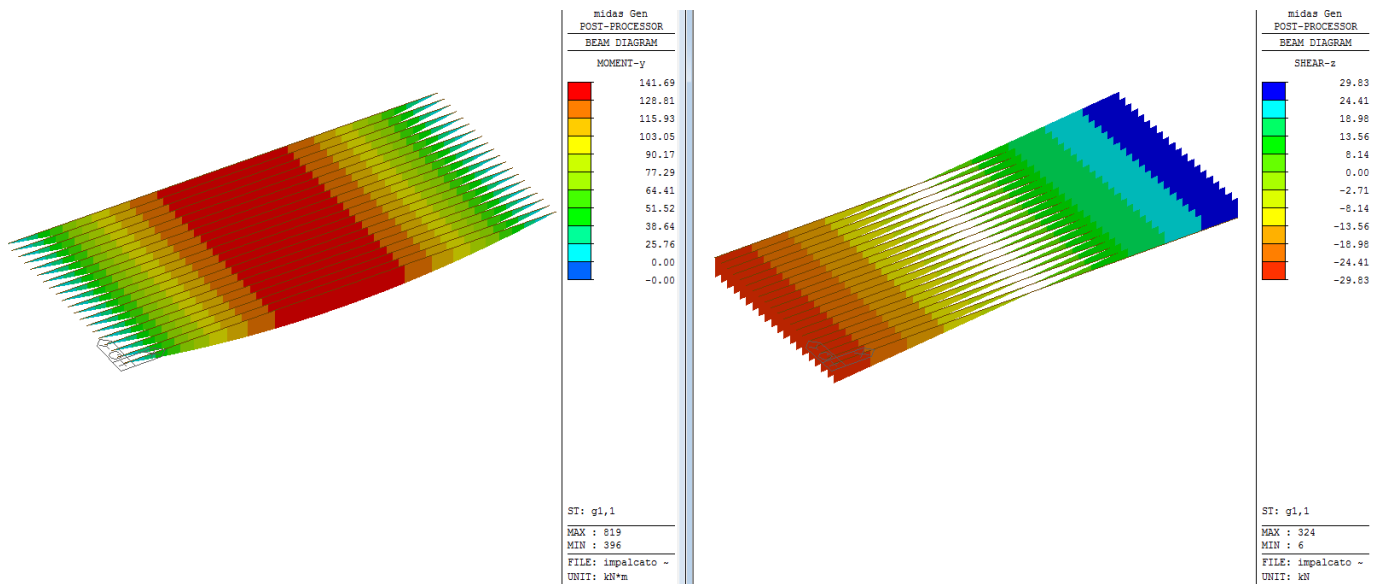


Figura 26: Peso proprio travi in acciaio – Momento flettente (kNm) e taglio (kN)

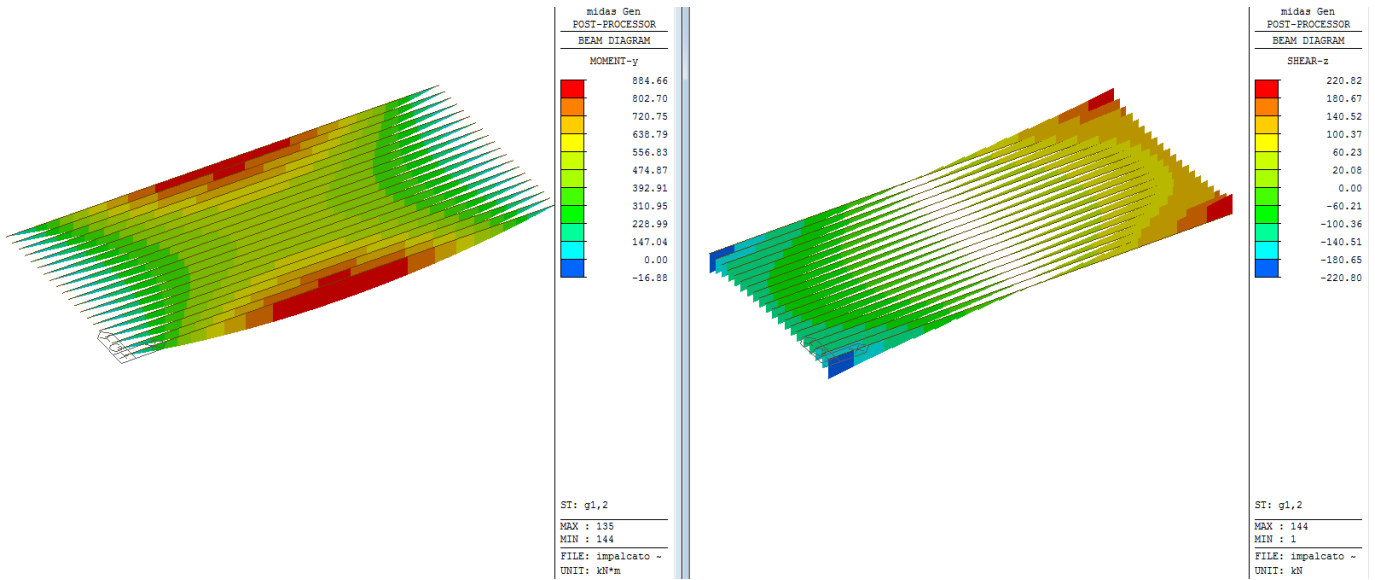


Figura 27: Peso cls in opera – Momento flettente (kNm) e taglio (kN)

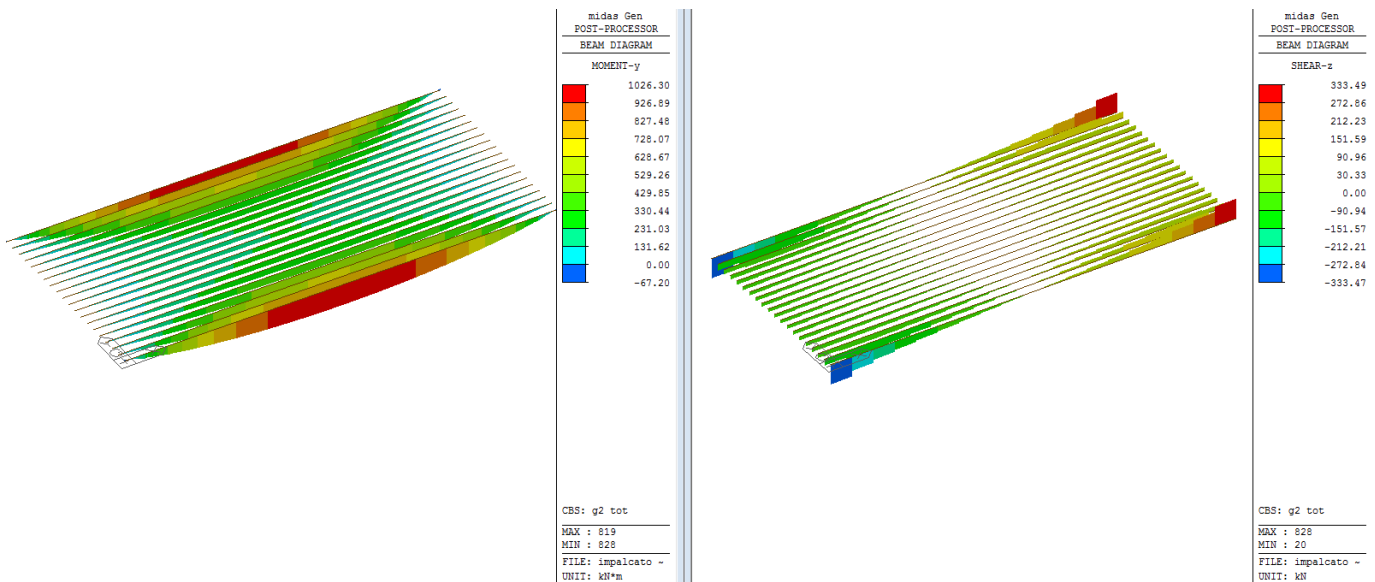


Figura 28: Sovraccarichi permanenti non strutturali – Momento flettente (kNm) e taglio (kN)

I risultati mostrati di seguito derivano dai carichi dovuti al traffico ferroviario su entrambi i binari, incrementati del coefficiente \square e del coefficiente di incremento dinamico.

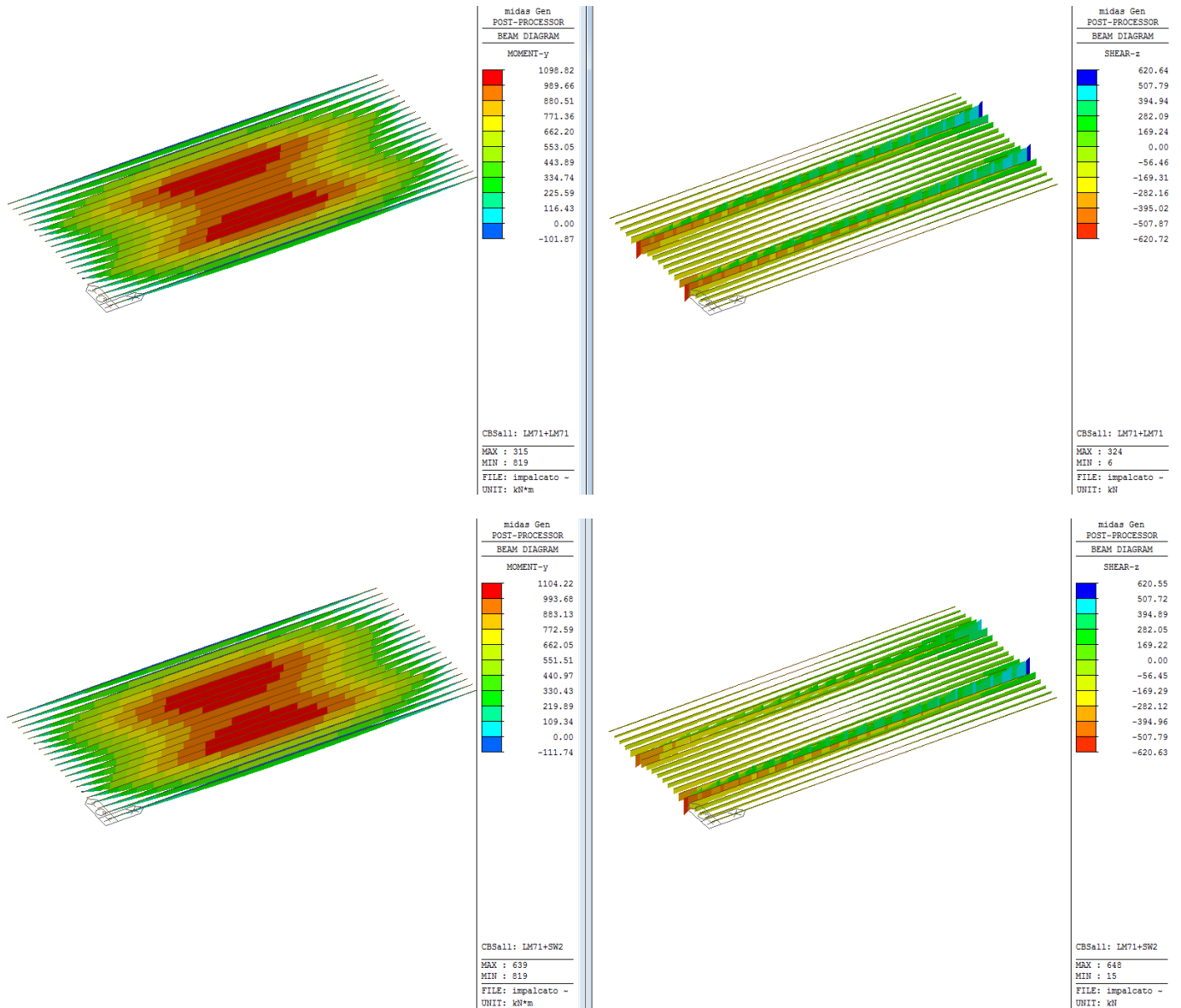


Figura 29: Carichi accidentali dinamizzati – Momento flettente (kNm) e taglio (kN)

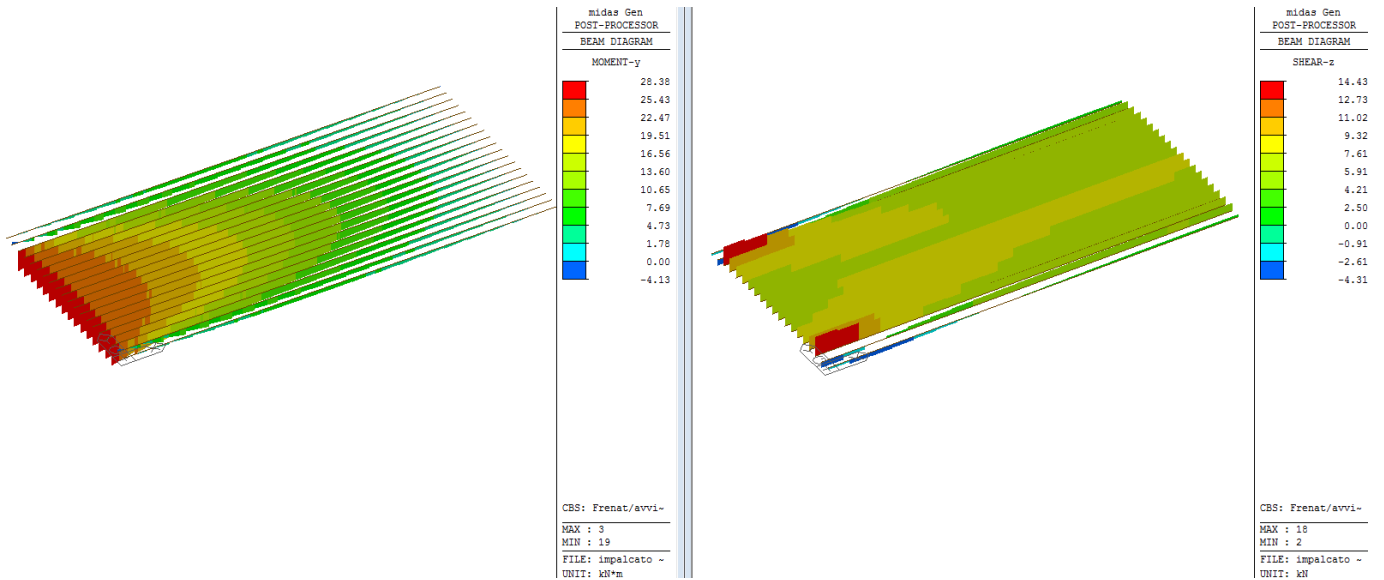


Figura 30: Frenatura/avviamento – Momento flettente (kNm) e taglio (kN)

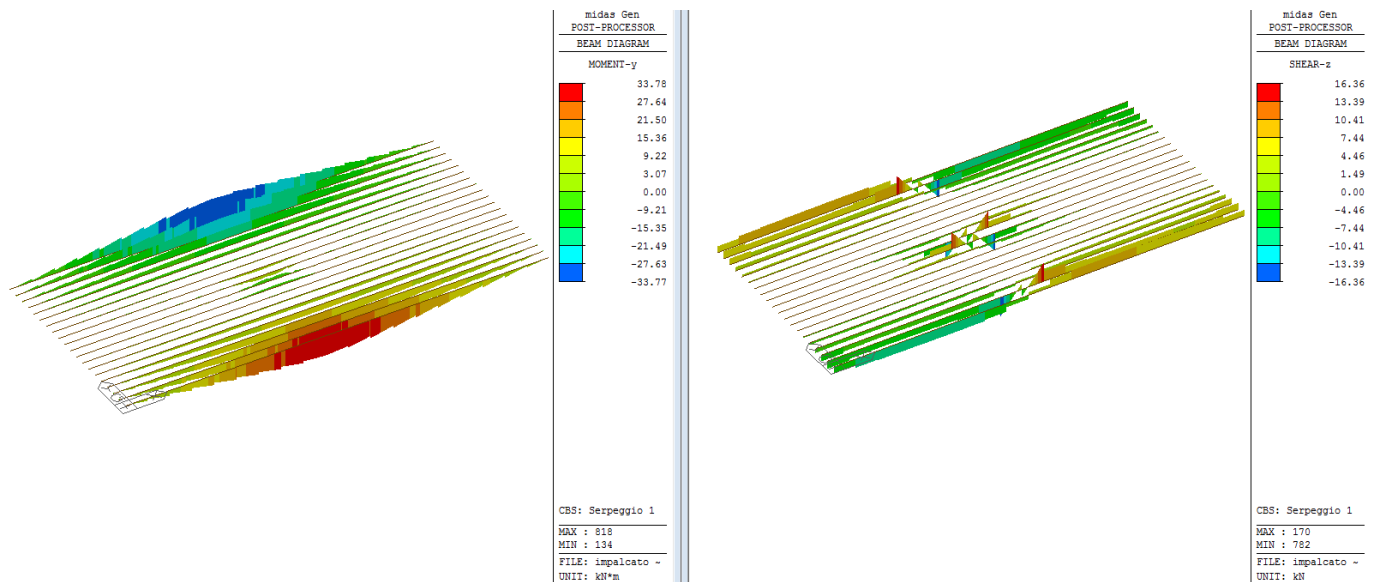


Figura 31: Azione laterale – Momento flettente (kNm) e taglio (kN)

Relazione di calcolo impalcato a travi incorporate L=19m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	VI0407 001	A	57 di 82

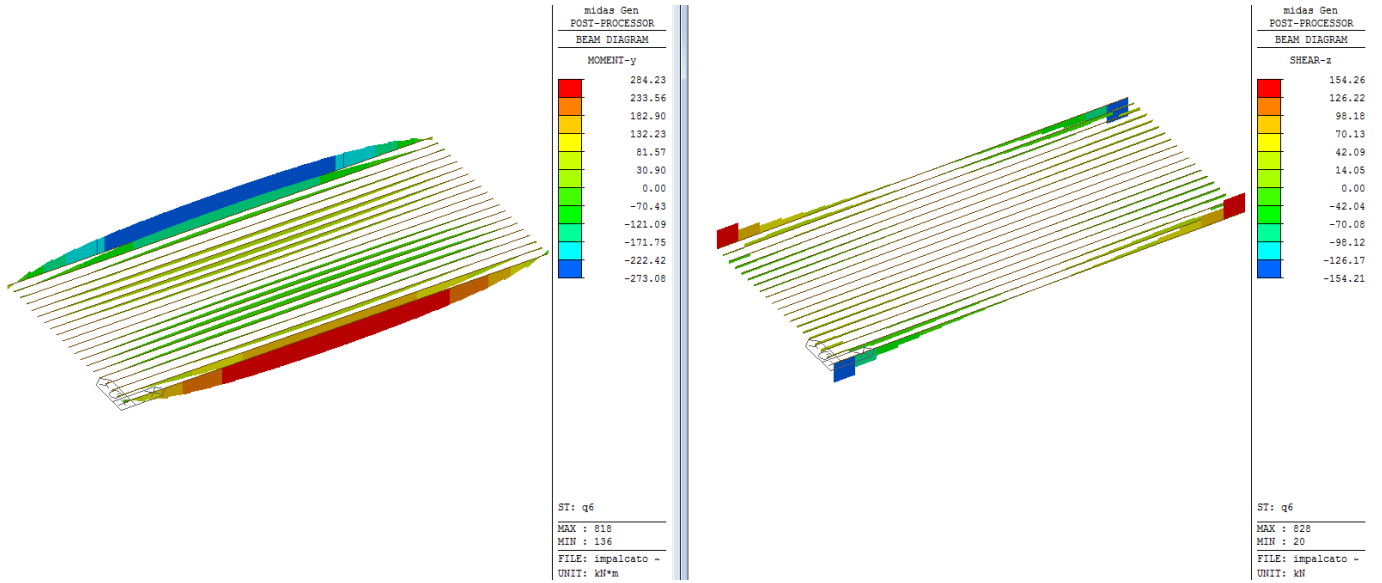


Figura 32: Vento e pressione aerodinamica – Momento flettente (kNm) e taglio (kN)

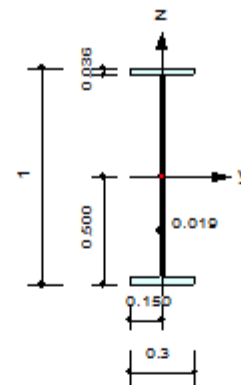
10.2 Verifiche di resistenza delle travi

Di seguito la sintesi delle verifiche strutturali effettuate sulla trave più sollecitata d'impalcato.

Le verifiche di resistenza risultano tutte soddisfatte.

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 20
 Material : S355 (No:4)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name : trave HEB1000 (No:5)
 (Rolled : HEB1000).
 Member Length : 19.0000



2. Member Forces

Axial Force : Fxx = 479.972 (LCB: 7+, POS:1/2)
 Bending Moments : My = 3689.29, Mz = -5.0692
 End Moments : Myi = 3683.92, Myj = 3679.73 (for Lb)
 Myi = -118.24, Myj = -118.74 (for Ly)
 Mzi = -5.0578, Mzj = -6.6520 (for Lz)
 Shear Forces : Fyy = -171.37 (LCB: 2-, POS:J)
 Fzz = -1020.5 (LCB: 3-, POS:I)

Depth	1.00000	Web Thick	0.01900
Top F Width	0.30000	Top F Thick	0.03600
Bot.F Width	0.30000	Bot.F Thick	0.03600
Area	0.04000	Asz	0.01900
Qyb	0.38163	Qzb	0.01125
Iyy	0.00645	Izz	0.00016
Ybar	0.15000	Zbar	0.50000
Wely	0.01289	Welz	0.00109
ry	0.40100	rz	0.06380

3. Design Parameters

Unbraced Lengths : Ly = 19.0000, Lz = 1.00000, Lb = 1.00000
 Effective Length Factors : Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors : Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Axial Resistance

$$N_{Ed}/N_{tRd} = 480.0/13523.8 = 0.035 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 3689.29/5024.10 = 0.734 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 5.069/576.030 = 0.009 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Relazione di calcolo impalcato a travi incorporate L=19m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	VI0407 001	A	59 di 82

Combined Resistance

$$RNRd = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny_Rd}, M_{Edz}/M_{nz_Rd}]$$

$$R_{max1} = (M_{Edy}/M_{ny_Rd})^{\text{Alpha}} + (M_{Edz}/M_{nz_Rd})^{\text{Beta}}$$

$$R_{oom} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M0}), R_{bend} = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$$

$$R_{max} = \text{MAX}[RNRd, R_{max1}, (R_{oom} + R_{bend})] = 0.779 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Shear Resistance

$$V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.039 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.246 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Di seguito il dettaglio delle verifiche di resistenza effettuate sull'elemento più sollecitato.

A midas Gen - Steel Code Checking

Gen 2012

=====

*. PROJECT :

*. MEMBER NO = 20, ELEMENT TYPE = Beam

*. LOADCOMB NO = 7+, MATERIAL NO = 4, SECTION NO = 5

*. UNIT SYSTEM : kN, m

*. SECTION PROPERTIES : Designation = trave HEB1000, HEB1000

Shape = I - Section. (Rolled)

Depth = 1.000, Top F Width = 0.300, Bot.F Width = 0.300

Web Thick = 0.019, Top F Thick = 0.036, Bot.F Thick = 0.036

Area = 4.00000e-002, Avy = 2.23680e-002, Avz = 2.12440e-002

Ybar = 1.50000e-001, Zbar = 5.00000e-001, Qyb = 3.81627e-001, Qzb = 1.12500e-002

Wely = 1.28900e-002, Welz = 1.09000e-003, Wply = 1.48600e-002, Wplz = 1.70375e-003

Iyy = 6.44700e-003, Izz = 1.62800e-004, Iyz = 0.00000e+000

iy = 4.01000e-001, iz = 6.38000e-002

J = 1.15352e-005, Cwp = 3.76365e-005

*. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :

Ly = 1.90000e+001, Lz = 1.00000e+000, Lu = 1.00000e+000

Relazione di calcolo impalcato a travi incorporate L=19m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	VI0407 001	A	60 di 82

$$K_y = 1.00000e+000, K_z = 1.00000e+000$$

*. MATERIAL PROPERTIES :

$$F_y = 3.55000e+005, E_s = 2.10000e+008, \text{ MATERIAL NAME} = \text{S355}$$

*. FORCES AND MOMENTS AT (1/2) POINT :

$$\text{Axial Force } F_{xx} = 4.79972e+002$$

$$\text{Shear Forces } F_{yy} = 6.89602e+000, F_{zz} = 2.08269e+001$$

$$\text{Bending Moments } M_y = 3.68929e+003, M_z = -5.06916e+000$$

$$\text{End Moments } M_{yi} = 3.68392e+003, M_{yj} = 3.67973e+003 \text{ (for Lb)}$$

$$M_{yi} = -1.18236e+002, M_{yj} = -1.18740e+002 \text{ (for Ly)}$$

$$M_{zi} = -5.05776e+000, M_{zj} = -6.65195e+000 \text{ (for Lz)}$$

*. Sign conventions for stress and axial force.

- Stress : Compression positive.

- Axial force: Tension positive.

=====
[[[*]]] CLASSIFY LEFT-TOP FLANGE OF SECTION (BTR).
=====

(). Determine classification of compression outstand flanges.

[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 2 of 3), EN 1993-1-5]

$$-. e = \text{SQRT}(235/f_y) = 0.81$$

$$-. b/t = \text{BTR} = 3.07$$

$$-. \sigma_1 = 278864.344 \text{ KPa.}$$

$$-. \sigma_2 = 275438.398 \text{ KPa.}$$

$$-. \text{BTR} < 9 \cdot e \text{ (Class 1 : Plastic).}$$

Relazione di calcolo impalcato a travi incorporate L=19m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	VI0407 001	A	61 di 82

=====
[[[*]]] CLASSIFY RIGHT-TOP FLANGE OF SECTION (BTR).
=====

(). Determine classification of compression outstand flanges.

[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 2 of 3), EN 1993-1-5]

- . $e = \text{SQRT}(235/f_y) = 0.81$

- . $b/t = BTR = 3.07$

- . $\sigma_1 = 272989.079 \text{ KPa}$.

- . $\sigma_2 = 269563.134 \text{ KPa}$.

- . $BTR < 9 \cdot e$ (Class 1 : Plastic).

=====
[[[*]]] CLASSIFY LEFT-BOTTOM FLANGE OF SECTION (BTR).
=====

(). Determine classification of tension outstand flanges.

- . Not Checking the Section Classification.

=====
[[[*]]] CLASSIFY RIGHT-BOTTOM FLANGE OF SECTION (BTR).
=====

(). Determine classification of tension outstand flanges.

- . Not Checking the Section Classification.

=====
[[[*]]] CLASSIFY WEB OF SECTION (HTR).
=====

Relazione di calcolo impalcato a travi incorporate L=19m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	VI0407 001	A	62 di 82

(). Determine classification of bending and compression Internal Parts.

[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 1 of 3), EN 1993-1-5]

-. $e = \text{SQRT}(235/f_y) = 0.81$

-. $d/t = \text{HTR} = 45.68$

-. $\sigma_1 = 816110.424 \text{ KPa}$.

-. $\sigma_2 = -840109.023 \text{ KPa}$.

-. $\Psi = [2 \cdot (N_{sd}/A) \cdot (1/f_y)] - 1 = -1.068$

-. $\alpha = 0.462 < 0.5$

-. $\text{HTR} < 36 \cdot e / \alpha$ (Class 1 : Plastic).

=====

[[[*]]] APPLIED FACTORS.

=====

(). Calculate equivalent uniform moment factors (C_{my}, C_{mz}, C_{mLT}).

[Eurocode3:05 Annex A. Table A.1, A.2]

-. $C_{my,0} = 0.987$

-. $C_{mz,0} = 0.999$

-. $C_{my} \text{ (Default or User Defined Value)} = 1.000$

-. $C_{mz} \text{ (Default or User Defined Value)} = 1.000$

-. $C_{mLT} \text{ (Default or User Defined Value)} = 1.000$

(). Partial Factors (γ_{Mi}).

-. $\gamma_{M0} = 1.05$

-. $\gamma_{M1} = 1.10$

-. $\gamma_{M2} = 1.25$

Relazione di calcolo impalcato a travi incorporate L=19m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	VI0407 001	A	63 di 82

=====
[[[*]]] CHECK AXIAL RESISTANCE.
=====

(). Calculate parameters for combined resistance.

- . $\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{E_s/f_y} = 76.409$

- . $\lambda_{bz} = (K L_z / i_z) / \lambda_1 = 0.205$

(). Calculate axial tensile resistance ($N_{t,Rd}$).

[Eurocode3:05 6.2.3]

- . $N_{t,Rd} = f_y \cdot Area / \Gamma_{M0} = 13523.81 \text{ kN.}$

(). Check ratio of axial resistance ($N_{Ed}/N_{t,Rd}$).

$N_{Ed} \quad 479.97$

- . $\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{479.97}{13523.81} = 0.035 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$

$N_{t,Rd} \quad 13523.81$

=====
[[[*]]] CHECK SHEAR RESISTANCE.
=====

(). Calculate shear area.

[Eurocode3:05 6.2.6, EN1993-1-5:04 5.1 NOTE 2]

- . $\eta = 1.2 \text{ (} F_y < 460 \text{ MPa.)}$

- . $r = 0.0300 \text{ m.}$

- . $A_{vy} = Area - h_w \cdot t_w = 0.0224 \text{ m}^2.$

- . $A_{vz1} = \eta \cdot h_w \cdot t_w = 0.0212 \text{ m}^2.$

- . $A_{vz2} = Area - 2 \cdot B \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 0.0212 \text{ m}^2.$

- . $A_{vz} = \text{MAX}[A_{vz1}, A_{vz2}] = 0.0212 \text{ m}^2.$

(). Calculate plastic shear resistance in local-y direction ($V_{pl,Rdy}$).

Relazione di calcolo impalcato a travi incorporate L=19m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	VI0407 001	A	64 di 82

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.6]

$$-. V_{pl_Rdy} = [A_{vy} \cdot f_y / \sqrt{3}] / \Gamma_{M0} = 4366.22 \text{ kN.}$$

(). Check ratio of shear resistance (V_{Edy}/V_{pl_Rdy}).

(LCB = 2-, POS = J)

$$-. \text{Applied shear force : } V_{Edy} = 171.37 \text{ kN.}$$

$$V_{Edy} \quad 171.37$$

$$-. \text{Ratio} = \frac{V_{Edy}}{V_{pl_Rdy}} = 0.039 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

$$V_{pl_Rdy} \quad 4366.22$$

(). Calculate plastic shear resistance in local-z direction (V_{pl_Rdz}).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.6]

$$-. V_{pl_Rdz} = [A_{vz} \cdot f_y / \sqrt{3}] / \Gamma_{M0} = 4146.82 \text{ kN.}$$

(). Shear Buckling Check.

[Eurocode3:05 6.2.6]

$$-. HTR < 72 \cdot e / \eta \text{ ---> No need to check!}$$

(). Check ratio of shear resistance (V_{Edz}/V_{pl_Rdz}).

(LCB = 7-, POS = I)

$$-. \text{Applied shear force : } V_{Edz} = 1020.51 \text{ kN.}$$

$$V_{Edz} \quad 1020.51$$

$$-. \text{Ratio} = \frac{V_{Edz}}{V_{pl_Rdz}} = 0.246 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

$$V_{pl_Rdz} \quad 4146.82$$

=====
[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MAJOR AXIS.
=====

(). Calculate plastic resistance moment about major axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

Relazione di calcolo impalcato a travi incorporate L=19m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	VI0407 001	A	65 di 82

- . $W_{ply} = 0.0149 \text{ m}^3$.

- . $Mc_{Rdy} = W_{ply} * f_y / \Gamma_{M0} = 5024.10 \text{ kN-m}$.

(). Check ratio of moment resistance (M_{Edy}/Mc_{Rdy}).

$M_{Edy} \quad 3689.29$

- . $\frac{M_{Edy}}{Mc_{Rdy}} = 0.734 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$

$Mc_{Rdy} \quad 5024.10$

=====

[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MINOR AXIS.

=====

(). Calculate plastic resistance moment about minor axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

- . $W_{plz} = 0.0017 \text{ m}^3$.

- . $Mc_{Rdz} = W_{plz} * f_y / \Gamma_{M0} = 576.03 \text{ kN-m}$.

(). Check ratio of moment resistance (M_{Edz}/Mc_{Rdz}).

$M_{Edz} \quad 5.07$

- . $\frac{M_{Edz}}{Mc_{Rdz}} = 0.009 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$

$Mc_{Rdz} \quad 576.03$

=====

[[[*]]] CHECK LATERAL-TORSIONAL BUCKLING RESISTANCE.

=====

(). Calculate lateral-torsional buckling resistance ($M_{b,Rd}$).

[Eurocode3:05 6.1, 6.3.2]

- . $P_{or} = 0.300$

- . $G_s = E_s / [2*(1+P_{or})] = 80769230.769 \text{ KPa}$.

- . $N_{cr} = \pi^2 * E_s * I_{zz} / L_u^2 = 337422.04 \text{ kN}$.

Relazione di calcolo impalcato a travi incorporate L=19m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	VI0407 001	A	66 di 82

-. ψ = 0.000

-. C1 = 1.285

-. $M_{cr} = C1 * N_{cr} * \sqrt{(C_{wp}/I_{zz}) + (G_s * I_{xx})/N_{cr}} = 209716.24 \text{ kN-m.}$

-. $\lambda_{LT_bar} = \sqrt{W_{ply} * f_y / M_{cr}} = 0.159$

If $\lambda_{LT_bar} < 0.4$ or $M_{Ed}/M_{cr} < 0.4^2$, No allowance for lateral-torsional buckling necessary.

=====
[[[*]]] CHECK INTERACTION OF COMBINED RESISTANCE.
=====

(). Calculate Major reduced design resistance of bending and shear.

[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]

-. In case of $V_{Edz} / V_{pl_Rdz} < 0.5$

-. $M_{y_Rd} = M_{c_Rdy} = 5024.10 \text{ kN-m.}$

(). Calculate Minor reduced design resistance of bending and shear.

[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]

-. In case of $V_{Edy} / V_{pl_Rdy} < 0.5$

-. $M_{z_Rd} = M_{c_Rdz} = 576.03 \text{ kN-m.}$

(). Check general interaction ratio.

[Eurocode3:05 6.2.1 (6.2)] - Class1 or Class2

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Edy}}{M_{y_Rd}} + \frac{M_{Edz}}{M_{z_Rd}}$$

-. $R_{max1} = \text{-----} + \text{-----} + \text{-----}$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Edy}}{M_{y_Rd}} + \frac{M_{Edz}}{M_{z_Rd}}$$

= 0.779 < 1.000 ---> O.K.

(). Check interaction ratio of bending and axial force member.

[Eurocode3:05 6.2.9 (6.31 ~ 6.41)] - Class1 or Class2

-. $n = N_{Ed} / N_{pl_Rd} = 0.035$

-. $a = \text{MIN}[(\text{Area} - 2b * t_f) / \text{Area}, 0.5] = 0.460$

Relazione di calcolo impalcato a travi incorporate L=19m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	VI0407 001	A	67 di 82

-. $\alpha = 2.000$

-. $\beta = \text{MAX}[5 \cdot n, 1.0] = 1.000$

-. $N_{Ed} < 0.25 \cdot N_{pl,Rd} = 3380.95 \text{ kN.}$

-. $N_{Ed} < 0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \Gamma_{M0} = 2980.65 \text{ kN.}$

Therefore, No allowance for the effect of axial force.

-. $M_{ny,Rd} = M_{ply,Rd} = 5024.10 \text{ kN-m.}$

-. $R_{maxy} = M_{Edy} / M_{ny,Rd} = 0.734 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$

-. $N_{Ed} < h_w \cdot t_w \cdot f_y / \Gamma_{M0} = 11295.09 \text{ kN.}$

Therefore, No allowance for the effect of axial force.

-. $M_{nz,Rd} = M_{plz,Rd} = 576.03 \text{ kN-m.}$

-. $R_{maxz} = M_{Edz} / M_{nz,Rd} = 0.009 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$

$$[| M_{Edy} |^{\alpha} + | M_{Edz} |^{\beta}]$$

-. $R_{max2} = [| \dots | + | \dots |]$

$$[| M_{ny,Rd} | + | M_{nz,Rd} |]$$

= 0.548 < 1.000 ---> O.K.

-. $R_{max} = \text{MAX}[R_{max1}, R_{max2}] = 0.779 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$

10.3 Verifica degli effetti locali – Sbalzo dell’impalcato

Si riportano nei paragrafi successivi i risultati ottenuti sulla soletta in calcestruzzo di impalcato, in termini di sollecitazioni agenti. Le verifiche sono state eseguite secondo i criteri esposti in precedenza per gli elementi strutturali in c.a.

10.3.1 Sollecitazioni agenti e verifiche

10.3.1.1 Modello di calcolo e analisi dei carichi

L’analisi ha interessato la sezione di incastro dello sbalzo terminale della soletta, in quanto soggetta alle condizioni più gravose, ed è stata dunque eseguita considerando lo schema semplice di trave a mensola.

Di seguito si riporta lo schema statico adottato e le azioni coinvolte nell’analisi. I valori riportati nel prospetto di seguito fanno riferimento a una striscia di calcolo di larghezza pari a 1m.

Le grandezze indicate nella Figura di seguito fanno riferimento alla luce di calcolo della mensola (L), alla posizione della barriera antirumore (Lb), alla larghezza del cordolo (Lc), all’altezza della barriera antirumore (Hb) e alla distanza tra la base della barriera e il baricentro della soletta (db).

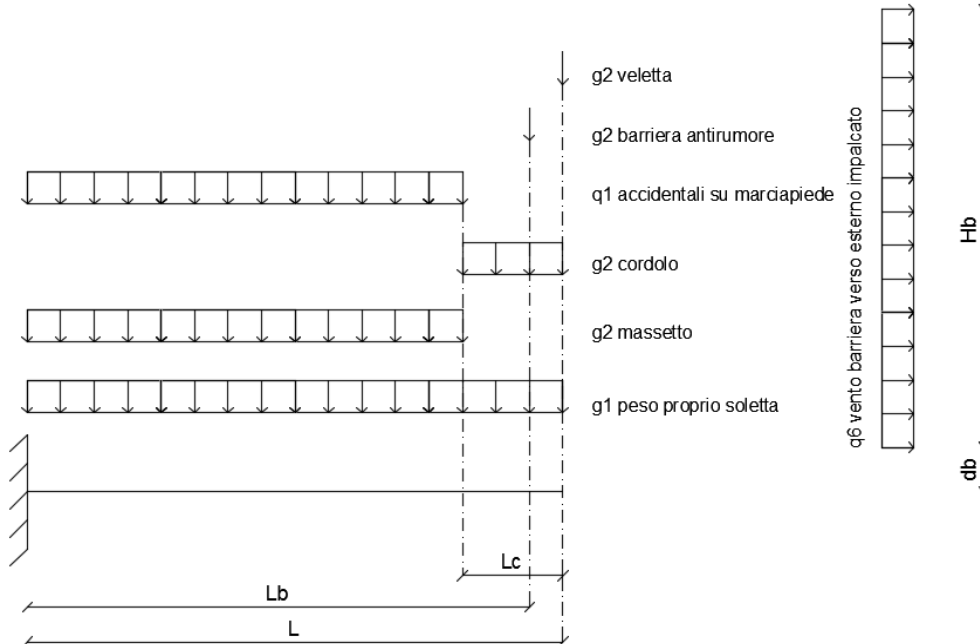


Figura 33: Schema statico di calcolo e carichi agenti

Luce di calcolo mensola	L	1.81	m
Peso proprio soletta	g1	13.13	kN/m
Peso massetto	g2	1.25	kN/m
Peso cordolo	g2	5.00	kN/m

Relazione di calcolo impalcato a travi incorporate L=19m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	VI0407 001	A	69 di 82

Peso barriera antirumore	g2	16.00	kN
Peso veletta	g2	2.50	kN
Carico accidentale su marciapiede	q1	10.00	kN/m
Azione del vento sulla barriera	q6	2.50	kN/m

10.3.1.2 Analisi delle sollecitazioni ed armature della soletta

Si riportano di seguito i contributi dei singoli casi di carico in termini di sollecitazioni all'incastro:

SOLLECITAZIONI INDOTTE DALLE AZIONI CARATTERISTICHE

Momento di incastro dovuto al peso proprio	M _{g1}	-21.50	kNm
Momento di incastro dovuto ai carichi permanenti (massetto e cordolo)	M _{g2}	-6.35	kNm
Momento di incastro dovuto alla barriera antirumore	M _{g2}	-22.56	kNm
Momento di incastro dovuto alla veletta	M _{g2}	-4.53	kNm
Momento di incastro dovuto al carico accidentale sul marciapiede	M _{q1}	-4.90	kNm
Momento di incastro dovuto al vento sulla barriera	M _{q6}	-37.74	kNm
Sforzo normale di trazione sulla soletta dovuto al vento sulla barriera	N _{q6}	-13.15	kN

Dalla combinazione delle azioni agli Stati Limite, si deducono le seguenti sollecitazioni di progetto in corrispondenza della sezione di incastro.

SOLLECITAZIONI SLE

Momento di incastro SLE - combinazione caratteristica rara 1	M _{SLE,R}	-96.60	kNm
Sforzo normale di incastro SLE - combinazione caratteristica rara 1	N _{SLE,R}	-13.15	kN
Momento di incastro SLE - combinazione frequente 1	M _{SLE,F}	-73.81	kNm
Sforzo normale di incastro SLE - combinazione frequente 1	N _{SLE,F}	-6.58	kN
Momento di incastro SLE - combinazione quasi permanente	M _{SLE,QP}	-54.94	kNm
Sforzo normale di incastro SLE - combinazione quasi permanente	N _{SLE,QP}	0.00	kN

SOLLECITAZIONI SLU

Momento di incastro SLU - combinazione critica	M _{SLU}	-141.48	kNm
Sforzo normale di incastro SLU - combinazione critica	N _{SLU}	-19.73	kN
Sforzo di taglio SLU - combinazione critica	V _{SLU}	82.18	kN

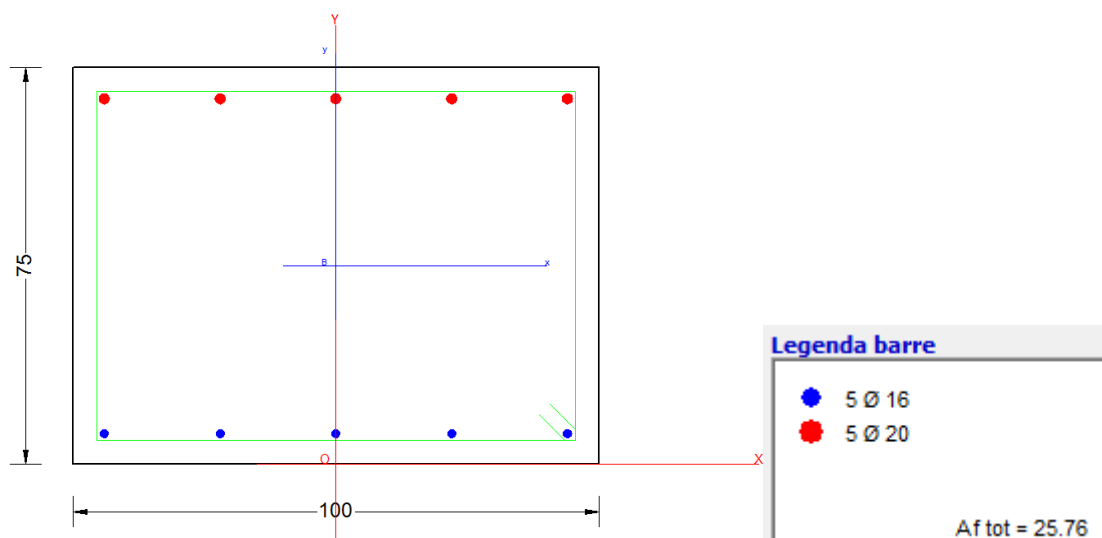
Si impiegano:

Armatura superiore	1Φ20/20
Armatura inferiore	1Φ16/20
Armatura a taglio	1staffa (2bracci) Φ10/20

10.3.1.3 Verifiche

Si riportano di seguito le verifiche strutturali relative alla sezione di calcolo considerata per la soletta in esame, eseguite mediante il programma RC-SEC della GeoStru.

Come anticipato, le verifiche sono state eseguite secondo i criteri esposti in precedenza per gli elementi strutturali in c.a..



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
ACCIAIO -	Tipo:	B450C

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	75.0	cm
Barre inferiori:	5Ø16	(10.1 cm ²)
Barre superiori:	5Ø20	(15.7 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	5.8	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT	Momento torcente [kN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	-19.73	-141.50	83.00	0.00

Relazione di calcolo impalcato a travi incorporate L=19m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	VI0407 001	A	71 di 82

COMB. RARE/FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	-13.15	-96.60 (-319.67)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.0 cm
Copriferro netto minimo staffe: 4.0 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd,Mx rd) e (N,Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]; deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	
1	S	-19.73	-141.50	-19.88	-410.02	2.916	4.8	0.07	0.70	25.8 (12.4)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	0.0	-0.00070	5.8	-0.04647	69.0

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe: 10 mm
Passo staffe: 20.0 cm
N.Bracci staffe: 2
Area staffe/m : 7.9 cm²/m

VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]

Relazione di calcolo impalcato a travi incorporate L=19m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	V10407 001	A	72 di 82

Vwd Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
 bw|d Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro | Altezza utile sezione
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Ast Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm²/m]

N°Comb	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vwd	bw d	Ctg	Acw	Ast
1	S	83.00	0.00	2013.98	477.12	100.0 69.0	2.500	1.000	1.4

COMBINAZIONI RARE/FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]
 Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
 Ac eff. Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
 As eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
 D barre Distanza in cm tra le barre tese efficaci.
 (D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.78	0.0	0.00	14.5	-100.2	5.8	15.0	1500	15.7	22.1

COMBINAZIONI RARE/FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver Esito verifica
 e1 Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
 e2 Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
 K2 = 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e2)$ in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
 Kt fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
 e sm Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
 srm Distanza massima in mm tra le fessure
 wk Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
 M fess. Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00056	0.00013	0.50	0.60	0.000301 (0.000301)	495	0.149 (0.20)	-319.67

10.4 Calcolo della frequenza propria dell'impalcato

Conformemente con quanto prescritto nell'allegato al cap.2.9 del "Manuale di progettazione delle opere civili", si verifica l'affidabilità del coefficiente di incremento dinamico Φ_3 , valutato in precedenza, controllando che la frequenza propria n_0 dell'impalcato sia contenuta all'interno del fuso indicato in Fig.2.5.1.4.2.4-2 del "Manuale di progettazione delle opere civili".

Il calcolo è stato eseguito considerando resistente l'intero impalcato, con il calcestruzzo omogeneizzato (n=6).

Nel prospetto di seguito si mostra la sintesi del calcolo effettuato. La verifica risulta soddisfatta, pertanto si ritiene valido il coefficiente di incremento dinamico adottato nell'analisi eseguita.

Relazione di calcolo impalcato a travi incorporate L=19m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	VI0407 001	A	73 di 82

CALCOLO DELLA PRIMA FREQUENZA PROPRIA DELL'IMPALCATO

Luce della campata (caso ponte in semplice appoggio)	L	19.00	m
Limite inferiore del fuso della frequenza naturale	80/L	4.2	Hz
Limite superiore del fuso della frequenza naturale	$94.76 L^{-0.748}$	10.5	Hz
Carichi permanenti di impalcato	p	551.9	kN/m
Modulo elastico dell'acciaio	E	2.1.E+08	kN/m ²
Inerzia impalcato con cls omogeneizzato	J	0.287	m ⁴
Freccia sotto i carichi permanenti	$\delta_0 = 5/384 p L^4 / EJ$	15.56	mm
Frequenza propria dell'impalcato	n ₀	4.5	Hz
Criterio di verifica	$80/L < n_0 < 94.76 L^{-0.748}$ VERIFICA SODDISFATTA		

10.5 Verifiche di deformabilità dell'impalcato

10.5.1 Deformazioni nel piano verticale

Le verifiche di deformabilità si effettuano portando in conto anche il calcestruzzo omogeneizzato con coefficiente $n=6$.

Di seguito la sintesi del calcolo della freccia massima dell'impalcato sotto i carichi accidentali dinamizzati e incrementati con il coefficiente α :

CALCOLO DELLA FRECCIA DA CARICHI ACCIDENTALI DINAMIZZATI

Equivalente flettente Treno LM71	p_1	135	kN/m
Equivalente flettente Treno SW2	p_2	160	kN/m
Coefficiente di incremento dinamico	Φ_3	1.25	-
Luce della campata (caso ponte in semplice appoggio)	L	19.00	m
Modulo elastico dell'acciaio	E	2.1.E+08	kN/m ²
Inerzia impalcato con cls omogeneizzato	J	0.287	m ⁴
Freccia sotto i carichi accidentali dinamizzati	$\delta = 5/384 p\Phi L^4/ EJ$	5.64	mm

Considerando la luce libera dell'impalcato, lo spostamento massimo registrato, risulta inferiore al limite consentito.

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

Limite superiore deformazione verticale	L/600	31.67	mm
Criterio di verifica	$\delta < L/600$	VERIFICA SODDISFATTA	

Per quanto riguarda lo spostamento orizzontale conseguente all'inflessione per carichi verticali, del piano di regolamento, questo rispetta il limite prescritto nel "Manuale di progettazione delle opere civili". Di seguito la sintesi del calcolo effettuato.

CALCOLO DELLA ROTAZIONE AGLI APPOGGI

Freccia sotto i carichi accidentali dinamizzati	$\delta = 5/384 p\Phi L^4/ EJ$	5.64	mm
Rotazione agli appoggi	$\theta = (16/5) \delta / L$	0.00095	-
Distanza del piano di regolamento del ballast dal centro rotazione appoggi	H	1290	mm
Valore limite di rotazione agli appoggi	8/H	0.006	-
Criterio di verifica	$\theta < 8/H$	VERIFICA SODDISFATTA	

10.5.2 Deformazioni torsionali

Il massimo sghembo misurato su una lunghezza di 3m non eccede il valore limite prescritto dalla normativa. Di seguito si mostra la sintesi della verifica effettuata.

L	D ₁	D ₂	y=(D ₂ -D ₁)/L	y _{LIM}
Distanza base di misurazione	Massima differenza trasversale di spostamento dei binari al punto '0'	Massima differenza trasversale di spostamento dei binari alla distanza base	Valore di progetto	Valore limite
[m]	[m]	[m]	[mm/m]	[mm/m]
3	0	0.00055	0.6mm/3m	3mm/3m

10.5.3 Stato limite per il comfort dei passeggeri

La massima freccia valutata in asse al binario, considerando un solo binario carico da un singolo modello LM71 con il relativo incremento dinamico e con il coefficiente a, risulta inferiore al limite imposto per il comfort dei passeggeri, pari a L/1000.

CALCOLO DELLA FRECCIA DA CARICHI ACCIDENTALI DINAMIZZATI

Equivalentente flettente Treno LM71	p ₁	135	kN/m
Equivalentente flettente Treno SW2	p ₂	160	kN/m
Coefficiente di incremento dinamico	Φ ₃	1.25	-
Luce della campata (caso ponte in semplice appoggio)	L	19.00	m
Modulo elastico dell'acciaio	E	2.1.E+08	kN/m ²
Inerzia impalcato con cls omogeneizzato	J	0.287	m ⁴
Freccia sotto i carichi accidentali dinamizzati	$\delta = 5/384 p\Phi L^4 / EJ$	5.64	mm
Limite superiore deformazione verticale comfort	L/1050	18.10	mm
Criterio di verifica	$\delta < L/1050$	VERIFICA SODDISFATTA	

11 REAZIONI SUGLI APPOGGI

Si riporta di seguito la sintesi degli scarichi massimi espletati da ciascuna delle tipologie degli appoggi d'impalcato sulle sottostrutture, relativamente ai due lati, fisso e mobile, per la condizione statica (SLE-SLU) e per quella sismica (SLV-q=1). Le grandezze che figurano nella Tabella di seguito fanno riferimento alle seguenti azioni trasmesse dagli appoggi:

N: Reazione verticale (positiva, se diretta verso l'alto)

H_{TRASV}: Reazione orizzontale, in direzione trasversale rispetto all'asse del viadotto

H_{LONG}: Reazione orizzontale, in direzione parallela all'asse del viadotto

COMBINAZIONI STATICHE SLE-RARA	N (kN)	H _{LONG} (kN)	H _{TRASV} (kN)
FISSI	830	90	16
UNI-LONG	830	-	19
MULTI	976	-	-

COMBINAZIONI STATICHE SLU	N (kN)	H _{LONG} (kN)	H _{TRASV} (kN)
FISSI	1192	130	23
UNI-LONG	1192	-	27
MULTI	1423	-	-

COMBINAZIONI SISMICHE SLV	N (kN)	H _{LONG} (kN)	H _{TRASV} (kN)
FISSI	333	258	39
UNI-LONG	337	-	129
MULTI	958	-	-

12 GIUNTI DI DILATAZIONE

12.1 Spostamenti

Si riporta a seguire la valutazione dell'escursione totale dei giunti e degli apparecchi di appoggio mobili dell'impalcato in direzione longitudinale, effettuata conformemente a quanto prescritto nel par.2.5.2.1.5.1 del "Manuale di progettazione delle opere civili":

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

In cui:

- E_1 = spostamento dovuto alla variazione termica uniforme;
- E_2 = spostamento dovuto alla riposta della struttura all'azione sismica;
- E_3 = spostamento dovuto all'azione sismica fra le fondazioni di strutture non collegate;
- k_1 = 0.45 coefficiente che tiene conto della non contemporaneità dei valori massimi corrispondenti a ciascun evento singolo;
- k_2 = 0.55 coefficiente legato alla probabilità di moto in controfase di due pile adiacenti
- d_{Ed} = è lo spostamento relativo totale tra le parti, pari allo spostamento d_E prodotto dall'azione sismica di progetto, calcolato come indicato nel par. 7.3.3.3 del DM 17.1.2018.
- d_{eg} = è lo spostamento relativo tra le parti dovuto agli spostamenti relativi del terreno.

In particolare, gli spostamenti d_E della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

$$\mu_d = q \quad \text{se } T_1 \geq T_c$$

$$\mu_d = 1 + (q - 1) \times T_c / T_1 \quad \text{se } T_1 < T_c$$

In ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

Per quanto riguarda il valore dello spostamento assoluto orizzontale massimo del suolo (d_g), questo può ottenersi utilizzando l'espressione seguente:

$$d_g = 0.025 a_g S T_c T_D$$

Relazione di calcolo impalcato a travi incorporate L=19m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	VI0407 001	A	78 di 82

In ogni caso, dovrà risultare:

$$E_L \geq E_0 \text{ ed } E_L \geq E_i \text{ con } i = 1, 2, 3$$

In cui:

- E_0 = escursione valutata secondo i criteri validi nelle zone non sismiche;
- E_i = il maggiore dei due termini indicati nella espressione precedente.

Nei casi in cui anche una sola delle due precedenti disuguaglianze non risultasse verificata, dovrà assumersi:

$$E_L = \max (E_0; E_i)$$

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

$$E_L \geq 3,30 \cdot \frac{L}{1000} + 0,10 \text{ e } E_L \geq 0,15m \text{ per le zone classificate sismiche con } a_g(\text{SLV}) \geq 0,25 \text{ g}$$

$$E_L \geq 2,30 \cdot \frac{L}{1000} + 0,073 \text{ e } E_L \geq 0,10m \text{ per le zone classificate sismiche con } a_g(\text{SLV}) < 0,25 \text{ g}$$

con L pari alla lunghezza del ponte.

Si ottiene, in definitiva, nel caso in esame:

Relazione di calcolo impalcato a travi incorporate L=19m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	VI0407 001	A	79 di 82

Spostamenti _p.2.5.2.1.5.1 - Manuale di Progettazione RFI

Spostamento dovuto alla variazione termica uniforme

Lunghezza impalcato	L	19.00	m
Variazione Termica (p.2.5.1.4.4.1 - Manuale RFI)	ΔT	30	
Coeff. Dilatazione termica	α	1E-05	
Spostamento dovuto alla variazione termica uniforme	D_t	5.700	mm
Spostamento dovuto alla variazione termica uniforme	E_1	11.4	mm

Spostamento sismico in sommità spalla

Periodo di riferimento della struttura	T_1	0.000	s
Periodo inizio del tratto a velocità costante	T_c	0.474	s
Risposta in accelerazione associata al periodo della struttura (Spettro elastico)	$Se(T_1)$	0.137	g
Fattore di struttura	q	1.5	-
Fattore amplificativo	μ_d	3.50	
Accelerazione sismica al suolo SLV	ag	0.091	g
Coeff, categoria del sottosuolo	S	1.500	
Periodo inizio del tratto a spostamento costante	T_D	1.965	s
Valore di spostamento ottenuto dall'analisi lineare (p.3.2.3.2.3 - NTC08)	d_{Ee}	0.00	mm
Spostamento massimo prodotto dall'azione sismica di progetto allo SLV	d_{Ed}	0.00	mm
Coefficiente legato alla probabilità di moto in controfase di due pile adiacenti	k_2	0.55	
Spostamento dovuto alla riposta della struttura all'azione sismica	E_2	0.00	mm

Spostamento al suolo

Spostamento assoluto orizzontale del suolo in un punto	d_g	31.2	mm
Spostamento massimo relativo tra due punti i e j	$d_{ij,max}$	55.12	mm
Spostamento relativo tra due punti a piccola distanza	$d_{ij,0}$	0.00	mm
Distanza tra i due punti i e j	x	19	m
Velocità di propagazione delle onde di taglio	vs	180	m/s
Spostamento relativo tra punti a distanza x	$d_{ij}(x)$	12.6	mm
Spostamento dovuto all'azione sismica fra le fondazioni di strutture non collegate	E_3	25.16	mm

Escursione totale dei giunti e degli apparecchi di appoggio

Coefficiente che tiene conto della non contemporaneità dei valori massimi corrispondenti a ciascun evento singolo	k_1	0.45	-
Escursione totale dei giunti e degli apparecchi di appoggio - da calcolo	$E_{L,cal}$	16.45	mm
Max ($E_1; E_2; E_3; E_{L,cal}$)	Max ($E_1; E_2; E_3; E_{L,cal}$)	25.16	mm
Valore minimo di escursione in funzione della sismicità del sito	$E_{L,min}(a_g)$	116.70	mm
Valore minimo di escursione di progetto	$E_{L,min,finale}$	116.70	mm
Escursione totale dei giunti e degli apparecchi di appoggio di progetto	E_L	116.7	mm

12.2 Corsa degli apparecchi di appoggio mobili

La corsa degli apparecchi d'appoggio mobili deve essere non inferiore a $\pm(EL/2 + EL/8)$ con un minimo di $\pm(EL/2 + 15 \text{ mm})$. Risulta pertanto:

Corsa degli apparecchi d'appoggio mobili - p.2.5.2.1.5.2 - Manuale RFI

Corsa apparecchi di appoggio	\pm	73	mm
------------------------------	-------	-----------	-----------

Relazione di calcolo impalcato a travi incorporate L=19m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	VI0407 001	A	80 di 82

12.3 Escursione dei giunti

Il giunto fra le testate di due travi adiacenti dovrà consentire una escursione totale pari a: $\pm(EL/2 + 10\text{mm})$. Risulta pertanto:

Escursione dei giunti - p.2.5.2.1.5.3 - Manuale RFI

Escursione dei giunti	\pm	68	mm
-----------------------	-------	----	----

12.4 Ampiezza dei varchi

Il varco da prevedere fra le testate degli impalcato adiacenti, a temperatura media ambiente, dovrà essere non inferiore a $V \geq EL/2 + V0$, con $V0 = 20\text{mm}$.

Ampiezza dei varchi - p.2.5.2.1.5.4 - Manuale RFI

Ampiezza del varco	V_L	78	mm
--------------------	-------	----	----

Relazione di calcolo impalcato a travi incorporate L=19m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	VI0407 001	A	81 di 82

13 INCIDENZE

Di seguito si esplicita l'incidenza relativa agli elementi strutturali dell'opera in esame. L'incidenza di progetto, rispetto al valore di calcolo, è stata amplificata per tener conto delle lunghezze di sovrapposizione dell'armatura.

Lo spessore della soletta riportato, fa riferimento al valore medio di spessore riscontrato in corrispondenza della zona a sbalzo della soletta di impalcato.

Elemento	Spessore [m]	Armatura longitudinale				Armatura trasversale				Spilli			Sommano [kg]	Incidenza di calcolo [kg/m ³]	Incidenza di progetto [kg/m ³]
		Lato	Diametro [mm]	N°	Peso [kg/m]	Lato	Diametro [mm]	N°	Peso [kg/m]	Diametro [mm]	N°	Peso [kg/m]			
Soletta di impalcato	0.53	LATO A	20	5	12.33	LATO A	12	5	4.44	10	10	6.17	35.27	67	90
		LATO B	16	5	7.89	LATO B	12	5	4.44						

14 INDICE DELLE FIGURE

Figura 1: Sezione trasversale dell'impalcato	Errore. Il segnalibro non è definito.
Figura 2: Sezione longitudinale dell'impalcato.....	7
Figura 3: Pianta dell'impalcato	7
Figura 4: Profilo longitudinale dell'opera.....	8
Figura 5: Dettaglio barriera antirumore	8
Figura 6: Pianta schema appoggi impalcato.....	9
Figura 7: Treno di carico LM71	16
Figura 8: Treno di carico SW/2	17
Figura 9: Sollecitazioni indotte da frenatura e avviamento dei treni.....	19
Figura 10: Definizione della distanza max a_g e min a_g dall'asse del binario	25
Figura 11: Valori caratteristici delle azioni q_{1k} per superfici verticali parallele al binario – da Fig. 5.2.8 - "Manuale di progettazione delle opere civili"	26
Figura 12: Spettri di risposta elastici_SLV (Componente orizzontale e verticale)	34
Figura 13: Deragliamento al di sopra del ponte – CASO 1	36
Figura 14: Deragliamento al di sopra del ponte – CASO 2	37
Figura 15: Valori dei coefficienti parziali di sicurezza – Tabella 5.2.V del DM 17.1.2018.....	39
Figura 16: Valori dei coefficienti di combinazione– Tabella 5.2.VI del DM 17.1.2018.....	39
Figura 17: Ulteriori valori dei coefficienti di combinazione – Tabella 5.2.VII del DM 17.1.2018	40
Figura 18: Valutazione dei carichi da traffico – Tabella 5.2.IV del DM 17.1.2018	40
Figura 19: Modellazione tridimensionale agli Elementi Finiti – a) Vista dal basso b) Vista dall'alto.....	44
Figura 20: Modello FEM a graticcio – Vista in pianta	45
Figura 21: Condizioni di vincolo – Vista 3D wireframe	45
Figura 22: Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione - Tabella 4.1.IV del DM 17.1.2018.....	47
Figura 23: Sghembo ammissibile.....	49
Figura 24: Massima variazione angolare e minimo raggio di curvatura - Tab. 5.2.VIII del DM 17.1.2018.....	49
Figura 25: Valori del limite di deformabilità L/δ per il comfort dei passeggeri – da Fig.5.2.1.8.3.2.2-2 del "Manuale di progettazione delle opere civili"	50
Figura 26: Peso proprio travi in acciaio – Momento flettente (kNm) e taglio (kN).....	53
Figura 27: Peso cls in opera – Momento flettente (kNm) e taglio (kN)	54
Figura 28: Sovraccarichi permanenti non strutturali – Momento flettente (kNm) e taglio (kN)	54
Figura 29: Carichi accidentali dinamizzati – Momento flettente (kNm) e taglio (kN).....	55
Figura 30: Frenatura/avviamento – Momento flettente (kNm) e taglio (kN)	56
Figura 31: Azione laterale – Momento flettente (kNm) e taglio (kN)	56
Figura 32: Vento e pressione aerodinamica – Momento flettente (kNm) e taglio (kN)	57
Figura 33: Schema statico di calcolo e carichi agenti.....	68