

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO LINEA FERROVIARIA ROMA - VITERBO

TRATTA CESANO – VIGNA DI VALLE

VI01 - Ponte ferroviario al km 38+650

Relazione di calcolo impalcato - Singolo binario

SCALA:

-

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

NR1J 01 D 29 CL VI0107 002 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	USAI <i>[Signature]</i>	02.2020	M. MONDA	02.2020	PAOLETTI <i>[Signature]</i>	02.2020	ARDUINI 02.2020

ITALFERR S.p.A.
Direzione Tecnica
Infrastrutture Centro
Dott. Ing. Fabrizio Arduini
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
n. 18362/01-A

File: NR1J01D29CLVI0107002A.doc

n. Elab.: 310.01

INDICE

1	PREMESSA	5
2	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	7
2.1	NORMATIVE	7
2.2	ELABORATI DI RIFERIMENTO	8
3	MATERIALI.....	9
3.1	ACCIAIO PER PROFILI LAMINATI.....	9
3.2	ACCIAIO PER TIRANTI	9
3.3	ACCIAIO IN BARRE PER GETTI	10
3.4	CALCESTRUZZO.....	10
4	GEOMETRIA IMPALCATO	11
4.1	CARATTERISTICHE TRACCIATO.....	11
4.2	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE IMPALCATO	11
5	ANALISI DEI CARICHI	13
5.1	PESO PROPRIO E SOVRACCARICHI PERMANENTI	13
5.2	CARICHI VARIABILI	15
5.2.1	COEFFICIENTE DINAMICO	15
5.2.2	TRENO LM71.....	15
5.2.3	TRENO SW/2	17
5.2.4	FRENATURA ED AVVIAMENTO	18
5.2.5	SERPEGGIO	19
5.2.6	CENTRIFUGA.....	19
5.2.7	VENTO.....	20
5.2.8	EFFETTI AERODINAMICI ASSOCIATI AL PASSAGGIO DEI CONVOGLI FERROVIARI	26

5.2.9	CARICO SUI MARCIAPIEDI.....	26
5.2.10	AZIONE SISMICA.....	26
5.2.11	RESISTENZE PARASSITE NEI VINCOLI.....	32
5.2.12	DERAGLIAMENTO.....	32
6	SOLLECITAZIONI.....	33
6.1	SOLLECITAZIONI SULLA FASCIA RESISTENTE DI 4.0M.....	33
6.1.1	MOMENTO FLETTENTE E TAGLIO.....	33
6.1.2	COPPIE TORCENTI A METRO LINEARE DI IMPALCATO.....	35
6.2	SOLLECITAZIONI SULLA TRAVE DI BORDO DELLA FASCIA.....	36
6.2.1	AZIONI VERTICALI.....	36
6.2.2	AZIONI ORIZZONTALI.....	37
6.2.3	RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI ELEMENTARI SULLA TRAVE DI BORDO.....	39
6.2.4	RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI DI PROGETTO SULLA TRAVE DI BORDO.....	41
7	VERIFICHE DI RESISTENZA.....	43
7.1	SOLLECITAZIONI DI VERIFICA SULLA TRAVE DI BORDO.....	43
7.2	VERIFICHE DEL PROFILO HEB900.....	44
8	VERIFICHE DI DEFORMABILITA'.....	45
8.1	VALUTAZIONE RIGIDEZZA DELL'IMPALCATO.....	45
8.2	FREQUENZA PROPRIA DELL'IMPALCATO.....	46
8.3	VERIFICA DI INFLESSIONE NEL PIANO VERTICALE.....	46
8.4	VERIFICA DEL COMFORT DEI PASSEGGERI.....	46
8.5	ROTAZIONE AGLI APPOGGI.....	47
8.6	SGHEMBO.....	47
9	VERIFICA DELLO SBALZO TRASVERSALE.....	49
9.1	SOLLECITAZIONI ELEMENTARI.....	50

VI01 - Ponte ferroviario al km 38+650

Relazione di calcolo impalcato - Singolo binario

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	VI01 07 002	A	4 di 65

9.2	COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE	50
9.3	SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	51
9.4	VERIFICA A PRESSOFLESSIONE RETTA	52
9.5	VERIFICA A TAGLIO	53
9.6	VERIFICA A FESSURAZIONE	54
10	AZIONI SUGLI APPOGGI.....	55
10.1	VERIFICHE PER GLI APPARECCHI DI APPOGGIO	63
10.1.1	CORSA FRGLI APPARECCHI D'APPOGGIO MOBILI	64
10.1.2	ESCURSIONE DEI GIUNTI.....	64
10.1.3	AMPIEZZA DEI VARCHI.....	64
11	INCIDENZE	65

1 PREMESSA

Il ponte ferroviario VI01 si sviluppa tra le progressive 38+640,97 e 38+657,01 nell'ambito del progetto di raddoppio ed è costituito da tre impalcati a travi in acciaio incorporate nel cls, di luci, in asse appoggi, di 16m.

Si adottano queste particolari tipologie di impalcato al fine di minimizzare lo spessore tra piano ferro e sottotrave in modo da non ridurre il franco della strada esistente sottostante.

La piattaforma di progetto ha una larghezza totale di 36,46m ed ospita 3 sedi ferroviarie di 8,20m, 8,20m e 4,20m (con 5 binari in totale), sei marciapiedi per manutenzione di ingombri varie e due cordoli laterali per l'alloggiamento dei parapetti di 0,80 m ciascuno.

Per le campate centrale e quella ovest, che sono da 16,0 m si utilizzano n. 18 profili HEB 900, posti ad interasse di 51,0 cm, con una distanza p.f. - sottotrave pari a 1,853 m.

Per la campata est da 16,0 m si utilizzano n. 11 profili HEB 900.

Nella presente relazione si prende in considerazione l'impalcato laterale a un binario.

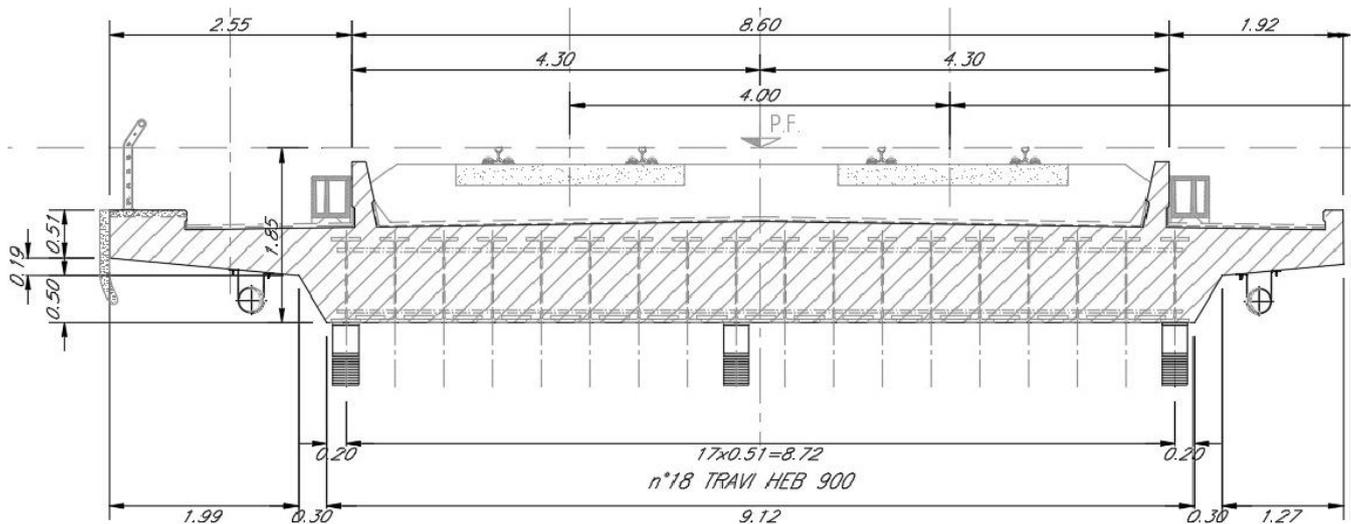


Figura 1 – Viadotto VI01 – Impalcato 1 ad ovest

VI01 - Ponte ferroviario al km 38+650
Relazione di calcolo impalcato - Singolo binario

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	VI01 07 002	A	6 di 65

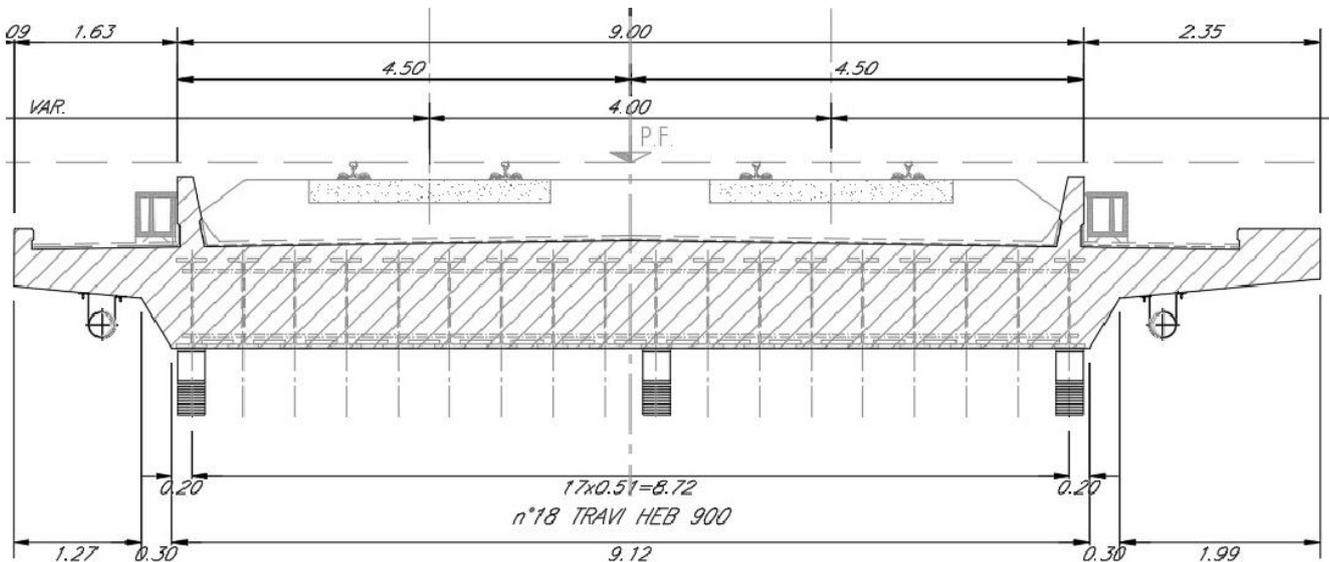


Figura 2 – Viadotto VI01 – Impalcato 2 ad ovest

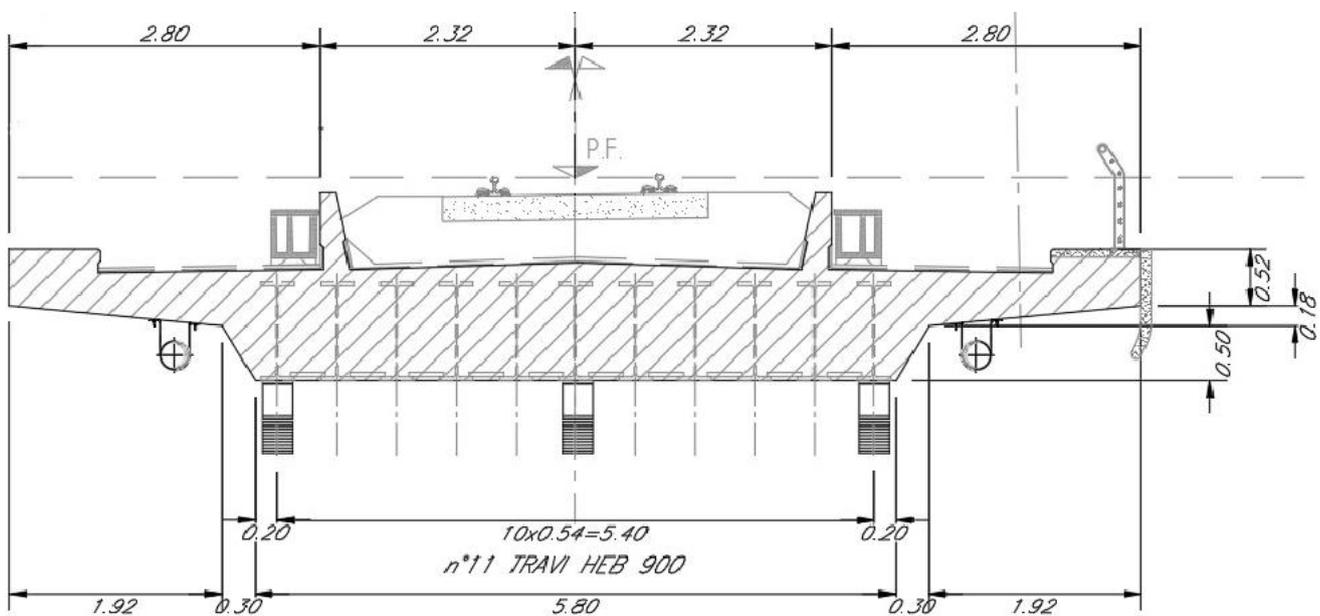


Figura 3 – Viadotto VI01 – Impalcato 3 ad est

Nel rispetto del MdP (par. 2.5.1.4.4.2), visto che in progetto non sono previste barriere antirumore in corrispondenza dell'impalcato, le opere dello stesso saranno dimensionate considerando un'altezza convenzionale delle BA pari a 4.00m, misurati dall'estradosso della soletta.

2 NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVE

Le principali Normative nazionali ed internazionali vigenti alla data di redazione del presente documento e prese a riferimento sono le seguenti:

- Rif. [1] Ministero delle Infrastrutture, DM 17 gennaio 2018, «Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni» [NTC18];
- Rif. [2] Circolare 21 gennaio 2019, n. 7/C.S.LL.PP. “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.”;
- Rif. [3] RFI DTC SI PS MA IFS 001 B “Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 2 – Ponti e strutture” del 22/12/2017;
- Rif. [4] RFI DTC SI CS MA IFS 001 B “Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 3 – Corpo stradale” del 22/12/2017;
- Rif. [5] Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture, Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento (UNI EN 1991-1-4)
- Rif. [6] 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.

2.2 ELABORATI DI RIFERIMENTO

Vengono presi a riferimento tutti gli elaborati grafici progettuali di pertinenza.

Relazione tecnica descrittiva	N	R	1	J	0	1	D	2	9	R	O	V	I	0	1	0	0	0	0	1	A
Planimetria di progetto	N	R	1	J	0	1	D	2	9	P	8	V	I	0	1	0	0	0	0	1	A
Relazione di calcolo impalcato	N	R	1	J	0	1	D	2	9	C	L	V	I	0	1	0	7	0	0	1	A
Relazione di calcolo spalle	N	R	1	J	0	1	D	2	9	C	L	V	I	0	1	0	4	0	0	1	A
Relazione di calcolo opere provvisionali	N	R	1	J	0	1	D	2	9	C	L	V	I	0	1	0	3	0	0	1	A
Fasi costruttive	N	R	1	J	0	1	D	2	9	B	Z	V	I	0	1	0	0	0	0	1	A
Scavi, demolizioni e opere provvisionali - Pianta e sezioni Tav. 1/2	N	R	1	J	0	1	D	2	9	P	Z	V	I	0	1	0	0	0	0	1	A
Scavi, demolizioni e opere provvisionali - Pianta e sezioni Tav. 2/2	N	R	1	J	0	1	D	2	9	P	Z	V	I	0	1	0	0	0	0	2	A
Pianta fondazioni, pianta impalcato, prospetto e sezione longitudinale	N	R	1	J	0	1	D	2	9	P	Z	V	I	0	1	0	0	0	0	3	A
Carpenteria impalcato Tav. 1/2	N	R	1	J	0	1	D	2	9	B	Z	V	I	0	1	0	7	0	0	1	A
Carpenteria impalcato Tav. 2/2	N	R	1	J	0	1	D	2	9	B	Z	V	I	0	1	0	7	0	0	2	A
Carpenteria Spalla A	N	R	1	J	0	1	D	2	9	B	Z	V	I	0	1	0	4	0	0	1	A
Carpenteria Spalla B	N	R	1	J	0	1	D	2	9	B	Z	V	I	0	1	0	4	0	0	2	A
Carpenteria muri d'ala Tav. 1/2	N	R	1	J	0	1	D	2	9	B	Z	V	I	0	1	0	0	0	0	2	A
Carpenteria muri d'ala Tav. 2/2	N	R	1	J	0	1	D	2	9	B	Z	V	I	0	1	0	0	0	0	3	A
Apparecchi d'appoggio e giunti	N	R	1	J	0	1	D	2	9	B	Z	V	I	0	1	0	0	0	0	4	A
Particolari costruttivi	N	R	1	J	0	1	D	2	9	B	Z	V	I	0	1	0	0	0	0	5	A

3 MATERIALI

Si riportano di seguito i materiali previsti per la realizzazione delle strutture, suddivisi per elemento costruttivo.

3.1 ACCIAIO PER PROFILI LAMINATI

tipo	S355J2		
fyk =	355	MPa	tensione caratteristica di snervamento
ftk =	510	MPa	tensione caratteristica di rottura
E =	210.000	MPa	Modulo elastico di progetto
v =	0,3		Coefficiente di Poisson
G =	80769	MPa	Modulo elastico Tangenziale di progetto
γM0 =	1,05	-	coefficiente parziale di sicurezza SLU
fyd =	338,1	MPa	tensione di snervamento di progetto

3.2 ACCIAIO PER TIRANTI

tipo	S235		
fyk =	235	MPa	tensione caratteristica di snervamento
ftk =	360	MPa	tensione caratteristica di rottura
E =	210.000	MPa	Modulo elastico di progetto
v =	0,3		Coefficiente di Poisson
G =	80769	MPa	Modulo elastico Tangenziale di progetto
γM0 =	1,05	-	coefficiente parziale di sicurezza SLU
fyd =	223,8	MPa	tensione di snervamento di progetto

VI01 - Ponte ferroviario al km 38+650

Relazione di calcolo impalcato - Singolo binario

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	VI01 07 002	A	10 di 65

3.3 ACCIAIO IN BARRE PER GETTI

tipo B450C

$f_{yk} \geq$	450	MPa	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} \geq$	540	MPa	tensione caratteristica di rottura
$(f_t/f_y)_{k \geq}$	1,15		
$(f_t/f_y)_{k <}$	1,35		
E	210.000	MPa	Modulo elastico
$\gamma_s =$	1,15	-	coefficiente parziale di sicurezza SLU
$f_{yd} =$	391,30	MPa	tensione di snervamento di progetto

3.4 CALCESTRUZZO

Classe C30/37

$R_{ck} =$	37.00	MPa	Resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} = 0,83 R_{ck} =$	30.71	MPa	Resistenza caratteristica cilindrica
$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	38.71	MPa	Valore medio resistenza cilindrica
$\alpha_{cc} =$	0.85	-	Coeff. rid. per carichi di lunga durata
$\gamma_M =$	1.50	-	Coefficiente parziale di sicurezza SLU
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_M =$	17.40	MPa	Resistenza di progetto
$f_{ctm} = 0,3 f_{ck} (2/3) =$	2.94	MPa	Resistenza media a trazione semplice
$f_{ctm} = 1,2 f_{ctm} =$	3.53	MPa	Resistenza media a trazione per flessione
$f_{ctk} = 0,7 f_{ctm} =$	2.06	MPa	Valore caratteristico resistenza a trazione (frattile 5%)
$\sigma_c = 0,60 f_{ck} =$	18.43	MPa	Tensione in esercizio in comb. rara (rif. §4.1.2.2.5.1 [1])
$\sigma_c = 0,45 f_{ck} =$	13.82	MPa	Tensione in esercizio in comb. quasi perm. (rif. §4.1.2.2.5.1 [1])
$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{(0,3)} =$	33019	MPa	Modulo elastico di progetto
$m =$	0.20		Coefficiente di Poisson
$G_c = E_{cm} / (2 (1 + m)) =$	13758	MPa	Modulo elastico tangenziale di progetto
Condizioni ambientali =			Ciclicamente asciutto e bagnato.
Classe di esposizione =	XC4		
$c =$	4.50	cm	Copriferro minimo ($V_R = 100 \text{anni} \times 2 = 200 \text{anni}$)
$w =$	0.20	mm	Apertura massima fessure in esercizio in comb. freq (rif. §2.2.2 [5])

4 GEOMETRIA IMPALCATO

Si riporta di seguito una sintesi delle caratteristiche del tracciato, dei profili metallici e dell'impalcato.

4.1 CARATTERISTICHE TRACCIATO

V =	160	km/h	Velocità
R =	infinito	m	raggio di curvatura
s =	0.00	m	Sopraelevazione

4.2 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE IMPALCATO

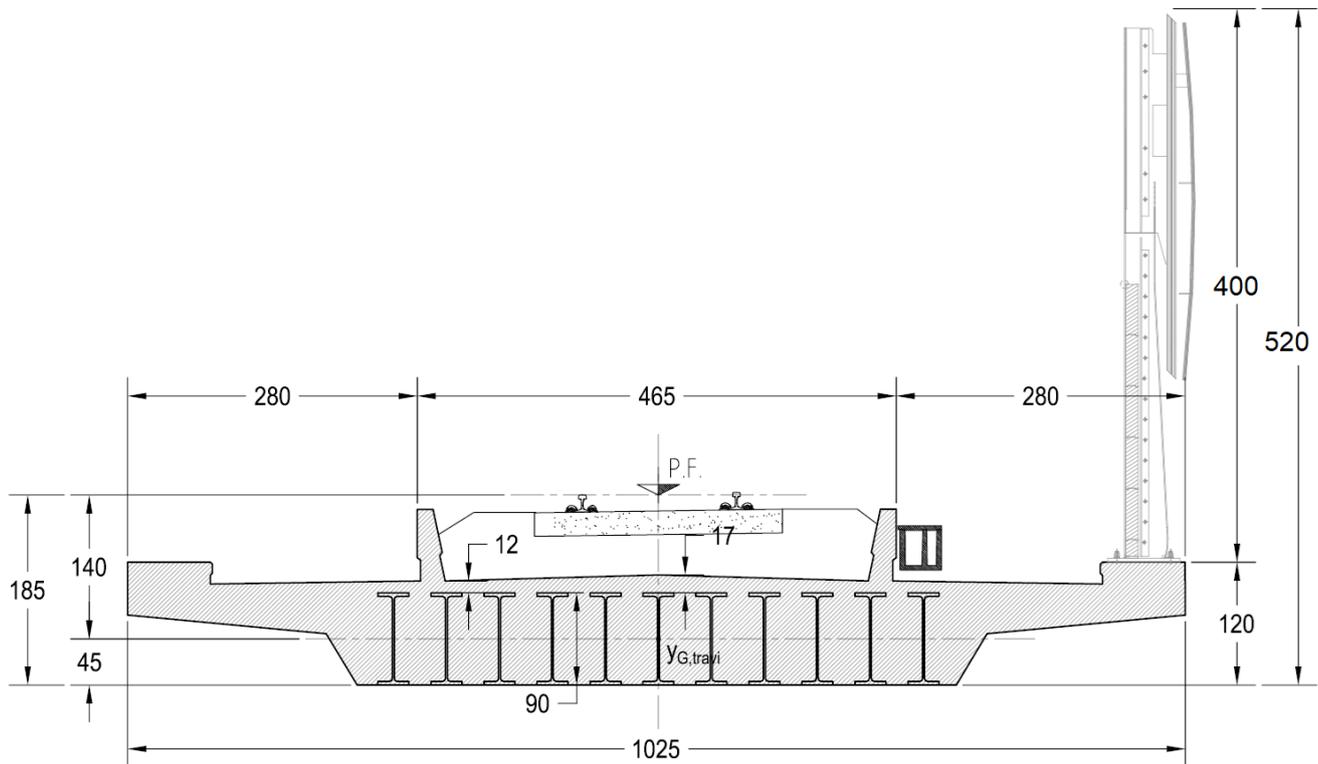


Figura 4 – Impalcato doppio binario – geometria [cm]

Profili

tipo	HEB900		
A =	371.30	cm ²	area
J =	494 100	cm ⁴	momento d'inerzia

VI01 - Ponte ferroviario al km 38+650

Relazione di calcolo impalcato - Singolo binario

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	VI01 07 002	A	12 di 65

W =	10 980	cm ³	modulo di res. el.
h	900	mm	altezza sezione
yg =	450	mm	quota baricentro
S =	6312	cm ³	momento statico per H/2
tw =	18.5	mm	spessore anima
b =	300	mm	larghezza ali
tf =	35	mm	spessore ali
p =	2.91	kN/m	peso al metro

Impalcato

L tot	16.80	m	Luce totale impalcato
Lc =	16.0	m	luce impalcato (asse appoggi)
Lf =	16.50	m	lunghezza travi
Acls =	8.60	m ²	area lorda cls impalcato
ntravi =	11	-	numero totale travi
Brip. =	4.00	m	larghezza di ripartizione
ntravi,Brip. =	9		numero travi nella zona di ripartizione
i =	0.54	m	interasse travi
A'cls =	8.20	m ²	area netta cls impalcato
hsol_min =	0.12	m	altezza soletta superiore (valore min)
hsol_max =	0.17	m	altezza soletta superiore (valore max)
hsol =	0.145	m	altezza soletta superiore (valore medio)
Htot =	1.045	m	altezza totale impalcato
hp.f.i =	1.85	m	quota p.f. rispetto a intradosso impalcato
zp.f. =	0.805	m	quota p.f. rispetto a estradosso impalcato
hp.f. =	1.40	m	quota p.f. rispetto a baricentro travi
hserp =	1.40	m	quota rotaia più alta rispetto a baricentro travi
hb.a. =	4.00	m	altezza barriere antirumore (rispetto estradosso soletta)
happ =	0.25	m	altezza apparecchi di appoggio
H =	1.30	m	altezza del piano di regolamento del ballast rispetto al centro di rotazione degli apparecchi di appoggio

5 ANALISI DEI CARICHI

Il dimensionamento dell'impalcato a travi incorporate è condotto con i criteri di seguito descritti in accordo alla specifica RFI DTC SI PS MA IFS 001 B "Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 2 – Ponti e strutture" per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario.

5.1 PESO PROPRIO E SOVRACCARICHI PERMANENTI

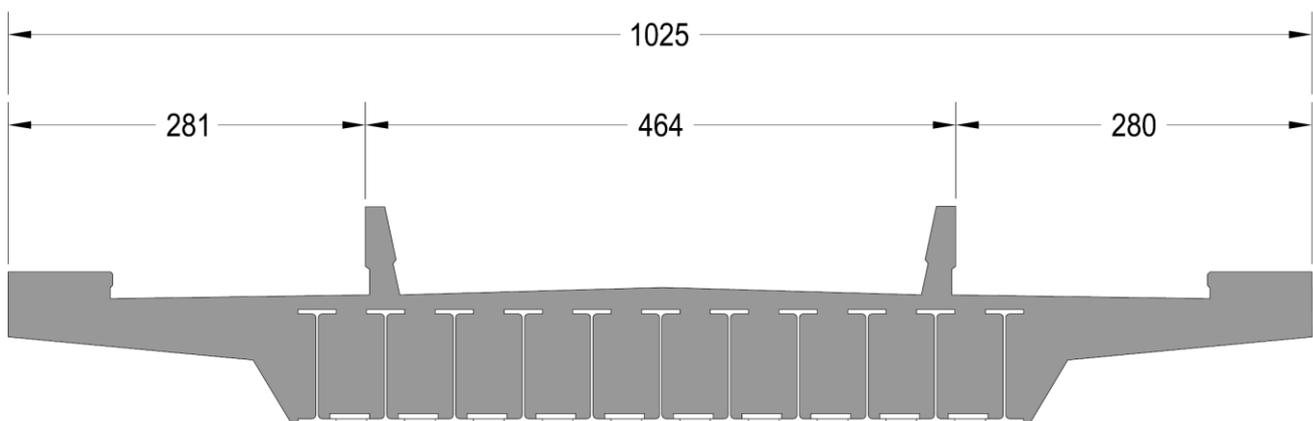
Per le azioni permanenti si considerano i pesi propri della struttura, valutati sulla base delle caratteristiche geometriche degli elementi costituenti l'impalcato e dei pesi specifici dei materiali utilizzati, ed i sovraccarichi permanenti portati.

Peso proprio - Travi metalliche principali (G1)

Htot	L	Ala sup		Anima		Ala inf		A1tr	n_travi	g_acc	P
		Bsup	tsup	Hw	tw	Binf	tinf				
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]		[kN/m ³]	[kN/m]
900	16500	300	35	830	18.5	300	35	37130	11	78.5	32.1

Peso proprio – Soletta in c.a. (G1)

Con riferimento all'area campita riportata nella seguente immagine:



A soletta netta	8.0	m ²
g_cls	25.00	kN/m ³
P	200.0	kN/m

VI01 - Ponte ferroviario al km 38+650

Relazione di calcolo impalcato - Singolo binario

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	VI01 07 002	A	14 di 65

Peso proprio – Predalle per casseratura inferiore tra travi adiacenti (G1)

A predalle	0.005	mq
num piatti	11	
g_cls	25	kN/m ³
peso totale	1.3	kN/m

Peso proprio – Tiranti tra travi adiacenti (G1)

d ferro	0.03	m
Area ferro	0.0007	mq
interasse long	1.2	m
numero tiranti tot	27	
L trasv	5.6	m
g_acc	78.5	kN/m ³
peso totale	0.5	kN/m

tot G1 238.2 kN/m

Sovraccarichi permanenti (G2)

	sp	b	h	A	gamma	peso m/q	peso m/l	numero	P
	m	m	m	m ²	kN/m ³		kN/m	-	kN/m
ballast+impermeo+armamento	0.8	4.5	-	3.6	18	-	-	-	64.8
massetto	0.05	8.6	-	0.43	25	-	-	-	10.8
canalette	-	-	-	-	-	-	2.5	2	5.0
velette	-	-	-	-	-	-	1.5	1	1.5
barriere a.r.	-	-	4.0	-	-	4	16.0	1	16.0

tot G2 98.1 kN/m

VI01 - Ponte ferroviario al km 38+650

Relazione di calcolo impalcato - Singolo binario

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	VI01 07 002	A	15 di 65

5.2 CARICHI VARIABILI

Per i sovraccarichi mobili si considerano gli effetti prodotti dai modelli di carico rappresentativi del traffico normale (LM71) e pesante (SW/2). Tali effetti sono amplificati per il coefficiente di adattamento α e per il coefficiente dinamico ϕ_3 ; per il solo modello di carico LM71 si considera inoltre un'eccentricità e di carico rispetto l'asse del binario pari a $143.5/18 = 8$ cm.

Sono inoltre portate in conto le azioni di frenatura ed avviamento, di serpeggio, di vento sul treno e l'azione aerodinamica del treno sulle barriere.

5.2.1 COEFFICIENTE DINAMICO

Il coefficiente dinamico adottato è quello previsto per le linee con un livello normale dello standard manutentivo che risulta pari a:

Coefficiente dinamico (Caso 5.1 della tabella 5.2.II del DM2008)

$$L_\phi = 16 \text{ m}$$

$$\phi_3 = 0.73 + 2.16/(L_\phi^{0.5} - 0.2) = 1.298 \quad 1.00 \leq \phi_3 \leq 2 \quad (\text{ridotto standard manutentivo})$$

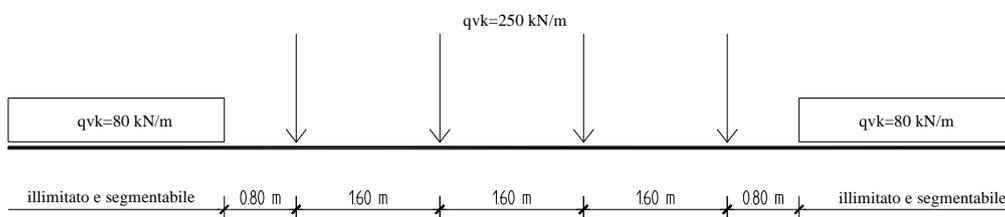
5.2.2 TRENO LM71

Questo treno di carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale e, come mostrato nella sottostante figura, risulta costituito da quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1.6m e da un carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni a partire da 0.80m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata.

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

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

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



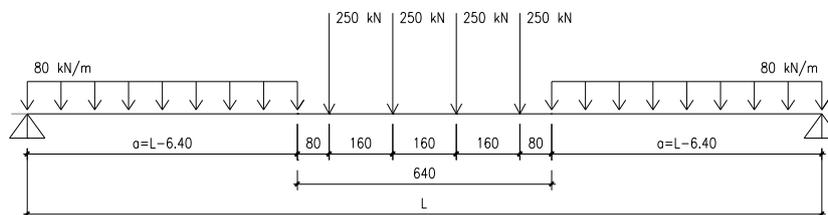
Per massimizzare gli effetti in termini di sollecitazione flessionale e taglio si considerano due diverse configurazioni di carico a cui corrispondono i seguenti carichi equivalenti p_2 di tipo uniformemente distribuito e comprensivi del coefficiente di adattamento α e di amplificazione dinamica ψ .

VI01 - Ponte ferroviario al km 38+650
Relazione di calcolo impalcato - Singolo binario

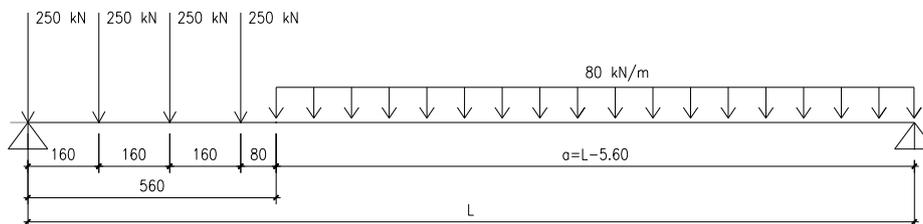
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	VI01 07 002	A	16 di 65

Dall'allegato 3 del manuale RFI DTC SI PS MA IFS 001 B "Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 2 – Ponti e strutture", con $L=17.0\text{m}$ per ponti di categoria A si ottengono i seguenti valori dei carichi equivalenti da impiegare nelle analisi:

- **Configurazione 1:** max momento flettente in mezzeria
- $p_{2,eq.flett.} = 185.3 \text{ kN/m}$ (129.81 kN/m non comprensivo di α e ψ)



- **Configurazione 2:** max taglio in appoggio
- $p_{2,eq.tagl.} = 199.4 \text{ kN/m}$ (139.63 kN/m non comprensivo di α e ψ)



Si ottengono i seguenti valori:

$$M_{\max,L/2} = 129.8 \text{ kN/m} \times 1.1 \times 1.298 \times (16\text{m})^2 / 8 = 5930.5 \text{ kNm}$$

$$V_{\max,appoggio} = 139.6 \text{ kN/m} \times 1.1 \times 1.298 \times 16\text{m} / 2 = 1594.6 \text{ kNm}$$

$$Q_{\text{tot}} = 80 \text{ kN/m} \times (16.8 \text{ m} - 6.4 \text{ m}) + 250 \text{ kN} \times 4 = 1832 \text{ kN} \quad (\text{per massa sismica long.})$$

A seguire sarà considerato il carico che tra i due riportati determina l'effetto più severo sulla struttura, scelto tra LM71 e SW/2.

VI01 - Ponte ferroviario al km 38+650

Relazione di calcolo impalcato - Singolo binario

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	VI01 07 002	A	17 di 65

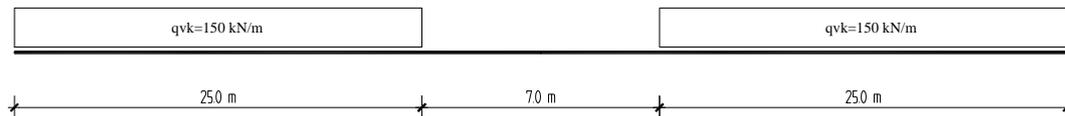
5.2.3 TRENO SW/2

Tale carico schematizza gli effetti prodotti dal traffico ferroviario pesante come riportato nella sottostante figura.

Dall'allegato 3 del manuale RFI DTC SI PS MA IFS 001 B "Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 2 – Ponti e strutture", con $L=17.0\text{m}$ per ponti di categoria A si ottengono i seguenti valori dei carichi equivalenti da impiegare nelle analisi:

$$q_{vk} = 153 \text{ kN/m}$$

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



Considerando la luce dell'impalcato in esame, il treno di carico SW/2 è costituito da un carico verticale uniformemente distribuito di intensità 150.0 kN/m .

Si ottengono, quindi, i seguenti valori:

$$M_{\max, L/2} = 153 \text{ kN/m} \times 1.0 \times 1.298 \times (16\text{m})^2 / 8 = 6355 \text{ kNm}$$

$$V_{\max, \text{appoggio}} = 153 \text{ kN/m} \times 1.0 \times 1.298 \times 16\text{m} / 2 = 1588.8 \text{ kNm}$$

$$Q_{\text{tot}} = 150 \text{ kN/m} \times 16.8 \text{ m} = 2520 \text{ kN} \quad (\text{per massa sismica long.})$$

A seguire sarà considerato il carico che tra i due riportati determina l'effetto più severo sulla struttura, scelto tra LM71 e SW/2.

5.2.4 FRENATURA ED AVVIAMENTO

Di seguito sono valutate le azioni di frenatura ed avviamento, agenti in direzione longitudinale alla quota di sommità del binario. I valori caratteristici da considerare, comprensivi del coefficiente di adattamento α , risultano pari a:

FRENATURA

	alfa	k [kN/m ²]	Lf	q [kN]	
LM71	1.1	20	16.9	372	< 6000 kN
SW/2	1	35	16.9	592	

AVVIAMENTO

	alfa	k [kN/m ²]	Lf	q [kN]	
LM71	1.1	33	16.9	613	< 1000 kN
SW/2	1	33	16.9	558	< 1000 kN

Quota di applicazione delle azioni rispetto al baricentro delle travi: $z_G = 1.40$ m

Quota di applicazione delle azioni rispetto all'intradosso dell'impalcato: $z_{intr.} = 1.85$ m

A seguire sarà considerato il carico che tra i due riportati determina l'effetto più severo sull' struttura.

5.2.5 SERPEGGIO

L'azione laterale associata al serpeggio è definita al par. 1.4.3.2 delle Istruzioni per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari, che riprende il par. 5.2.2.4.2 del DM 14.1.2018, 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.

Tale valore deve essere moltiplicato per il coefficiente di adattamento α e non per il coeff. dinamico.

Il valore delle forze laterali prodotte dal serpeggio comprensive del coeff. di adattamento risultano pari a:

	alfa	Q sk [kN]	q [kN]
LM71	1.1	100	110.0
SW/2	1	100	100.0

Quota di applicazione delle azioni rispetto al baricentro delle travi: $z_G = 1.40$ m

Quota di applicazione delle azioni rispetto all'intradosso dell'impalcato: $z_{intr.} = 1.85$ m

A seguire sarà considerato il carico che tra i due riportati determina l'effetto più severo sull' struttura.

5.2.6 CENTRIFUGA

L'azione centrifuga è definita in funzione del raggio di curvatura R in pianta del tracciato ferroviario nel tratto considerato. Nel viadotto in esame l'andamento planimetrico del tracciato ferroviario è rettilineo, quindi è nulla la azione della forza centrifuga.

VI01 - Ponte ferroviario al km 38+650
Relazione di calcolo impalcato - Singolo binario

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	VI01 07 002	A	20 di 65

5.2.7 VENTO

AZIONE DEL VENTO PAR. 3.3 NTC18

DEFINIZIONE DEI DATI

zona:

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)



Classe di rugosità del terreno:

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Nelle fasce entro i 40km dalla costa delle zone 1,2,3,4,5 e 6 la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

a_s (altitudine sul livello del mare della costruzione):

250 [m]

Distanza dalla costa

20 [km]

T_R (Tempo di ritorno):

100 [anni]

Categoria di esposizione

II

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa	10 km	30 km	500m	750m	
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

VI01 - Ponte ferroviario al km 38+650
Relazione di calcolo impalcato - Singolo binario

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	VI01 07 002	A	21 di 65

CALCOLO VELOCITA' DI RIFERIMENTO DEL VENTO §3.3.2.

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s	C_a
3	27	500	0.37	1.000

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a$$

$c_a = 1$ per $a_s \leq a_0$
 $c_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m

v_b (velocità base di riferimento) **27.00 m/s**

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

Cr coefficiente di ritorno **1.04**
 v_r (velocità di riferimento) **28.06 m/s**

PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO §3.3.6.

q_r (pressione cinetica di riferimento [N/mq])

$$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3)$$

Pressione cinetica di riferimento q_r **492.08 [N/m²]**

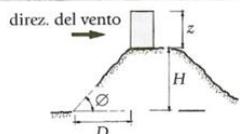
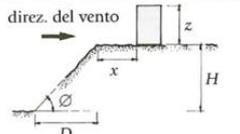
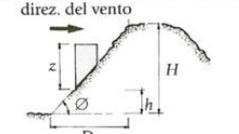
CALCOLO DEI COEFFICIENTI

Coefficiente dinamico [§3.3.8]

c_d **1.00**

Coefficiente Topografico (Orografico)

Il coefficiente topografico si assume di norma uguale ad 1, sia per zone pianeggianti, ondulate, collinose e montane. Nel caso di costruzioni che sorgono presso la sommità di colline o pendii isolati si procede nel modo seguente:

1	2	3																						
Costruzioni ubicate sulla cresta di una collina	Costruzioni ubicate sul livello superiore	Costruzioni ubicate su di un pendio																						
																								
$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma$	$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \cdot \left(1 - 0,1 \cdot \frac{x}{H}\right) \geq 1$	$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \cdot \frac{h}{H}$																						
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">Coefficiente β</th> <th colspan="3">Coefficiente γ</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>per:</td> <td>$\frac{z}{H} \leq 0,75$</td> <td>$0,75 \leq \frac{z}{H} \leq 2$</td> <td>$\frac{z}{H} \geq 2$</td> <td>per:</td> <td>$\frac{H}{D} \leq 0,10$</td> <td>$0,10 < \frac{H}{D} \leq 0,30$</td> <td>$\frac{H}{D} > 0,3$</td> </tr> <tr> <td>$\beta$</td> <td>$\beta = 0,5$</td> <td>$\beta = 0,8 - 0,4 \cdot \frac{z}{H}$</td> <td>$\beta = 0$</td> <td>$\gamma$</td> <td>$\gamma = 0$</td> <td>$\gamma = 5 \left(\frac{H}{D} - 0,10\right)$</td> <td>$\gamma = 1$</td> </tr> </tbody> </table>			Coefficiente β			Coefficiente γ			per:	$\frac{z}{H} \leq 0,75$	$0,75 \leq \frac{z}{H} \leq 2$	$\frac{z}{H} \geq 2$	per:	$\frac{H}{D} \leq 0,10$	$0,10 < \frac{H}{D} \leq 0,30$	$\frac{H}{D} > 0,3$	β	$\beta = 0,5$	$\beta = 0,8 - 0,4 \cdot \frac{z}{H}$	$\beta = 0$	γ	$\gamma = 0$	$\gamma = 5 \left(\frac{H}{D} - 0,10\right)$	$\gamma = 1$
Coefficiente β			Coefficiente γ																					
per:	$\frac{z}{H} \leq 0,75$	$0,75 \leq \frac{z}{H} \leq 2$	$\frac{z}{H} \geq 2$	per:	$\frac{H}{D} \leq 0,10$	$0,10 < \frac{H}{D} \leq 0,30$	$\frac{H}{D} > 0,3$																	
β	$\beta = 0,5$	$\beta = 0,8 - 0,4 \cdot \frac{z}{H}$	$\beta = 0$	γ	$\gamma = 0$	$\gamma = 5 \left(\frac{H}{D} - 0,10\right)$	$\gamma = 1$																	

Caso selezionato:

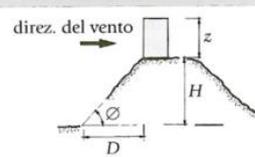
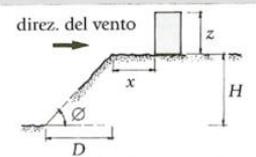
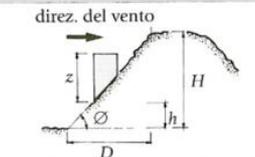
Condizione non isolata

VI01 - Ponte ferroviario al km 38+650
Relazione di calcolo impalcato - Singolo binario

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	VI01 07 002	A	22 di 65

Coefficiente Topografico (Orografico)

Il coefficiente topografico si assume di norma uguale ad 1, sia per zone pianeggianti, ondulate, collinose e montane. Nel caso di costruzioni che sorgono presso la sommità di colline o pendii isolati si procede nel modo seguente:

1	2	3																						
Costruzioni ubicate sulla cresta di una collina	Costruzioni ubicate sul livello superiore	Costruzioni ubicate su di un pendio																						
																								
$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma$	$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \cdot \left(1 - 0,1 \cdot \frac{x}{H}\right) \geq 1$	$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \cdot \frac{h}{H}$																						
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">Coefficiente β</th> <th colspan="3">Coefficiente γ</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>per:</td> <td>$\frac{z}{H} \leq 0,75$</td> <td>$0,75 \leq \frac{z}{H} \leq 2$</td> <td>$\frac{z}{H} \geq 2$</td> <td>per:</td> <td>$\frac{H}{D} \leq 0,10$</td> <td>$0,10 < \frac{H}{D} \leq 0,30$</td> <td>$\frac{H}{D} > 0,3$</td> </tr> <tr> <td>$\beta$</td> <td>$\beta = 0,5$</td> <td>$\beta = 0,8 - 0,4 \cdot \frac{z}{H}$</td> <td>$\beta = 0$</td> <td>$\gamma$</td> <td>$\gamma = 0$</td> <td>$\gamma = 5 \left(\frac{H}{D} - 0,10\right)$</td> <td>$\gamma = 1$</td> </tr> </tbody> </table>			Coefficiente β			Coefficiente γ			per:	$\frac{z}{H} \leq 0,75$	$0,75 \leq \frac{z}{H} \leq 2$	$\frac{z}{H} \geq 2$	per:	$\frac{H}{D} \leq 0,10$	$0,10 < \frac{H}{D} \leq 0,30$	$\frac{H}{D} > 0,3$	β	$\beta = 0,5$	$\beta = 0,8 - 0,4 \cdot \frac{z}{H}$	$\beta = 0$	γ	$\gamma = 0$	$\gamma = 5 \left(\frac{H}{D} - 0,10\right)$	$\gamma = 1$
Coefficiente β			Coefficiente γ																					
per:	$\frac{z}{H} \leq 0,75$	$0,75 \leq \frac{z}{H} \leq 2$	$\frac{z}{H} \geq 2$	per:	$\frac{H}{D} \leq 0,10$	$0,10 < \frac{H}{D} \leq 0,30$	$\frac{H}{D} > 0,3$																	
β	$\beta = 0,5$	$\beta = 0,8 - 0,4 \cdot \frac{z}{H}$	$\beta = 0$	γ	$\gamma = 0$	$\gamma = 5 \left(\frac{H}{D} - 0,10\right)$	$\gamma = 1$																	

Caso selezionato:

Condizione non isolata

Il coefficiente topografico vale: c_t **1.00**

Coefficiente di esposizione [§3.3.7]

Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito (e quindi dalla classe di rugosità del terreno) ove sorge la costruzione; per altezze non maggiori di $z=200m$ valgono le seguenti espressioni

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

k_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]
0.19	0.05	4.00

Coefficiente di esposizione minimo	$c_{e,\min}$	1.80	$z < 4.00$
Coefficiente di esposizione alla gronda	$c_{e,\text{gronda}}$	2.04	$z = 6.00$
Coefficiente di esposizione al colmo	$c_{e,\text{colmo}}$	2.04	$z = 6.00$

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

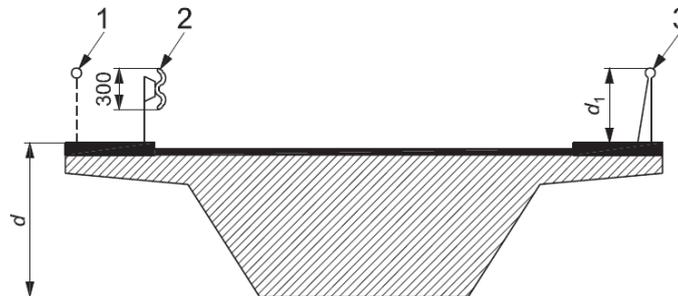
Si adotta un coefficiente di esposizione pari a $c_e = 2.04$.

Il coefficiente di forma $c_{fx,0}$ viene definito secondo le indicazioni riportate in EC1-4:

Legenda

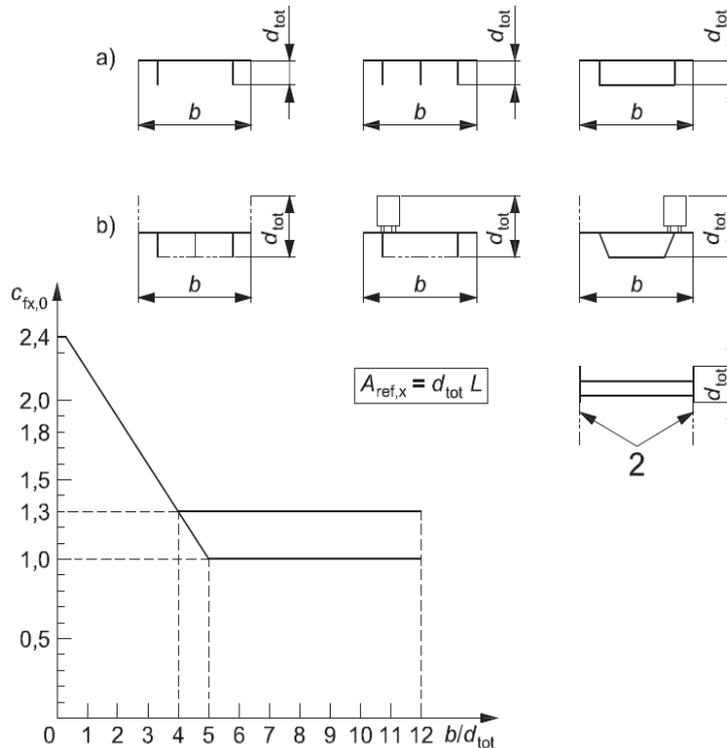
- 1 Parapetti aperti
- 2 Barriere di sicurezza aperte
- 3 Parapetti, barriere antirumore o barriere di sicurezza a parete piena

Dimensioni in millimetri



Altezza d_{tot} da impiegarsi per il calcolo di $A_{ref,x}$

Sistema di ritenuta	su un lato	su entrambi i lati
Parapetto aperto o barriera di sicurezza aperta	$d + 0,3 \text{ m}$	$d + 0,6 \text{ m}$
Parapetto a parete piena o barriera di sicurezza a parete piena	$d + d_1$	$d + 2 d_1$
Parapetto aperto e barriera di sicurezza aperta	$d + 0,6 \text{ m}$	$d + 1,2 \text{ m}$



Si distinguono due casi: presenza di barriera antirumore H4 su uno dei due cordoli di estremità (ipotesi conservativa per eventuali aggiunte future) e presenza di treno sull'impalcato.

1. Vento agente su impalcato con barriera antirumore

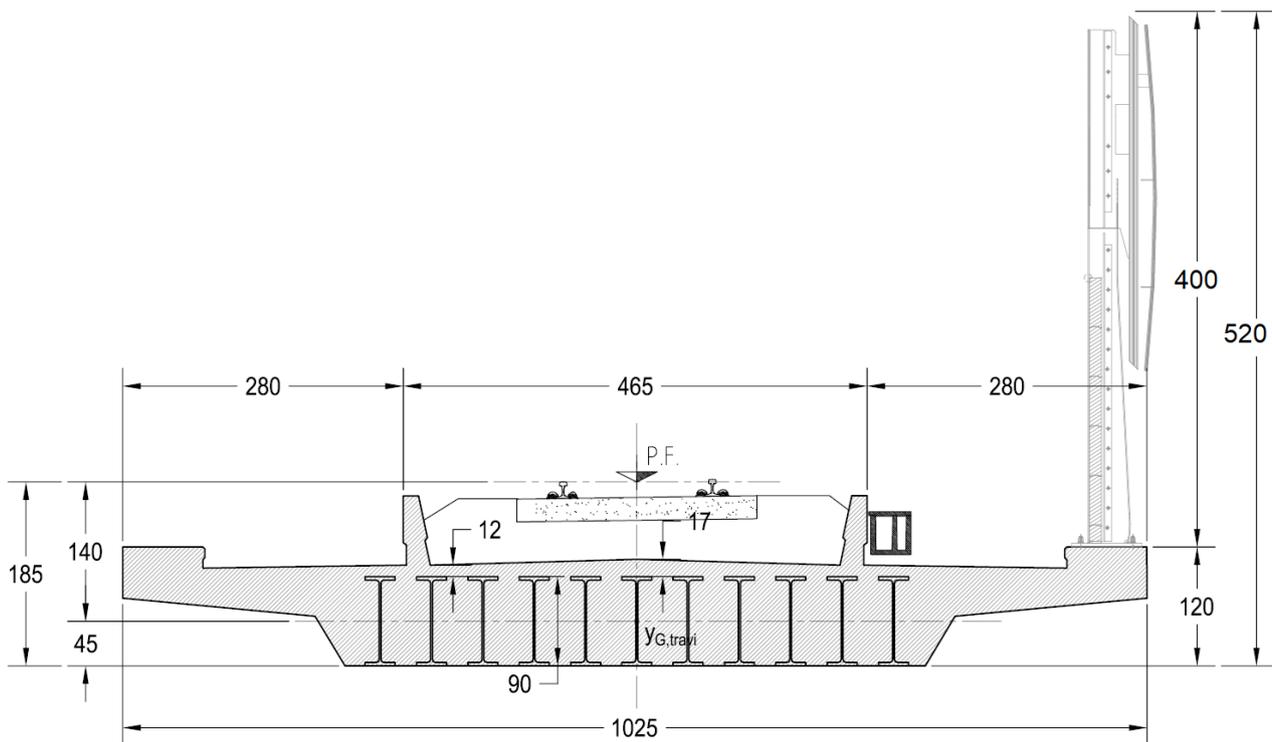


Figura 5 – Impalcato singolo binario – geometria con b.a. H4 [cm]

b	= 10.25 m (larghezza impalcato)
H barriera antirumore	= 4.0 m
H max impalcato	= 1.20 m
H direttamente investita	= 1.20 m + 4.0 m = 5.20 m
H barriera bordo ponte	= 1.0 m

	d [m]	b/d	cf _{x,0}	p _v [kN/m ²]	q _v [kN/m]	ecc _z [m]	M _v [kNm/m]
diretta (b.a.)	5.20	1.97	2.1	2.11	11.0	2.60	28.5
indiretta	1.0	1.97	2.1	2.11	2.1	1.10	2.3
tot					13.1		30.8

Q vento = 13.1 kN/m x 16.8 m

= 220 kN

Risultante azione del vento

M vento = 30.8 kN/m x 16.8 m

= 518 kNm

Momento torcente risultante per azione del vento

VI01 - Ponte ferroviario al km 38+650

Relazione di calcolo impalcato - Singolo binario

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	VI01 07 002	A	26 di 65

5.2.8 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 anti-rumore). L'intensità della pressione da considerare viene determinata secondo quanto indicato nel punto 1.4.6. delle Istruzioni, che riportano la figura 5.2.8 del DM 14 gennaio 2018. Tali azioni saranno utilizzate per il progetto delle barriere e delle relative strutture di sostegno.

Nel caso in esame con la distanza media delle barriere dai binari pari a circa 3.80 m, e una velocità di progetto della linea pari a **160 km/h** si ottiene:

$$q_{1k} = \pm 0.22 \text{ kN/m}^2$$

5.2.9 CARICO SUI MARCIAPIEDI

Il carico variabile sui marciapiedi è schematizzato come un carico uniformemente ripartito del valore:

$$p_4 = 10.0 \text{ kN/m}^2$$

Per questo tipo di carico, che non è considerato contemporaneo al transito dei convogli ferroviari, non si applica l'incremento dinamico.

5.2.10 AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto, relative agli stati limite considerati, sono definite a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione. Quest'ultima è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (cat. A) e di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$ con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R

Le forme spettrali sono definite dalla normativa a partire dai seguenti parametri:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito (cat. A)

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

Per l'opera in progetto i parametri di riferimento della pericolosità sismica massimi (a_g , F_0 , T_c^*) sono di seguito riportati.

Longitudine	12.21605	
Latitudine	42.07355	
V_N	100	anni
Classe d'uso	IV	-
C_u	2	-
V_R	200	anni
Cat. Sottosuolo	B	-
Cat. Topografica	T1	-

I parametri che definiscono l'azione sismica, calcolati mediante il documento excel *Spettri-NTC.ver.1.0.3.xls* fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, vengono di seguito riportati:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

Ricerca per comune

LONGITUDINE: 12.21605

LATITUDINE: 42.07355

REGIONE:

PROVINCIA:

COMUNE:

Elaborazioni grafiche

- Grafici spettri di risposta
- Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

- Tabella parametri

Reticolo di riferimento

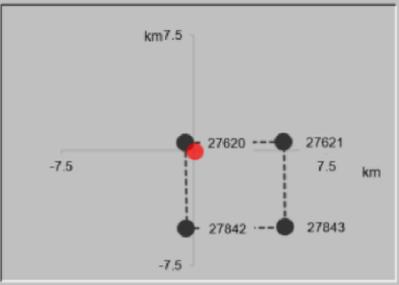


Controllo sul reticolo

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

Interpolazione: superficie rigata

Nodi del reticolo intorno al sito



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0.047	2.704	0.290
SLD	201	0.054	2.769	0.309
SLV	1898	0.086	3.032	0.396
SLC	2475	0.090	3.057	0.412

VI01 - Ponte ferroviario al km 38+650
Relazione di calcolo impalcato - Singolo binario

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	VI01 07 002	A	28 di 65

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

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

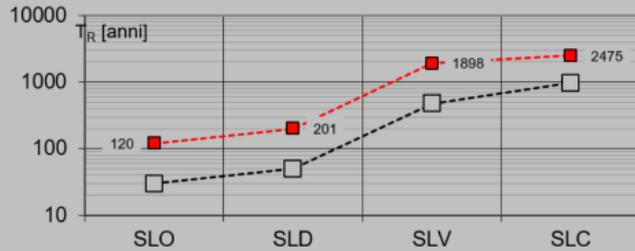
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	Stati limite ultimi - SLU
SLO - $P_{VR} = 81\%$	SLV - $P_{VR} = 10\%$
SLD - $P_{VR} = 63\%$	SLC - $P_{VR} = 5\%$
<input type="text" value="120"/>	<input type="text" value="1898"/>
<input type="text" value="201"/>	<input type="text" value="2475"/>

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- ... Strategia scelta

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_d	0.054 g
$F_{0.5}$	2.769
T_C	0.309 s
S_S	1.200
C_C	1.391
S_T	1.000
q	1.000

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_d	0.086 g
$F_{0.5}$	3.032
T_C	0.396 s
S_S	1.200
C_C	1.324
S_T	1.000
q	1.000

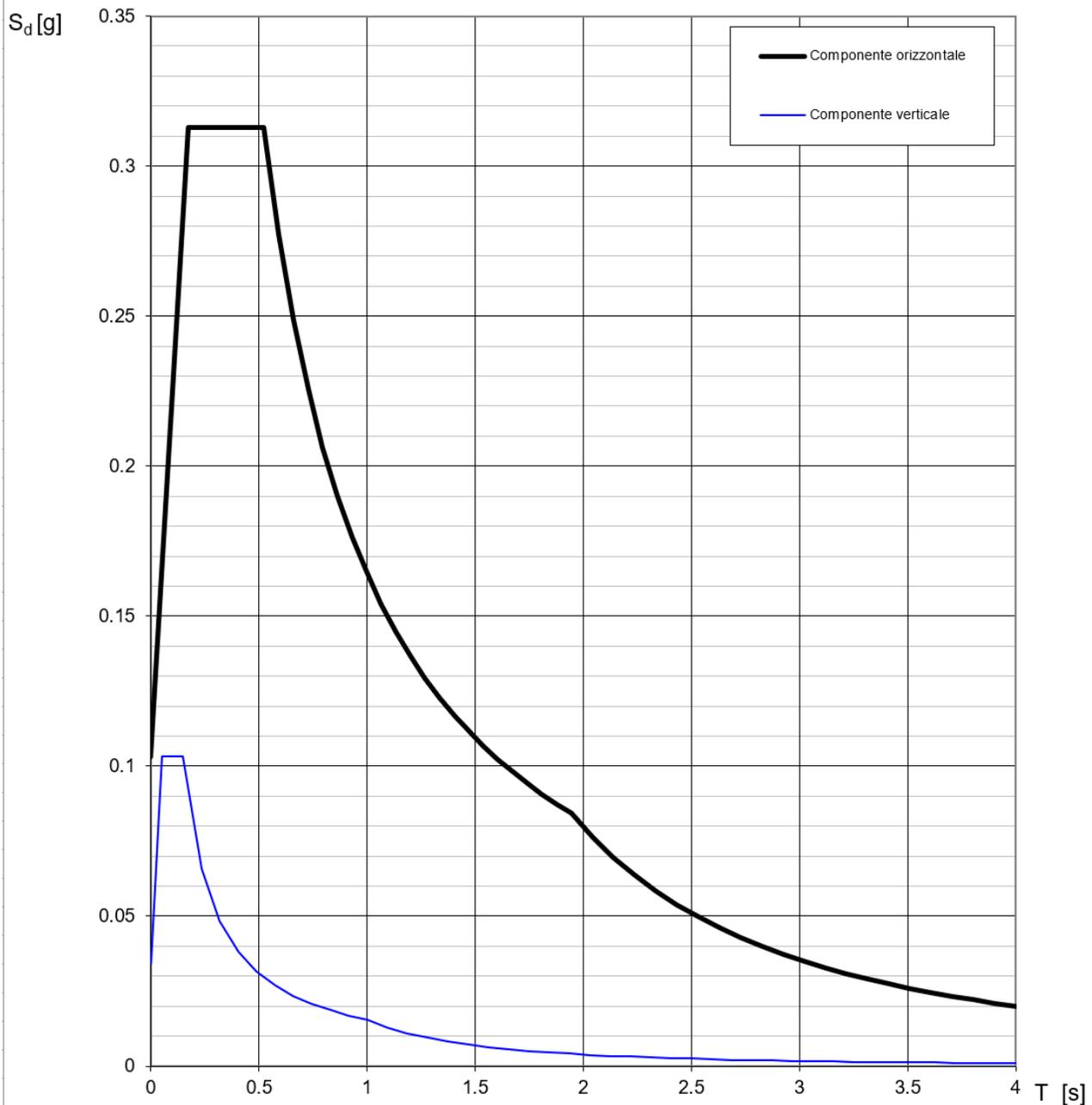
Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.143 s
T_C	0.430 s
T_D	1.814 s

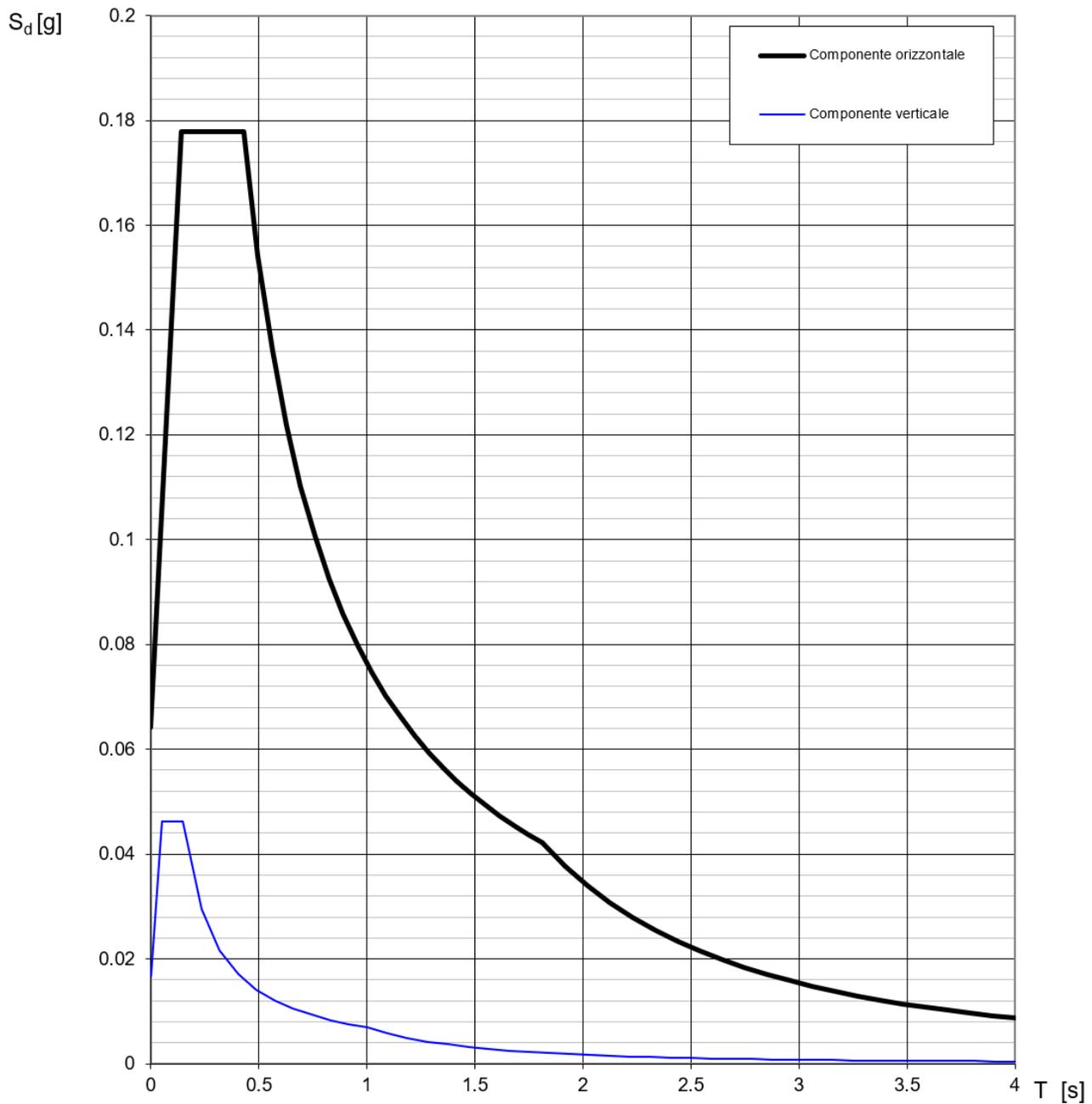
Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.175 s
T_C	0.524 s
T_D	1.944 s

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



Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD



VI01 - Ponte ferroviario al km 38+650

Relazione di calcolo impalcato - Singolo binario

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	VI01 07 002	A	31 di 65

L'azione sismica risulta non essere dimensionante per le verifiche dell'impalcato; pertanto verrà trattata per definire l'entità delle azioni trasmesse sulle sottostrutture/appoggi.

Per la valutazione dell' azione sismica si utilizza il metodo dell'analisi pseudostatica in cui il sisma è rappresentato da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k.

Le forze sono pertanto:

Forza sismica orizzontale $F_h = k_h W$

Forza sismica verticale $F_v = k_v W$

I valori dei coefficienti sismici orizzontali k_h e verticale k_v , relativi allo stato limite considerato, sono posti pari all'ordinata dello spettro di progetto massima (plateaux).

Azione sismica orizzontale SLV:

$$S_{e,max} = 0.313 \text{ g}$$

Azione sismica verticale SLV:

$$S_{e,max} = 0.103 \text{ g}$$

I valori complessivi delle masse associate ai carichi sismici (permanenti + 0.2 carico ferroviario, pari al massimo tra LM71 e SW/2) sono riportati nella sottostante tabella. I valori delle masse vengono impiegati per la valutazione delle sollecitazioni sui dispositivi di appoggio. Per tale ragione, è stata effettuata separatamente la valutazione delle masse che determinano rispettivamente azioni in direzione trasversale/verticale e longitudinale.

Masse sismiche

Direz verticale e trasversale

	W [kN]	ψ_{02}	m [kN]	
peso proprio = $p_{1,pp} \times L_f/2$	2000	1	2000	
permanenti = $p_{1,perm} \times L_f/2$	824	1	824	
LM71 = $V_{max} \text{ appoggio} \times \alpha$	1754	0.2	351	(max)
SW/2 = $V_{max} \text{ appoggio} \times \alpha$	1589	0.2	318	
massa totale			3175	

Direz longitudinale

	W [kN]	ψ_{02}	m [kN]	
peso proprio = $p_{1,pp} \times L_f$	4001	1	4001	
permanenti = $p_{1,perm} \times L_f$	1647	1	1647	
LM71 = $Q_{tot} \times \alpha$	2015	0.2	403	
SW/2 = $Q_{tot} \times \alpha$	2520	0.2	504	(max)
massa totale			6152	

5.2.11 RESISTENZE PARASSITE NEI VINCOLI

Si considerano le resistenze parassite nei vincoli in condizioni di spostamento relativo incipiente prodotto dalle variazioni di temperatura.

In ciascun apparecchio di appoggio (fisso/mobile) la reazione parassita è pari al prodotto tra la reazione verticale associata ai carichi verticali, permanenti e mobili, per il coefficiente di attrito f .

$$R_{\text{Long}} = f \times (V_G + V_Q) \quad \text{con } f = 0.04 \quad \text{dove:}$$

- V_G è la reazione verticale massima associata ai carichi permanenti;
- V_Q è la reazione verticale massima associata ai carichi mobili dinamizzati;

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

5.2.12 DERAGLIAMENTO

Il deragliamento è un'azione derivante dall'esercizio ferroviario che deve essere considerata quale azione eccezionale, secondo quanto indicato al par. 1.5 delle *Istruzioni per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari*.

- Caso 1

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

- Caso 2

Si deve considerare un unico carico lineare $q_{A2d} = 80 \times 1.4$ kN/m esteso per 20 m e disposto con una eccentricità massima, lato esterno, di $1,5 S$ rispetto all'asse del binario.

Nel caso in esame la forza del deragliamento non è stata considerata ai fini del dimensionamento in quanto, data la geometria in esame, non può pregiudicare la stabilità globale dell'opera.

VI01 - Ponte ferroviario al km 38+650

Relazione di calcolo impalcato - Singolo binario

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	VI01 07 002	A	33 di 65

6 SOLLECITAZIONI

Le azioni verticali prodotte dai carichi permanenti e variabili e quelle prodotte dalla frenatura/avviamento sono ugualmente ripartite sulle n travi contenute all'interno della larghezza di ripartizione di 4.00m. Le azioni orizzontali, invece, riportate al baricentro delle travi, producono delle coppie torcenti lungo l'asse dell'impalcato che hanno come effetto quello di caricare maggiormente le travi più esterne alla fascia considerata.

6.1 SOLLECITAZIONI SULLA FASCIA RESISTENTE DI 4.0M

6.1.1 MOMENTO FLETTENTE E TAGLIO

Peso proprio

	q [kN/m]	l [m]	n_tr	n_tr_4m		
M1,1	238.2	16.00	11	9	6235	kNm
V1,1	238.2	16.00	11	9	1559	kN
R1,1	238.2	16.00	11	9	1559	kN

Sovraccarichi permanenti

	q [kN/m]	l [m]	num travi tot	num travi in 4 metri		
M1,2	98.1	16.00	11	9	2567	kNm
V1,2	98.1	16.00	11	9	642	kN
R1,2	98.1	16.00	11	9	642	kN

Variabili ferroviari

<u>LM71</u>	ψ	αq [kN/m]	l [m]	num travi tot	num travi in 4 metri		
M2 (conf. 1)	1.298	142.8	16.00	8	9	5932	kNm
V2 (conf. 2)	1.298	153.6	16.00	8	9	1595	kN
R2 (conf. 2)	1.298	153.6	16.00	8	9	1595	kN

<u>SW/2</u>	ψ	αq [kN/m]	l [m]	num travi tot	num travi in 4 metri		
M2	1.298	153.0	16.00	8	9	6357	kNm
V2	1.298	153.0	16.00	8	9	1589	kN
R2	1.298	153.0	16.00	8	9	1589	kN

VI01 - Ponte ferroviario al km 38+650

Relazione di calcolo impalcato - Singolo binario

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	VI01 07 002	A	34 di 65

Frenatura

<u>LM71</u>	Q [kN/m]	z [m]	l [m]		
R4,max	369.6	2.00	16.00	46	kN
M4,app	369.6	1.40		517	kNm
M4,mezz				259	kNm

<u>SW/2</u>	Q [kN/m]	z [m]	l [m]		
R4,max	588	2.00	16.00	74	kN
M4,app	588	1.40		823	kNm
M4,mezz				412	kNm

Avviamento

<u>LM71</u>	Q [kN/m]	z [m]	l [m]		
R4,max	609.84	2.00	16.00	76	kN
M4,app	609.84	1.40		854	kNm
M4,mezz				427	kNm

<u>SW/2</u>	Q [kN/m]	z [m]	l [m]		
R4,max	554.4	2.00	16.00	69	kN
M4,app	554.4	1.40		776	kNm
M4,mezz				388	kNm

VI01 - Ponte ferroviario al km 38+650

Relazione di calcolo impalcato - Singolo binario

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	VI01 07 002	A	35 di 65

6.1.2 COPPIE TORCENTI A METRO LINEARE DI IMPALCATO

Vento

vento su barriera a.r. (senza traffico)

	Fw [kN]	Li [m]	zFw [m]	
mt8=Fw/Li x zFw	220	16.8	2.60	34.0 kNm/m

vento su treno

	Fw [kN]	Li [m]	zFw [m]	
mt8=Fw/Li x zFw	236	16.8	2.40	33.7 kNm/m

Serpeggio (azione laterale)

<u>LM71</u>	qs [kN/m]	zs [m]	
mt9=qsxzs	110	1.40	154.0 kNm/m

<u>SW/2</u>	qs [kN/m]	zs [m]	
mt9=qsxzs	100	1.40	140.0 kNm/m

6.2 SOLLECITAZIONI SULLA TRAVE DI BORDO DELLA FASCIA

6.2.1 AZIONI VERTICALI

Peso proprio

		n_tr_4m			
$M'_{1,1} = M_{1,1}/n$	6235	9	693	kNm	Momento mezzeria
$V'_{1,1} = V_{1,1}/n$	1559	9	173	kN	Taglio all'appoggio
$R'_{1,1} = R_{1,1}/n$	1559	9	173	kN	Reazione vincolare

Sovraccarichi permanenti

		n_tr_4m			
$M'_{1,2} = M_1/n$	2567	9	285	kNm	Momento mezzeria
$V'_{1,2} = V_1/n$	642	9	71	kN	Taglio all'appoggio
$R'_{1,2} = R_1/n$	642	9	71	kN	Reazione vincolare

Variabili ferroviari

<u>LM71</u>		n_tr_4m			
$M'_{2} = M_2/n$	5932	9	659	kNm	Momento mezzeria (conf. 1)
$V'_{2} = V_2/n$	1595	9	177	kN	Taglio all'appoggio (conf. 2)
$R'_{2} = R_2/n$	1595	9	177	kN	Reazione vincolare (conf. 2)

<u>SW/2</u>		n_tr_4m			
$M'_{2} = M_2/n$	6357	9	706	kNm	Momento mezzeria
$V'_{2} = V_2/n$	1589	9	177	kN	Taglio all'appoggio
$R'_{2} = R_2/n$	1589	9	177	kN	Reazione vincolare

Frenatura

<u>LM71</u>		n_tr_4m			
$M'_{4} = M_{4,mezz}/n$	259	9	29	kN	Momento mezzeria
$V'_{4} = R_4/n$	46	9	5	kNm	Taglio all'appoggio
$N'_{4} = Q/n$	370	9	41	kN	Sforzo normale

<u>SW/2</u>		n_tr_4m			
$M'_{4} = M_{4,mezz}/n$	412	9	46	kN	Momento mezzeria

VI01 - Ponte ferroviario al km 38+650

Relazione di calcolo impalcato - Singolo binario

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	VI01 07 002	A	37 di 65

$V'4 = R4/n$	74	9	8	kNm	Taglio all'appoggio
$N'4 = Ql/n$	588	9	65	kN	Sforzo normale

Avviamento

<u>LM71</u>			n_tr_4m		
$M'4 = M4,mezz/n$	427	9	47	kN	Momento mezzeria
$V'4 = R4/n$	76	9	8	kNm	Taglio all'appoggio
$N'4 = Ql/n$	610	9	68	kN	Sforzo normale

<u>SW/2</u>			n_tr_4m		
$M'4 = M4,mezz/n$	388	9	43	kN	Momento mezzeria
$V'4 = R4/n$	69	9	8	kNm	Taglio all'appoggio
$N'4 = Ql/n$	554	9	62	kN	Sforzo normale

6.2.2 AZIONI ORIZZONTALI

Di seguito viene valutato l'incremento di carico verticale Δp prodotto sulla trave di bordo dalle coppie torcenti m_{ti} , considerando la flessione su una striscia unitaria trasversale di impalcato avente sezione $b \cdot h$ e momento d'inerzia J' .

$n =$	11	-	numero travi
$i =$	0.54	m	interasse travi
d	2.376	m	braccio trave di bordo
$B_{rip.} =$	4	m	larghezza di ripartizione
h	0.9	m	altezza travi
$J = h \times B_{rip.}^3 / 12 =$	4.80	m^4	inerzia
$\alpha = d \times i / J =$	0.267	1/mq	

$$\Delta p = \alpha \times m_t$$

Eccentricità del carico LM71

	α	mt6 [kNm/m]		
$\Delta p_6, flettenti = \alpha \times m_t6$	0.267	11.4	3.05	kNm/m
$\Delta p_6, taglianti = \alpha \times m_t6$	0.267	12.3	3.28	kNm/m

	Δp_6 [kNm/m]	Lc [m]		
$M_6 = \Delta p_6 \times Lc^2 / 8$	3.05	16.00	98	kNm momento in mezzeria
$V_6 = \Delta p_6 \times Lc / 2$	3.28	16.00	26	kNm taglio all'appoggio

VI01 - Ponte ferroviario al km 38+650

Relazione di calcolo impalcato - Singolo binario

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	VI01 07 002	A	38 di 65

Vento

vento su barriera a.r. (senza traffico)

	α	mt8 [kNm/m]			
$\Delta p8 = \alpha \times mt8$	0.267	34.0	9.08	kNm/m	
	$\Delta p8$ [kNm/m]	Lc [m]			
$M8 = \Delta p8 \times Lc^2 / 8$	9.08	16.00	291	kNm	momento in mezzeria
$V8 = \Delta p8 \times Lc / 2$	9.08	16.00	73	kNm	taglio all'appoggio

vento su treno

	α	mt8 [kNm/m]			
$\Delta p8 = \alpha \times mt8$	0.267	33.7	9.01	kNm/m	
	$\Delta p8$ [kNm/m]	Lc [m]			
$M8 = \Delta p8 \times Lc^2 / 8$	9.01	16.00	288	kNm	momento in mezzeria
$V8 = \Delta p8 \times Lc / 2$	9.01	16.00	72	kNm	taglio all'appoggio

Serpeggio (azione laterale)

<u>LM71</u>	α	mt9 [kNm/m]			
$\Delta p9 = \alpha \times mt9$	0.267	154.0	41.16	kNm/m	
	$\Delta p9$ [kNm/m]	Lc [m]			
$M9 = \Delta p9 \times Lc / 4$	41.16	16.00	165	kNm	momento in mezzeria
$V9 = \Delta p9$	41.16		41	kNm	taglio all'appoggio

<u>SW/2</u>	α	mt9 [kNm/m]			
$\Delta p9 = \alpha \times mt9$	0.267	140.0	37.42	kNm/m	
	$\Delta p9$ [kNm/m]	Lc [m]			
$M9 = \Delta p9 \times Lc / 4$	37.42	16.00	150	kNm	momento in mezzeria
$V9 = \Delta p9$	37.42		37	kNm	taglio all'appoggio

VI01 - Ponte ferroviario al km 38+650

Relazione di calcolo impalcato - Singolo binario

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	VI01 07 002	A	39 di 65

6.2.3 RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI ELEMENTARI SULLA TRAVE DI BORDO

Le sollecitazioni di pressoflessione e taglio agenti nella trave maggiormente sollecitata sono riportate nella sottostante tabella, suddivise per condizioni elementari di carico e relative ai modelli di carico ferroviario LM/71 e SW/2. Sono inoltre riportate le sollecitazioni di calcolo, ottenute considerando i coefficienti di combinazione previsti dalla normativa, inclusi quelli per la definizione dei gruppi di carico da traffico.

Caso di carico 1 - LM71

	Sollecitazioni caratteristiche		
	M mezzeria	V appoggio	N
Azione	[kNm]	[kN]	[kN]
Peso proprio	693	173	0
Sovraccarichi permanenti	285	71	0
LM71 dinamizzato	659	177	0
Eccentricità del carico LM71	98	26	0
Effetto della sopraelevazione	0	0	0
Frenatura/Avviamento	29	5	41
Centrifuga	1	0	0
Serpeggio	165	41	0
Vento (su treno)	291	73	0

Caso di carico 2 - SW/2

	Sollecitazioni caratteristiche		
	M mezzeria	V appoggio	N
Azione	[kNm]	[kN]	[kN]
Peso proprio	693	173	0
Sovraccarichi permanenti	285	71	0
SW/2 dinamizzato	706	177	0
Eccentricità del carico SW/2	0	0	0
Effetto della sopraelevazione	0	0	0
Frenatura/Avviamento	46	8	65
Centrifuga	0	0	0
Serpeggio	150	37	0
Vento (su treno)	291	73	0

VI01 - Ponte ferroviario al km 38+650
Relazione di calcolo impalcato - Singolo binario

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	VI01 07 002	A	40 di 65

Caso di carico 3 - scarico

	Sollecitazioni caratteristiche		
	M mezzeria	V appoggio	N
Azione	[kNm]	[kN]	[kN]
Peso proprio	693	173	0
Sovraccarichi permanenti	285	71	0
Treno dinamizzato	0	0	0
Eccentricità del carico	0	0	0
Effetto della sopraelevazione	0	0	0
Frenatura/Avviamento	0	0	0
Centrifuga	0	0	0
Serpeggio	0	0	0
Vento	291	73	0

6.2.4 RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI DI PROGETTO SULLA TRAVE DI BORDO

Caso di carico 1 - LM71

Azione	Coefficienti combinazione			
	gamma	gamma gr1	psi 01	coeff
Peso proprio	1.35	-	-	1.35
Sovraccarichi permanenti	1.5	-	-	1.5
LM71 dinamizzato	1.45	1	-	1.45
Eccentricità del carico LM71	1.45	1	-	1.45
Effetto della sopraelevazione	1.45	1	-	1.45
Frenatura/Avviamento	1.45	0.5	-	0.725
Centrifuga	1.45	1	-	1.45
Serpeggio	1.45	1	-	1.45
Vento (su treno)	1.5	-	0.6	0.9

Sollecitazioni SLU		
M mezzeria	V appoggio	N
[kNm]	[kN]	[kN]
935	234	0
428	107	0
956	257	0
142	38	0
0	0	0
21	4	30
1	0	0
239	60	0
262	65	0

Σ	2983	765	30
----------	-------------	------------	-----------

Caso di carico 2 - SW/2

Azione	Coefficienti combinazione			
	gamma	gamma gr1	psi 01	coeff
Peso proprio	1.35	-	-	1.35
Sovraccarichi permanenti	1.5	-	-	1.5
SW/2 dinamizzato	1.45	1	-	1.45
Eccentricità del carico SW/2	1.45	1	-	1.45
Effetto della sopraelevazione	1.45	1	-	1.45
Frenatura/Avviamento	1.45	0.5	-	0.725
Centrifuga	1.45	1	-	1.45
Serpeggio	1.45	1	-	1.45
Vento (su treno)	1.5	-	0.6	0.9

Sollecitazioni SLU		
M mezzeria	V appoggio	N
[kNm]	[kN]	[kN]
935	234	0
428	107	0
1024	256	0
0	0	0
0	0	0
33	6	47
1	0	0
217	54	0
262	65	0

Σ	2900	723	47
----------	-------------	------------	-----------

VI01 - Ponte ferroviario al km 38+650
Relazione di calcolo impalcato - Singolo binario

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	VI01 07 002	A	42 di 65

Caso di carico 3 - scarico

Azione	Coefficienti combinazione			
	gamma	gamma gr1	psi 01	coeff
Peso proprio	1.35	-	-	1.35
Sovraccarichi permanenti	1.5	-	-	1.5
Treno dinamizzato	1.45	1	-	1.45
Eccentricità del carico	1.45	1	-	1.45
Effetto della sopraelevazione	1.45	1	-	1.45
Frenatura/Avviamento	1.45	0.5	-	0.725
Centrifuga	1.45	1	-	1.45
Serpeggio	1.45	1	-	1.45
Vento	1.5	-	0.6	0.9

Sollecitazioni SLU		
M mezzeria	V appoggio	N
[kNm]	[kN]	[kN]
935	234	0
428	107	0
0	0	0
0	0	0
0	0	0
0	0	0
0	0	0
0	0	0
262	65	0

Σ	1625	406	0
----------	-------------	------------	----------

7 VERIFICHE DI RESISTENZA

Le verifiche sono condotte agli stati limite ultimi, facendo riferimento alla combinazione fondamentale si seguito riportata:

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{k2}$$

in cui

G_1 sono i carichi permanenti

G_2 sono i carichi permanenti non strutturali

Q_{k1} è il valore caratteristico delle azioni legate al transito dei treni. Tra i gruppi di azioni si assume per le verifiche il *gruppo 1* dove i coefficienti di simultaneità delle azioni valgono

1 per i carichi verticali

0.5 per frenatura ed avviamento

1 per forza centrifuga

1 per azione laterale (serpeggio)

Q_{k2} è l'azione del vento

Il calcestruzzo è considerato non collaborante e pertanto la resistenza è affidata alle sole n travi in acciaio comprese all'interno della zona di ripartizione del carico pari a 4.0 m.

7.1 SOLLECITAZIONI DI VERIFICA SULLA TRAVE DI BORDO

Le massime sollecitazioni impiegate nelle seguenti verifiche sono:

Max M mezzeria	2983	kNm	<u>Caso di carico 1 - LM71</u>
Max N mezzeria	47	kN	<u>Caso di carico 2 - SW/2</u>
Max V appoggio	765	kN	<u>Caso di carico 2 - SW/2</u>

VI01 - Ponte ferroviario al km 38+650

Relazione di calcolo impalcato - Singolo binario

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	VI01 07 002	A	44 di 65

7.2 VERIFICHE DEL PROFILO HEB900

PROFILO

A	37130	mm ²
W	1.10E+07	mm ³
S	6.31E+06	mm ³
J	4.94E+09	mm ⁴
tw	18.5	mm

MATERIALE

f _{yk}	355	MPa
γ _{M0}	1.05	
f _{yd}	338.1	MPa

TENSIONI

$\sigma = N/A + M/W =$	273	MPa
$\tau = V \times S/(J \times tw) =$	53	MPa

FS

$\sigma / f_{yd} =$	0.81	OK
$\tau / (f_{yd} * \sqrt{3}) =$	0.27	OK

8 VERIFICHE DI DEFORMABILITA'

Le verifiche di deformabilità sono condotte agli stati limite di servizio considerando la combinazione rara delle azioni e prendendo in esame le seguenti grandezze:

- inflessione nel piano verticale dell'impalcato (rotazione agli appoggi)
- deformazioni torsionali dell'impalcato (fenomeno dello sghembo)
- stato limite per il comfort passeggeri (freccia sotto il treno di carico LM71 dinamizzato)

Le verifiche sono condotte con il treno di carico LM71 incrementato con il corrispondente coefficiente dinamico ϕ_3 . Per l'inflessione si tiene in conto anche una variazione lineare di temperatura di 10° lungo l'altezza dell'impalcato.

Il calcestruzzo è considerato interamente reagente ai fini della determinazione dell'inerzia flessionale dell'impalcato e della ripartizione trasversale dei carichi mobili con coefficiente di omogeneizzazione pari a $n = 6$. Nelle verifiche si fa riferimento alla larghezza totale della soletta $b = 5.80$ m.

Le caratteristiche della sezione reagente omogeneizzata in cls sono riportate nei seguenti paragrafi.

8.1 VALUTAZIONE RIGIDEZZA DELL'IMPALCATO

Brip. =	5.8	m	larghezza di ripartizione
Htravi =	0.9	m	altezza travi acciaio
sp. soletta superiore	0.145	m	spessore medio soletta sopra le ali superiori delle travi
Htot =	1.045	m	altezza totale impalcato
Htot,cls =	1.07	m	altezza totale cls
ntravi,B,rip. =	9	-	numero travi nella zona di ripartizione
yG,travi =	0.45	m	quota baricentro travi
yG,cls =	0.6	m	quota baricentro cls
n	6	-	coeff. di omogeneizzazione
Atrave =	37130	mm ²	Area trave
Atravi =	334170	mm ²	Area travi nella zona di ripartizione
Acls,lorda =	6.061	m ²	Area lorda cls
Acls,netta =	5.727	m ²	Area netta cls
Jtrave =	4.94E+09	mm ⁴	momento d'inerzia trave
Jtravi =	4.45E+10	mm ⁴	momento d'inerzia travi (rispetto a yG,travi)
Jcls =	0.552	m ⁴	momento d'inerzia cls (rispetto a yG,cls)
A_hom_cls =	7.73	m ²	area soletta + travi omogeneizzate a cls
yG_hom_cls =	0.561	m	quota baricentro soletta + travi omogeneizzate
J'soletta =	0.852	m ⁴	inerzia soletta + travi omogeneizzate a cls
Ecm =	33643	MPa	Modulo elastico di progetto

8.2 FREQUENZA PROPRIA DELL'IMPALCATO

Per controllare l'affidabilità del coefficiente di incremento dinamico ϕ_3 assunto nei calcoli si vuole accertare che la frequenza propria n_0 dell'impalcato sia contenuta all'interno del fuso in fig. 1.4.2-2 della *Specificazione per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari*.

p1,pp	238.2	kN/m	peso proprio (intero impalcato)
p1,perm	98.1	kN/m	carichi permanenti (intero impalcato)
p1	336.2	kN/m	totale pp+perm. (intero impalcato)
ntravi,B,rip. =	9	-	numero travi nella zona di ripartizione
ntravi =	11	-	numero totale travi
p'1	275.1	kN/m	totale pp+perm. (su Brip.)
Lc =	16.00	m	luce impalcato (asse appoggi)
$\delta_0 = 5/384 \times p'1 \times L^4 / EJ =$	8.19	mm	freccia massima per p'1,perm
$n_0 = 17.75 / \sqrt{\delta_0} =$	6.20	Hz	stima prima frequenza flessionale
$n_0, \text{inf} = 23.58 \times Lc^{-0.592} =$	4.57	Hz	frequenza limite inferiore per L=Lc
$n_0, \text{sup} = 94.76 \times Lc^{-0.748} =$	11.91	Hz	frequenza limite superiore per L=Lc
test	OK		$n_0, \text{inf} < n_0 < n_0, \text{sup}$

8.3 VERIFICA DI INFLESSIONE NEL PIANO VERTICALE

Di seguito si riporta la valutazione della freccia massima per effetto dei carichi LM71 e SW/2 dinamizzati.

p2,eq.flett =	153.0	kN/m	eq. Flettente max(LM71;SW/2)
$\phi_3 =$	1.298	-	coeff. dinamico
p'2,eq.flett =	198.7	kN/m	$\phi_3 \times p_2,eq.flett$
$\delta =$	4.56	mm	freccia in mezzeria
$\delta_{LIM} =$	26.7	mm	freccia limite (L/600)
$\delta < \delta_{LIM}$	OK	-	verifica soddisfatta
$\delta / \delta_{LIM} =$	0.17	-	

8.4 VERIFICA DEL COMFORT DEI PASSEGGERI

Di seguito si riporta la valutazione della freccia massima per effetto del carico LM71 dinamizzato.

VI01 - Ponte ferroviario al km 38+650
Relazione di calcolo impalcato - Singolo binario

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	VI01 07 002	A	47 di 65

p2,eq.flett =	142.8	kN/m	eq. Flettente LM71
φ3 =	1.298	-	coeff. dinamico
p'2,eq.flett =	185.4	kN/m	φ3 x p2,eq.flett
δ =	4.25	mm	freccia in mezzeria
δLIM =	16.0	mm	freccia limite (L/1000)
δ < δLIM	OK	-	verifica soddisfatta
δ / δLIM =	0.27	-	

8.5 ROTAZIONE AGLI APPOGGI

Di seguito si riporta la valutazione della rotazione massima degli appoggi.

θLM71 = 16/5 * δ/L	0.0009	rad	rotazione per LM71 dinamizzato
H =	1045	mm	altezza del piano di regolamento del ballast rispetto al centro di rotazione degli apparecchi di appoggio
θLIM =	0.0077	rad	rotazione limite (8/H rad, con H in [mm])
θ < θLIM	OK	-	verifica soddisfatta
θ / θLIM =	0.119	-	

8.6 SGHEMBO

La verifica si effettua ipotizzando la presenza di un profilo metallico in corrispondenza di ciascuna rotaia e calcolando la differenza di abbassamento tra i due profili in corrispondenza della sezione posta a 3.00m dall'appoggio considerando una distribuzione trasversale degli abbassamenti di tipo lineare.

L'incremento e decremento Δp del carico prodotti sulle due travi considerate da tali effetti si valuta ipotizzando la flessione su una striscia unitaria trasversale di impalcato avente sezione b x h e momento d'inerzia J'.

Valutazione effetto delle Azioni orizzontali

i =	0.54	m	interasse travi
d = 1.5/2 =	0.75	m	braccio trave di bordo
Brip. =	4	m	larghezza di ripartizione
h	0.9	m	altezza travi
J = h x Brip.^3 / 12 =	4.80	m4	inerzia
α = d x i / J =	0.084	1/mq	

$$\Delta p = \alpha \times m t$$

VI01 - Ponte ferroviario al km 38+650

Relazione di calcolo impalcato - Singolo binario

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	VI01 07 002	A	48 di 65

Eccentricità del carico LM71

$$\Delta p_6 = \alpha \times \varphi_3 \times m_6 = 0.110 \quad X \quad 11.4 \quad = \quad 1.3 \quad \text{kN/m} \quad \text{effetto flettente}$$

Effetto della sopraelevazione

$$\Delta p_7 = \alpha \times m_7 = -0.084 \quad X \quad 0.0 \quad = \quad 0.0 \quad \text{kN/m} \quad \text{effetto flettente}$$

Vento su treno

$$\Delta p_8 = \alpha \times m_8 = 0.084 \quad x \quad 33.7 \quad = \quad 2.8 \quad \text{kN/m} \quad \text{eff. flett. e tagli.}$$

Serpeggio

$$\Delta p_9 = \alpha/L \times m_9 = 0.005 \quad x \quad 154.0 \quad = \quad 0.8 \quad \text{kN/m} \quad \text{eff. flett. e tagli.}$$

$$\Delta p_{\text{tot}} = 4.9 \quad \text{kN/m}$$

$$\beta = a \times b / L^2 (1 + a \times b/L^2) = 0.176 \quad - \quad \text{coeff. per la valutazione dell'abbassamento della trave di bordo}$$

$$a = 3.00 \quad \text{m} \quad \text{distanza punto di controllo dall'appoggio}$$

$$b = 13.00 \quad \text{m} \quad \text{distanza punto di controllo dall'appoggio opposto}$$

$$L = 16.00 \quad \text{m} \quad \text{luce impalcato (asse appoggi)}$$

$$J = J_{\text{soletta}} / n_{\text{travi, B, rip.}} = 0.095 \quad \text{m}^4 \quad \text{inerzia della trave di bordo (incluso cls)}$$

$$\delta_0 = 1/24 \times \Delta p \times L^4 / EJ \times \beta = 0.74 \quad \text{mm} \quad \text{freccia massima per } \Delta p_{\text{tot}}$$

$$t = 2 \times \delta_0 = 1.48 \quad \text{mm} \quad \text{sghembo massimo}$$

$$t_{\text{lim}} = 3.0 \quad \text{mm} \quad \text{valore limite secondo 1.8.3.2.2.2}$$

$$t / t_{\text{lim}} = 0.49 \quad \text{verifica soddisfatta}$$

9 VERIFICA DELLO SBALZO TRASVERSALE

Di seguito è riportata la valutazione delle sollecitazioni e le verifiche relative allo sbalzo laterale dell'impalcato, effettuate sulla base dell'analisi dei carichi precedentemente effettuata e relativamente alle combinazioni di carico di seguito specificate.

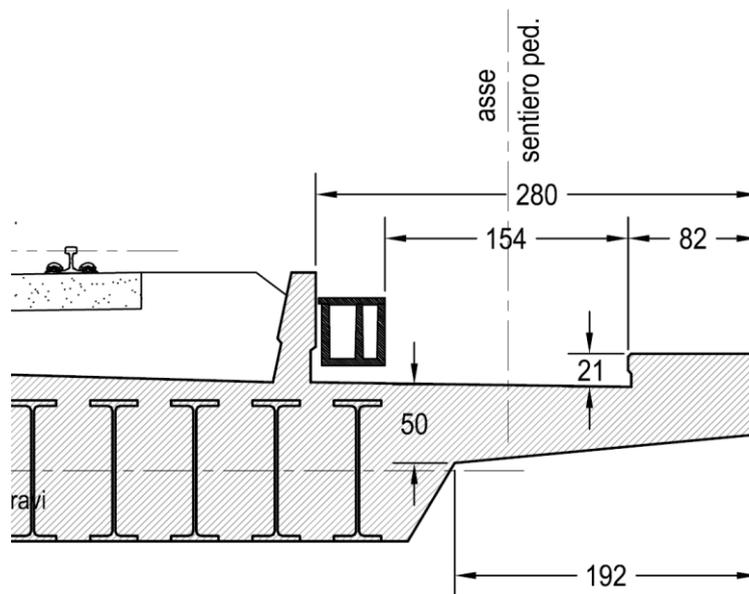


Figura 7 – Sbalzo laterale

Geometria

L =	1.92	m	luce dello sbalzo
s =	0.50	m	spessore soletta (sezione di incastro)
b marciap =	1.54	m	larghezza marciapiedi
b cordolo =	0.82	m	larghezza cordolo di estremità
h cordolo =	0.21	m	altezza cordolo di estremità

9.1 SOLLECITAZIONI ELEMENTARI

Analisi dei carichi

Peso proprio e permanenti	Volume	peso spec	QV	e	M	γ	ψ_0	ψ_1	ψ_2
	[m ³]	[kN/m ³]	[kN/ml]	[m]	[kNm/ml]	-	-	-	-
Peso proprio	0.960	25	24	0.96	23.0	1.35	-	-	-
Cordolo	0.172	25	4.305	1.95	8.4	1.35	-	-	-
Canaletta	-	-	-	-	-	1.5	-	-	-
Veletta (h=1m)	-	-	1.5	1.92	2.9	1.5	-	-	-
Barriera a.r. (H=5.4m)	-	-	21.6	1.95	42.1	1.5	-	-	-

Variabili	q	L	QV	e	M	γ	ψ_0	ψ_1	ψ_2
	[kN/m ²]	[m]	[kN/ml]	[m]	[kNm/ml]	-	-	-	-
Carico marciapiedi	10.0	1.54	15.4	0.77	11.9	1.5	0.8	0.8	0

	q	h	QH	e	M	γ	ψ_0	ψ_1	ψ_2
	[kN/m ²]	[m]	[kN/ml]	[m]	[kNm/ml]	-	-	-	-
Vento	2.11	5.4	11.38	3.16	36.0	1.5	0.6	0.5	0
Sovrappressione	0.22	5.4	1.19	3.16	3.8	1.5	0.8	0.5	0

9.2 COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE

	SLU		RARA		FREQUENTE		Q. PERMANENTE	
	comb 1	comb 2	comb 3	comb 4	comb 5	comb 6	comb 7	comb 8
Peso proprio	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1
Cordolo	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1
Canaletta	1.5	1.5	1	1	1	1	1	1
Veletta	1.5	1.5	1	1	1	1	1	1
Barriera a.r.	1.5	1.5	1	1	1	1	1	1
Carico marciapiedi	1.5	1.2	1	0.8	0.8	0	0	0
Vento	0.9	1.5	0.6	1	0	0.5	0	0
Sovrappressione	1.2	1.5	0.8	1	0	0.5	0	0

VI01 - Ponte ferroviario al km 38+650

Relazione di calcolo impalcato - Singolo binario

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	VI01 07 002	A	51 di 65

9.3 SOLLECITAZIONI DI CALCOLO

Sollecitazioni combinate	SLU		RARA		FREQUENTE		Q. PERMANENTE	
	comb 1	comb 2	comb 3	comb 4	comb 5	comb 6	comb 7	comb 8
QH [kN/ml]	12	19	8	13	0	6	0	0
M [kNm/ml]	-165	-184	-113	-126	-86	-96	-76	-76
QV [kN/ml]	96	91	67	64	64	51	51	51

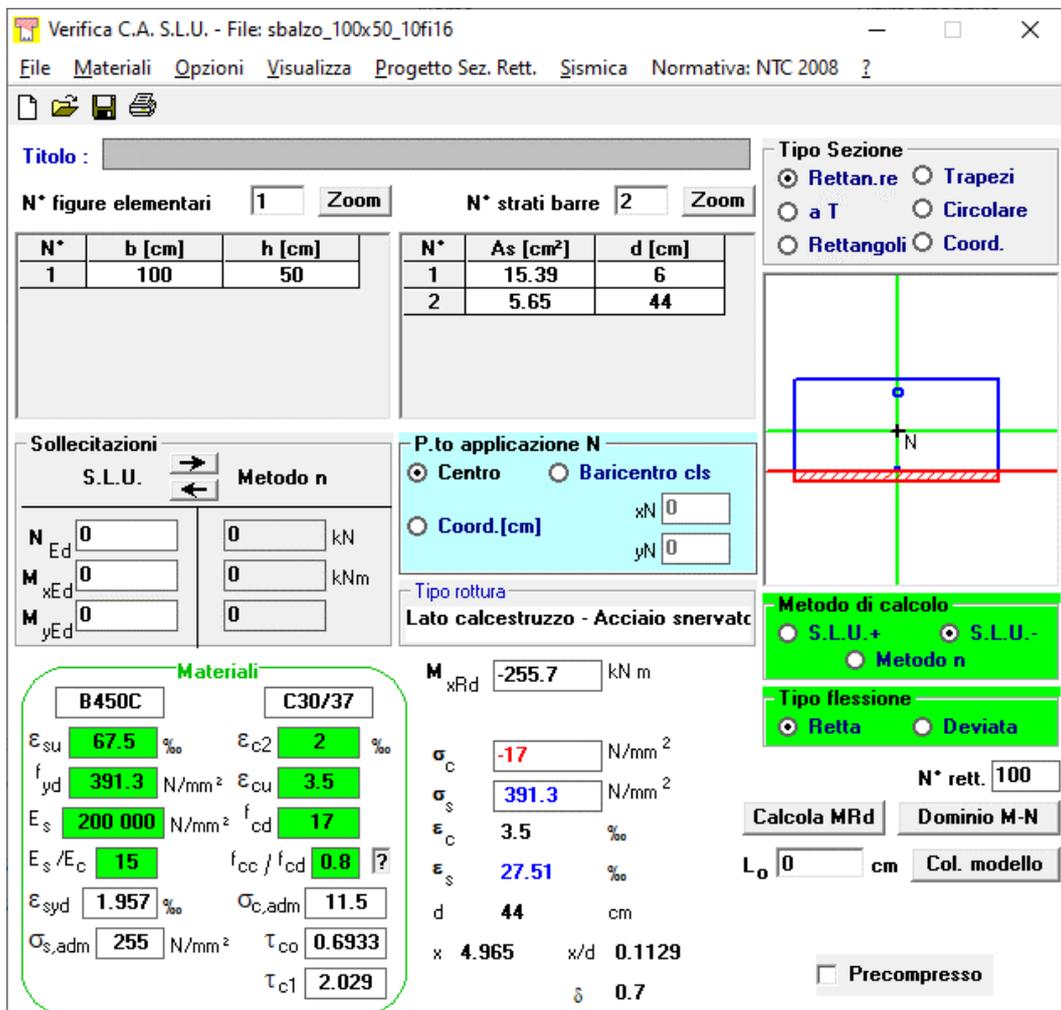
9.4 VERIFICA A PRESSOFLESSIONE RETTA

La sezione è soggetta a momento flettente negativo.

Si dispongono le seguenti barre di armatura:

ø14/10 superiori

ø12/20 inferiori



Titolo : _____

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.39	6
2	5.65	44

Sollecitazioni
S.L.U. **Metodo n**

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

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

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

M_{xRd} -255.7 kN m
g_c -17 N/mm²
g_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 27.51 ‰
d 44 cm
x 4.965 x/d 0.1129
δ 0.7

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

$$M_{Rd} = -255 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed} = -184 \text{ kN} < M_{Rd}$$

La verifica è soddisfatta.

9.5 VERIFICA A TAGLIO

<i>Verifica a taglio per sezioni rettangolari non armate a taglio (D.M. 17/01/2018)</i>			
classe cls	R_{ck}	37	N/mm ²
resist. Caratteristica cilindrica	f_{ck}	31	N/mm ²
	f_{cd}	17	
coeff. parziale	γ_c	1.5	
larghezza membratura resistene a V	b_w	1000	mm
altezza membratura resistene a V	H	500	mm
altezza utile	d	450	mm
area della sezione	A_{TOT}	450000	mm ²
diámetro ferro longitudinale	ϕ_l	16	mm
area armatura	A_{sl}	201.1	mm ²
	strato	1	
	passo	100	mm
	n_f/strato	10	
area armatura totale	$A_{f\ tot}$	2011	mm ²
percentuale di armatura	ρ_l	0.0045	
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
ok	σ_{cp}	0.00	N/mm ²
	k	1.67	
	v_{min}	0.42	
taglio resistente	V_{Rd1}	215	kN
	V_{Rd2}	188	kN
taglio sollecitante	V_{Ed}	96	kN
fattore di sicurezza per GR (par. 7.9.5.2.2)	γ_{Rd}	1	
	V_{Rd}	215	kN
	V_{Ed}	<	V_{Rd}
		verifica	

La verifica è soddisfatta, non risulta necessaria armatura trasversale resistente a taglio.

9.6 VERIFICA A FESSURAZIONE

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE

H	50	cm	Armatura tesa nell'area di cls efficace:			Armatura compressa:			
b	100	cm	A_s	15.39	cm^2	A_s'	5.65	cm^2	
R_{ck}	37	MPa	$y_{G A_s} (*)$	6.00	cm	(*) da lembo teso	$y_{G A_s'} (*)$	44.00	cm
f_{ctm}	3.00	MPa	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)	
f_{cfm}	3.60	MPa	6	10	14	44	5	12	
f_{cfk}	2.52	MPa							
N	0	kN							
M	96	kN m							
Sezione interam. reagente			Altezza area di cls efficace:			$h_{A_{cls\ eff}}$			
y_G	24.48	cm^3				15.00 cm			
A_{ideale}	5316	cm^2	Tensione CLS teso:			$\sigma_c = -\frac{N}{A_{ideale}} + \frac{M}{W_{ideale}} =$			
I_{ideale}	1154195.9	cm^4				2.036 MPa < f_{cfk}			
W_{ideale}	47153	cm^3				Non si formano fessure			

10 AZIONI SUGLI APPOGGI

Al di sotto delle travi disposte nella fascia centrale dell'impalcato si dispongono appoggi fissi su una pila e unidirezionali longitudinali sull'altra. Sulle rimanenti travi sono previsti appoggi di tipo multidirezionale.

Uno schema in pianta della configurazione degli appoggi si riporta nella sottostante figura.

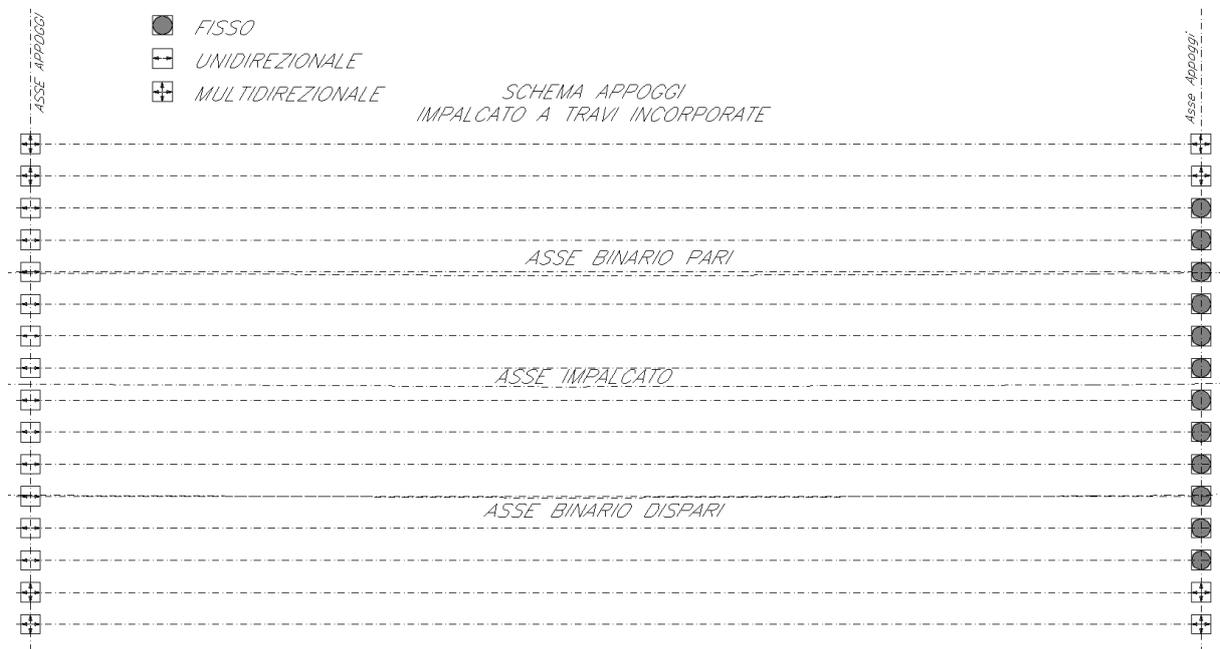


Figura 8 – Schema configurazione appoggi

Di seguito si riportano le azioni elementari, la definizione dei gruppi di carico e la valutazione delle azioni di progetto sulle diverse tipologie di appoggi.

VI01 - Ponte ferroviario al km 38+650
Relazione di calcolo impalcato - Singolo binario

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	VI01 07 002	A	56 di 65

Carico LM71							gruppo 1				gruppo 3				
	Rz	R long	R trasv	e vert	e orizz	coeff	Rz	R long	R trasv	M trasv	coeff	Rz	R long	R trasv	M trasv
	kN	kN	kN	m	m	-	kN	kN	kN	kNm	-	kN	kN	kN	kNm
LM71 dinam.	1595	0	0	0	0	1	1595	0	0	0	1	1595	0	0	0
Frenatura	0	370	0	2.00	0	0.5	23	185	0	0	1	0	370	0	0
Avviamento	0	610	0	2.00	0	0.5	38	305	0	0	1	0	610	0	0
Centrifuga	0	0	0	3.858	0	1	0	0	0	1	0.5	0	0	0	0
Serpeggio	0	0	110	2.148	0	1	0	0	110	236	0.5	0	0	55	118

						gruppo 1				gruppo 3				
						Rz	R long	R trasv	M trasv					
						kN	kN	kN	kNm	Rz	R long	R trasv	M trasv	
						kN	kN	kN	kNm	kN	kN	kN	kNm	
						gr1, LM71,avviam*	1634	305	110	237	1595	610	55	118
						gr1, LM71,fren*	1619	185	110	237	1595	370	55	118
						(M-)gr1, LM71,avviam*	1634	305	110	237	1595	610	55	118
						(M-)gr1, LM71,fren*	1619	185	110	237	1595	370	55	118
						(* comprensivo di serpeggio)				(* comprensivo di serpeggio)				

Carico SW/2							gruppo 1				gruppo 3				
	Rz	R long	R trasv	e vert	e orizz	coeff	Rz	R long	R trasv	M trasv	coeff	Rz	R long	R trasv	M trasv
	kN	kN	kN	m	m	-	kN	kN	kN	kNm	-	kN	kN	kN	kNm
SW/2 dinam.	1589	0	0	0	0	1	1589	0	0	0	1	1589	0	0	0
Frenatura	0	588	0	2.00	0	0.5	37	294	0	0	1	0	588	0	0
Avviamento	0	554	0	2.00	0	0.5	35	277	0	0	1	0	554	0	0
Centrifuga	0	0	0	3.858	0	1	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0
Serpeggio	0	0	100	2.148	0	1	0	0	100	215	0.5	0	0	50	107

						gruppo 1				gruppo 3				
						Rz	R long	R trasv	M trasv					
						kN	kN	kN	kNm	Rz	R long	R trasv	M trasv	
						kN	kN	kN	kNm	kN	kN	kN	kNm	
						gr1, SW/2,avviam*	1624	277	100	215	1589	554	50	108
						gr1,SW/2,fren*	1626	294	100	215	1589	588	50	108
						(M-)gr1, SW/2,avviam*	1624	277	100	215	1589	554	50	108
						(M-)gr1, SW/2,fren*	1626	294	100	215	1589	588	50	108
						(* comprensivo di serpeggio)				(* comprensivo di serpeggio)				

VI01 - Ponte ferroviario al km 38+650
Relazione di calcolo impalcato - Singolo binario

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	VI01 07 002	A	57 di 65

Azioni statiche e sismiche				
Massa sismica trasversale convogli				3343 kN
Massa sismica trasversale totale				3175 kN
Massa sismica longitudinale convogli				4535 kN
Massa sismica longitudinale totale				6152 kN
Accelerazione sismica orizzonale				0.313 g
Accelerazione sismica verticale				0.103 g
Rz				327 kN
R long				1926 kN
R trasv				994 kN
e vert, LM71-SW/2				3.3 m
<i>(quota applicazione centrifuga rispetto baricentro travi)</i>				
coeff. attrito appoggi				0.04
	masse	G1		2000 kN
		G2		824 kN
		LM71		1634 kN
		SW/2		1626 kN
				6084 kN

carico	Rz	R long	R trasv	e	M trasv
	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[kNm]
peso proprio	2000	0	0	0.0	0
perman non strutturali (incluso ballast)	824	0	0	0.0	0
vento	0	0	73	2.9	207
resistenza passiva vincoli	0	243	0	0.0	0
sismica long (Ex+0.3*Ey+0.3*Ez)	98	1926	298	0.7	209
sismica trasv (0.3*Ex+Ey+0.3*Ez)	98	578	994	0.7	696
sismica vert (0.3*Ex+0.3*Ey+Ez)	327	578	298	0.7	209

<u>COEFFICIENTI COMBINAZIONI</u>	SLU						
	comb 1	comb 2	comb 3	comb 4	comb 5	comb 6	comb 7
Peso Proprio	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
m non strutturali (incluso ballast)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
Vento	1.5	1.5	1.5	0.9	0.9	0.9	0.9
Resistenza passiva vincoli	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
Sismica Longitudinale	0	0	0	0	0	0	0
Sismica Trasversale	0	0	0	0	0	0	0
Sismica Verticale	0	0	0	0	0	0	0
gr1 LM71,avviamento	1.16	1.16	1.16	1.45	1.45	1.45	1.45
gr1 LM71,frenatura	0	0	0	0	0	0	0
gr3 LM71,avviamento	0	0	0	0	0	0	0
gr3 LM71,frenatura	0	0	0	0	0	0	0
gr1 SW/2,avviamento	0	0	0	0	0	0	0
gr1 SW/2,frenatura	0	0	0	0	0	0	0
gr3 SW/2,avviamento	0	0	0	0	0	0	0
gr3 SW/2,frenatura	0	0	0	0	0	0	0
(M-) gr1 LM71,avviamento	0	0	0	0	0	0	0
(M-) gr1 LM71,frenatura	0	0	0	0	0	0	0
(M-) gr3 LM71,avviamento	0	0	0	0	0	0	0
(M-) gr3 LM71,frenatura	0	0	0	0	0	0	0
(M-) gr1 SW/2,avviamento	0	0	0	0	0	0	0
(M-) gr1 SW/2,frenatura	0	0	0	0	0	0	0
(M-) gr3 SW/2,avviamento	0	0	0	0	0	0	0
(M-) gr3 SW/2,frenatura	0	0	0	0	0	0	0

COEFFICIENTI COMBINAZIONI	SLV					
	comb 8	comb 9	comb 10	comb 11	comb 12	comb 13
Peso Proprio	1	1	1	1	1	1
m non strutturali (incluso ballast)	1	1	1	1	1	1
Vento	0	0	0	0	0	0
Resistenza passiva vincoli	1	1	1	1	1	1
Sismica Longitudinale	1	1	0	0	0	0
Sismica Trasversale	0	0	1	1	0	0
Sismica Verticale	0	0	0	0	1	1
gr1 LM71,avviamento	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
gr1 LM71,frenatura	0	0	0	0	0	0
gr3 LM71,avviamento	0	0	0	0	0	0
gr3 LM71,frenatura	0	0	0	0	0	0
gr1 SW/2,avviamento	0	0	0	0	0	0
gr1 SW/2,frenatura	0	0	0	0	0	0
gr3 SW/2,avviamento	0	0	0	0	0	0
gr3 SW/2,frenatura	0	0	0	0	0	0
(M-) gr1 LM71,avviamento	0	0	0	0	0	0
(M-) gr1 LM71,frenatura	0	0	0	0	0	0
(M-) gr3 LM71,avviamento	0	0	0	0	0	0
(M-) gr3 LM71,frenatura	0	0	0	0	0	0
(M-) gr1 SW/2,avviamento	0	0	0	0	0	0
(M-) gr1 SW/2,frenatura	0	0	0	0	0	0
(M-) gr3 SW/2,avviamento	0	0	0	0	0	0
(M-) gr3 SW/2,frenatura	0	0	0	0	0	0

Nota: si considera l'effetto del solo carico da traffico (gr1LM71,avviamento) in quanto il suo contributo in termini di Rz e Rlong è il maggiore tra quelli presi in considerazione.

	SLU						
	comb 1	comb 2	comb 3	comb 4	comb 5	comb 6	comb 7
Rz [kN]	5831	5831	5831	6305	6305	6305	6305
R long [kN]	719	719	719	807	807	807	807
R trasv [kN]	237	237	237	225	225	225	225
M trasv [kNm]	586	586	586	530	530	530	530

	SLV					
	comb 8	comb 9	comb 10	comb 11	comb 12	comb 13
Rz [kN]	3249	3249	3249	3249	3478	3478
R long [kN]	2230	2230	882	882	882	882
R trasv [kN]	320	320	1016	1016	320	320
M trasv [kNm]	256	256	743	743	256	256

VI01 - Ponte ferroviario al km 38+650
Relazione di calcolo impalcato - Singolo binario

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	VI01 07 002	A	60 di 65

FILA FISSA				
numero appoggi fissi	7			
numero appoggi unidirezionali	0			
numero appoggi multidirezionali	4			
num totale appoggi fila	11			
numero appoggi fissi trasv	7			
appoggio	e trasv	tipo	e ²	e app fisso
			0.00	0
			0.00	0
			0.00	0
			0.00	0
1	2.70	M	7.29	0
2	2.16	M	4.67	0
3	1.62	F	2.62	1.62
4	1.08	F	1.17	1.08
5	0.54	F	0.29	0.54
6	0.00	F	0.00	0
7	-0.54	F	0.29	-0.54
8	-1.08	F	1.17	-1.08
9	-1.62	F	2.62	-1.62
10	-2.16	M	4.67	0
11	-2.70	M	7.29	0
			0.00	0
			0.00	0
			0.00	0
			0.00	0
			0.00	0
	2.7		32.08	1.62
INTERASSE APPOGGI	0.54	m		

VI01 - Ponte ferroviario al km 38+650
Relazione di calcolo impalcato - Singolo binario

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	VI01 07 002	A	61 di 65

FILA MOBILE				
numero appoggi fissi	0			
numero appoggi unidirezionali	7			
numero appoggi multidirezionali	4			
num totale appoggi fila	11			
numero appoggi fissi trasv	7			
appoggio	e trasv	tipo	e ²	e app fisso
			0.00	0
			0.00	0
			0.00	0
			0.00	0
1	2.70	M	7.29	0
2	2.16	M	4.67	0
3	1.62	F	2.62	1.62
4	1.08	F	1.17	1.08
5	0.54	F	0.29	0.54
6	0.00	F	0.00	0
7	-0.54	F	0.29	-0.54
8	-1.08	F	1.17	-1.08
9	-1.62	F	2.62	-1.62
10	-2.16	M	4.67	0
11	-2.70	M	7.29	0
			0.00	0
			0.00	0
			0.00	0
			0.00	0
			0.00	0
	2.7		32.08	1.62
INTERASSE APPOGGI	0.54	m		

A seguire si riportano i valori delle sollecitazioni combinati e i valori adottati per la resistenza dei dispositivi di appoggio.

APPOGGI FISSI	SLU						
	comb 1	comb 2	comb 3	comb 4	comb 5	comb 6	comb 7
Rz [kN]	578	578	578	617	617	617	617
R long [kN]	103	103	103	115	115	115	115
R trasv [kN]	34	34	34	32	32	32	32
		SLV					
		comb 8	comb 9	comb 10	comb 11	comb 12	comb 13
Rz [kN]		316	316	356	356	337	337
R long [kN]		319	319	126	126	126	126
R trasv [kN]		46	46	145	145	46	46

Rz max= 625 kN Rlong max = 325 kN Rtrasv max = 150 kN (valori approssimati per eccesso)

APPOGGI UNIDIREZ	SLU						
	comb 1	comb 2	comb 3	comb 4	comb 5	comb 6	comb 7
Rz [kN]	578	578	578	617	617	617	617
R long [kN]	0	0	0	0	0	0	0
R trasv [kN]	34	34	34	32	32	32	32
		SLV					
		comb 8	comb 9	comb 10	comb 11	comb 12	comb 13
Rz [kN]		316	316	356	356	337	337
R long [kN]		0	0	0	0	0	0
R trasv [kN]		46	46	145	145	46	46

Rz max= 625 kN Rtrasv max = 150 kN (valori approssimati per eccesso)

APPOGGI MOBILI	SLU						
	comb 1	comb 2	comb 3	comb 4	comb 5	comb 6	comb 7
Rz [kN]	663	663	663	694	694	694	694
R long [kN]	0	0	0	0	0	0	0
R trasv [kN]	0	0	0	0	0	0	0
		SLV					
		comb 8	comb 9	comb 10	comb 11	comb 12	comb 13
Rz [kN]		354	354	464	464	374	374
R long [kN]		0	0	0	0	0	0
R trasv [kN]		0	0	0	0	0	0

Rz max= 700 kN (valori approssimati per eccesso)

10.1 VERIFICHE PER GLI APPARECCHI DI APPOGGIO

Come riportato nel MdP sez II, al paragrafo 2.5.2.1.5, per ponti e viadotti costituiti da una serie di travi semplicemente appoggiate di uguale luce l'entità dell'escursione totale dei giunti e degli apparecchi d'appoggio può essere valutata nella seguente maniera:

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

E1 = spostamento dovuto alla variazione termica uniforme;

E2 = spostamento dovuto alla risposta della struttura all'azione sismica;

E3 = spostamento dovuto all'azione sismica fra le fondazioni di strutture non collegate;

k1= 0,45 coefficiente che tiene conto della non contemporaneità dei valori massimi corrispondenti a ciascun evento singolo;

k2= 0,55 coefficiente legato alla probabilità di moto in controfase di due pile adiacenti;

dEd = è lo spostamento relativo totale tra le parti, pari allo spostamento dE prodotto dall'azione sismica di progetto, calcolato come indicato nel paragrafo 7.3.3.3 del DM 17.01.2018;

deg = è lo spostamento relativo tra le parti dovuto agli spostamenti relativi del terreno, da valutare secondo il paragrafo 3.2.3.3 del DM 17.01.2018 che di seguito si riporta.

Per il calcolo dello spostamento dovuto alla variazione termica uniforme di 15°C (si incrementa la variazione termica del 50%).

$$D_t = 0.0043 \text{ m}$$

L'impalcato poggia su due spalle, per cui:

$$d_{Ed} = 0$$

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

$$deg = 0.025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D = 0.025 \cdot 0.086 \cdot 1.2 \cdot 0.43 \cdot 1.814 = 0.002$$

Da cui si ottiene:

$$EL = k_1 \cdot (E_1 + E_2 + E_3) = k_1 \cdot (2 \cdot D_t + 4 \cdot d_{Ed} \cdot k_2 + 2 \cdot deg) = 0.45 \cdot (2 \cdot 0.0043 + 4 \cdot 0 \cdot 0.55 + 2 \cdot 0.002) = 0.0057 \text{ m}$$

$$= 5.7 \text{ mm}$$

VI01 - Ponte ferroviario al km 38+650

Relazione di calcolo impalcato - Singolo binario

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	VI01 07 002	A	64 di 65

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

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

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

L = lunghezza del ponte (m).

$$E_L \geq 2.3 \cdot 16 / 1000 + 0.0073 = 0.110m$$

10.1.1 CORSA FRGLI APPARECCHI D'APPOGGIO MOBILI

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

$$\pm EL/2 + EL/8 = \pm 68.6 \text{ mm}$$

$$\pm EL/2 + 15 \text{ mm} = \pm 69.9 \text{ mm}$$

10.1.2 ESCURSIONE DEI GIUNTI

Il giunto fra le testate di due travi adiacenti dovrà consentire una escursione totale pari a:

$$\pm (EL/2 + 10 \text{ mm}) = \pm 64.9 \text{ mm}$$

10.1.3 AMPIEZZA DEI VARCHI

Il varco da prevedere fra le testate degli impalcato adiacenti, a temperatura media ambiente, dovrà essere non inferiore a:

$$V \geq \pm EL/2 + V_o = \pm 74.9 \text{ mm}$$

Dove $V_o = 20 \text{ mm}$

11 INCIDENZE

Impalcato

Spessore medio	1.0 m	
Armatura longitudinale superiore	1 \varnothing 20mm / 20cm	(2.466 kg/m x 100cm/20cm = 12.3 kg/m ²)
Armatura longitudinale inferiore	1 \varnothing 20mm / 20cm	(2.466 kg/m x 100cm/20cm = 12.3 kg/m ²)
Armatura trasversale superiore	1 \varnothing 20mm / 20cm	(2.466 kg/m x 100cm/20cm = 12.3 kg/m ²)
Armatura trasversale inferiore	1 \varnothing 24mm / 20cm	(3.551 kg/m x 100cm/20cm = 17.8 kg/m ²)
Staffe tra HE (i = 0.51m)	1 \varnothing 12/40 L=2.2m	(0.888 kg/m * 2.2 m x 100cm/40cm * 100cm/51cm = 9.6 kg/m ²)

Considerando il 15% in più per la di sovrapposizioni, si ottiene la seguente incidenza:

Incidenza media (kg/m ²)	$1.15 \times (12.3+12.3+12.3+17.8+9.6) \text{ kg/m}^2 = 73.9 \text{ kg/m}^2$
Incidenza media (kg/m ³)	$73.9 \text{ kg/m}^2 / 1 \text{ m} = 73.9 \text{ kg/m}^3 \rightarrow 75 \text{ kg/m}^3$

Sbalzi laterali

Spessore medio	0.45 m	
Armatura longitudinale superiore	1 \varnothing 12mm / 20cm	(0.888 kg/m x 100cm/20cm = 4.4 kg/m ²)
Armatura longitudinale inferiore	1 \varnothing 12mm / 20cm	(0.888 kg/m x 100cm/20cm = 4.4 kg/m ²)
Armatura trasversale superiore	1 \varnothing 14mm / 10cm	(1.208 kg/m x 100cm/10cm = 12.08 kg/m ²)
Armatura trasversale inferiore	1 \varnothing 12mm / 20cm	(0.888 kg/m x 100cm/20cm = 4.4 kg/m ²)

Considerando il 15% in più per la presenza di staffe e sovrapposizioni, si ottiene la seguente incidenza:

Incidenza media (kg/m ²)	$1.15 \times (4.4+4.4+12.08+4.4) \text{ kg/m}^2 = 29.1 \text{ kg/m}^2$
Incidenza media (kg/m ³)	$29.1 \text{ kg/m}^2 / 0.45 \text{ m} = 64.7 \text{ kg/m}^3 \rightarrow 65 \text{ kg/m}^3$