

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA
U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

**ITINERARIO NAPOLI – BARI
RADDOPPIO TRATTA BOVINO – ORSARA**

VI01 - Ponte sul Torrente Acquara Relazione di Calcolo impalcato

SCALA:

-

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

IF1W 00 D 29 CL VI0100 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	G. Usai <i>GU</i>	09.2018	P. Di Nucci <i>PN</i>	09.2018	D. Aprea <i>DA</i>	09.2018	F. Arduini 09.2018

ITALFERR S.p.A.
Direzione Tecnica
Infrastrutture Centro
Dott. Ing. Fabrizio Arduini
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
n. 18962 del 1/4

INDICE

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	7
2.1	Normative	7
2.2	Elaborati di riferimento.....	7
3	UNITÀ DI MISURA E SIMBOLOGIA	8
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	9
4.1	Acciaio per profili laminati	9
4.2	Acciaio per tiranti.....	9
4.3	Acciaio in barre per getti.....	9
4.4	Calcestruzzo.....	10
5	GEOMETRIA IMPALCATO.....	11
5.1	Caratteristiche tracciato.....	11
6	ANALISI DEI CARICHI.....	12
6.1	Peso proprio e sovraccarichi permanenti	12
6.2	Carichi variabili.....	12
6.2.1	<i>Treno LM71.....</i>	<i>13</i>
6.2.2	<i>Treno SW/2.....</i>	<i>14</i>
6.2.3	<i>Coefficiente dinamico</i>	<i>15</i>
6.2.4	<i>Frenatura ed avviamento</i>	<i>15</i>
6.2.5	<i>Serpeggio.....</i>	<i>16</i>
6.2.6	<i>Centrifuga.....</i>	<i>16</i>
6.2.7	<i>Vento.....</i>	<i>17</i>
6.2.8	<i>Effetti aerodinamici associati al passaggio dei convogli ferroviari.....</i>	<i>19</i>
6.2.9	<i>Carico sui marciapiedi.....</i>	<i>20</i>
6.2.10	<i>Azione sismica.....</i>	<i>20</i>
6.2.11	<i>Resistenze parassite nei vincoli.....</i>	<i>29</i>
6.2.12	<i>Deragliamenti</i>	<i>29</i>
7	SOLLECITAZIONI.....	30
7.1	Sollecitazioni sulla fascia resistente di 4.0m	30
7.1.1	<i>Momento flettente e taglio</i>	<i>30</i>
7.1.2	<i>Coppie torcenti a metro lineare di impalcato</i>	<i>31</i>
7.1.3	<i>Sollecitazioni sulla trave di bordo della fascia.....</i>	<i>32</i>
7.1.4	<i>Riepilogo delle sollecitazioni sulla trave di bordo.....</i>	<i>35</i>

8	VERIFICHE DI RESISTENZA.....	36
8.1	Riepilogo delle sollecitazioni di verifica sulla trave di bordo.....	37
8.2	Verifiche del profilo.....	38
9	VERIFICHE DI DEFORMABILITA'.....	39
9.1	Valutazione rigidità dell'impalcato	39
9.2	Frequenza propria dell'impalcato	40
9.3	Freccia sotto i carichi accidentali dinamizzati LM71	41
9.4	Rotazione agli appoggi	41
9.5	Sghembo.....	42
10	AZIONI SUGLI APPOGGI.....	43
11	VERIFICA DELLO SBALZO TRASVERALE	51
11.1	Combinazioni di carico	52
11.2	Verifica a pressoflessione retta.....	53
11.3	Verifica a taglio.....	54
11.4	Verifica a fessurazione.....	55

1 PREMESSA

Il presente documento costituisce la relazione di calcolo delle spalle di un impalcato a travi in ferro a doppio T incorporate nel calcestruzzo. Tale tipologia di impalcato risulta impiegata in corrispondenza del superamento del torrente dell'Acquara nell'ambito della realizzazione della *Tratta Orsara - Bovino*

L'impalcato in esame ha una luce di calcolo, definita come distanza netta tra gli allineamenti degli assi degli appoggi, pari a 19.00 m (portata teorica). L'impalcato è costituito da 16 travi metalliche HLM1100 e da un getto di completamento in c.a. che realizza anche gli aggetti laterali. La larghezza complessiva dell'impalcato è pari a 13.70 m su cui gravano 2 binari posti ad interasse pari a 4.00 m, in maniera simmetrica rispetto alla mezzeria del viadotto.

Le spalle sono fondate su 8 pali Ø1200 per lato e si sviluppano su piastre 7m x 14,8 m spesse 150 cm su cui si eleva un muro principale spesso 200 cm su cui poggia impalcato.

La velocità di progetto della linea in corrispondenza di tale impalcato è pari a 90 km/h e l'andamento planimetrico del tracciato ferroviario è in curva con raggio pari a 1600 m.

La vita nominale dell'opera è pari a $VN = 75$ anni. La classe d'uso è la III ($Cu=1.5$).

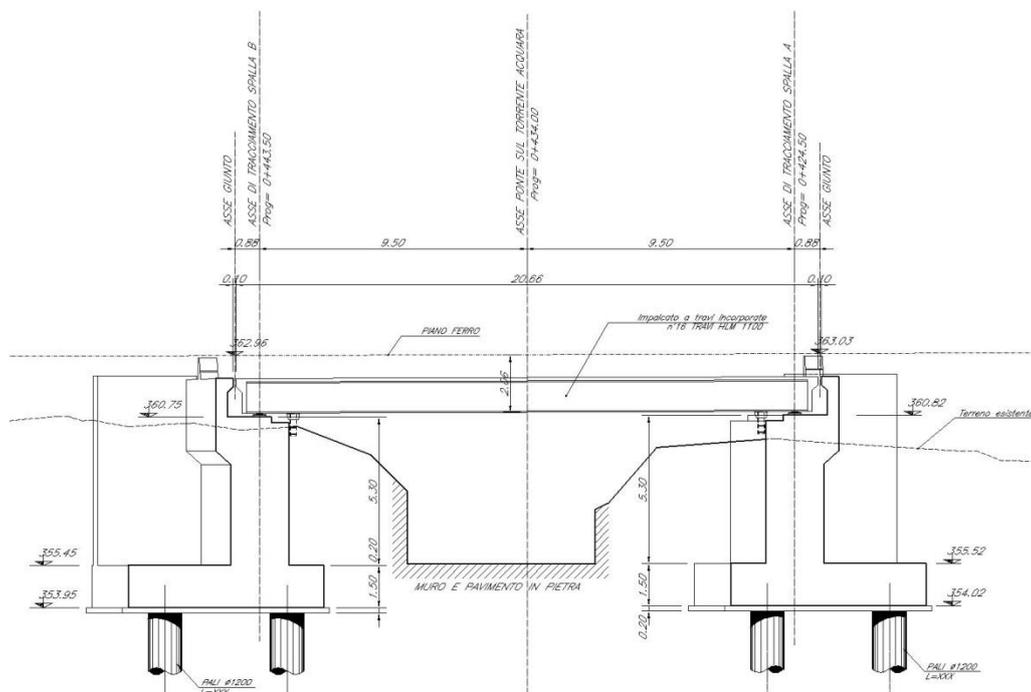


Figura I-1 – Sezione longitudinale

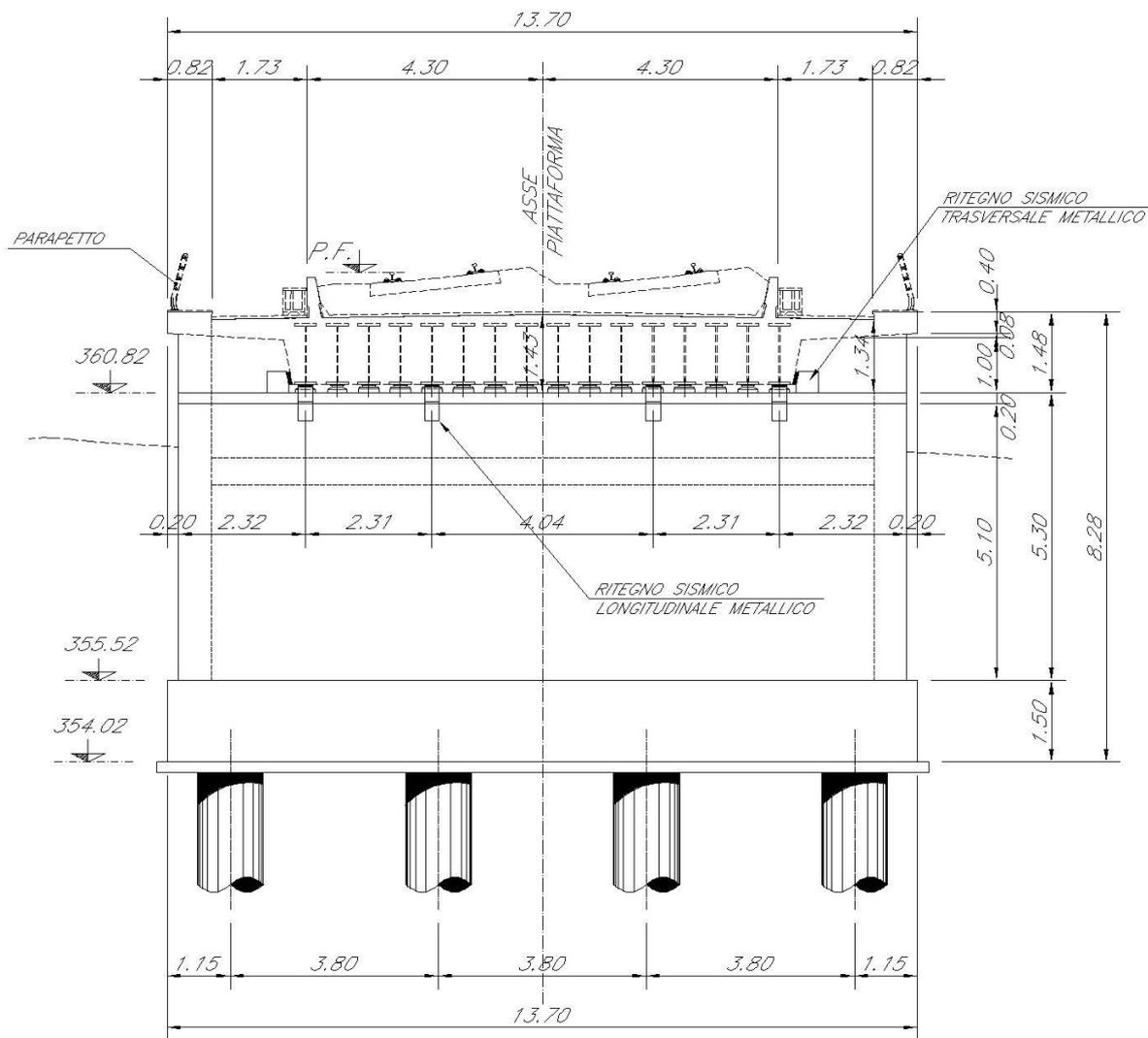
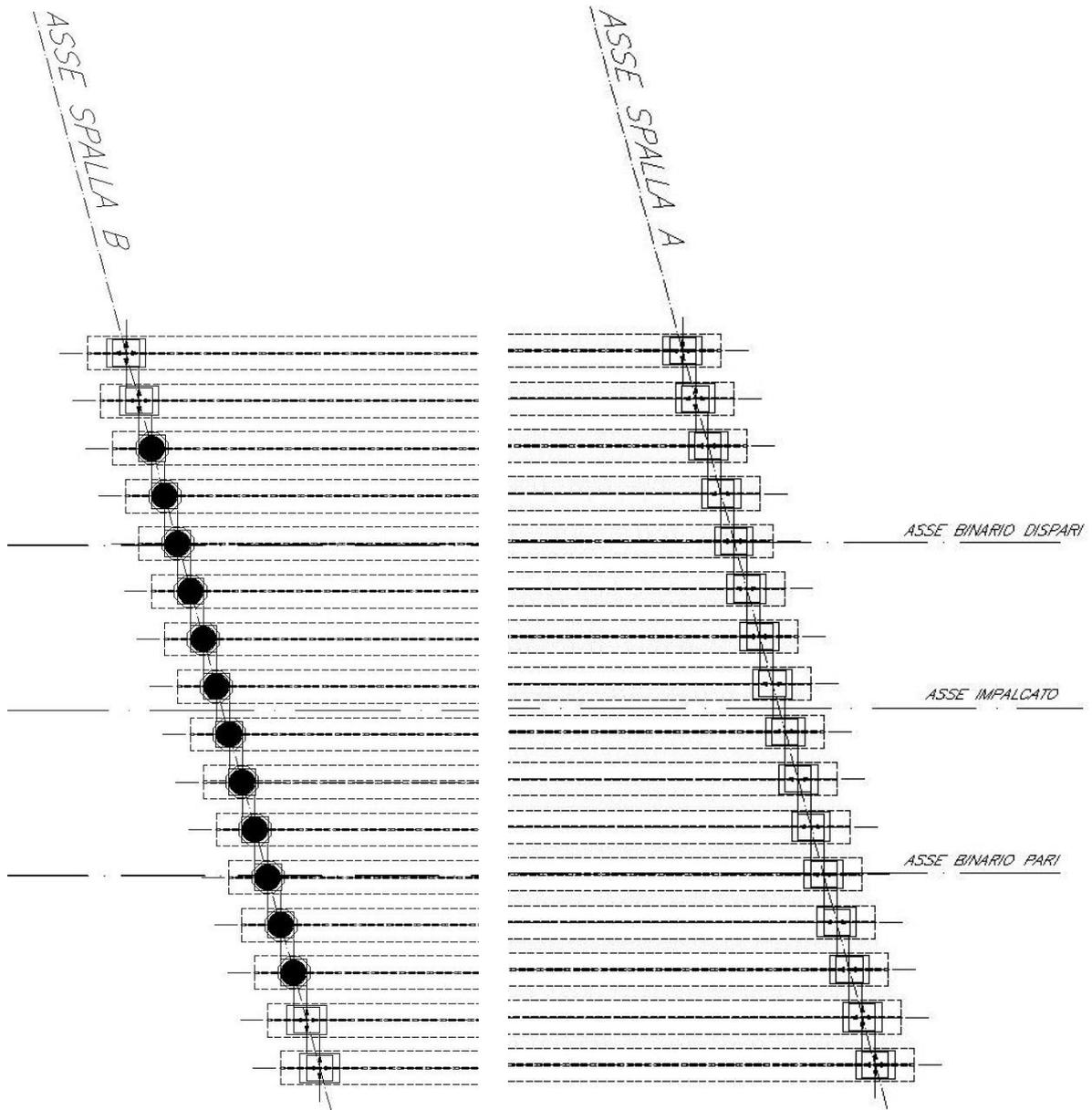


Figura 1-2 – Sezione trasversale

Lo schema dei vincoli prevede per ogni campata:

- **12 appoggi fissi** a rigidità variabile e 4 multidirezionali su un lato;
- **12 appoggio unidirezionale** (scorrevole in senso longitudinale)
- **8 appoggi multidirezionali** (quattro per lato).



-  Appoggio multidirezionale
-  Appoggio unidirezionale
-  Appoggio fisso

Figura I-3: Schema appoggi

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO – ORSARA PROGETTO DEFINITIVO</p>					
<p><i>VI01-Ponte sul Torrente Acquara Relazione di Calcolo impalcato</i></p>	<p>COMMESSA IFIW</p>	<p>LOTTO 00</p>	<p>CODIFICA D 29 CL</p>	<p>DOCUMENTO VI 01 00 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 7 di 55</p>

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, «Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni»
- Rif. [2] Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, circolare 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP., «Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008»
- Rif. [3] Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 001 - Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario
- Rif. [4] Istruzione RFI DTC INC CS SP IFS 001 Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie
- Rif. [5] Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 002 - Specifica per la progettazione e l'esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria
- Rif. [6] Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 003 - Specifica per la verifica a fatica dei ponti ferroviari
- Rif. [7] Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 004 - Specifica per la progettazione e l'esecuzione di impalcati ferroviari a travi in ferro a doppio T incorporate nel calcestruzzo
- Rif. [8] Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 005 - Specifica per il progetto, la produzione, il controllo della produzione e la posa in opera dei dispositivi di vincolo e dei coprigiunti degli impalcati ferroviari e dei cavalcavia
- Rif. [9] Eurocodice 1 — Azioni sulle strutture, Parte 1-4: Azioni in generale — Azioni del vento (UNI EN 19911-4)
- Rif. [10] 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**

- Rif. [11] IF1W00D29PZVI0100001A VI01 - Ponte su Torrente Acquara - Pianta scavi e pianta fondazioni
- Rif. [12] IF1W00D29BZVI0100001A VI01 - Ponte su Torrente Acquara - Carpenteria spalla A
- Rif. [13] IF1W00D29BZVI0100002A VI01 - Ponte su Torrente Acquara - Carpenteria spalla B
- Rif. [14] IF1W00D29BZVI0100003A VI01 - Ponte su Torrente Acquara - Carpenteria impalcato
- Rif. [15] IF1W00D29LZVI0100001A VI01 - Ponte su Torrente Acquara - pianta - prospetto e sezioni caratteristiche
- Rif. [16] IF1W00D29LZVI0100002A VI01 - Ponte su Torrente Acquara - Apparecchi di appoggio e giunti

3 UNITÀ DI MISURA E SIMBOLOGIA

Si utilizza il Sistema Internazionale (SI):

unità di misura principali

N	(Newton)	unità di forza
m	(metro)	unità di lunghezza
kg	(kilogrammo-massa)	unità di massa
s	(secondo)	unità di tempo

unità di misura derivate

kN	(kiloNewton)	10^3 N
MN	(megaNewton)	10^6 N
kgf	(kilogrammo-forza)	1 kgf = 9.81 N
cm	(centimetro)	10^{-2} m
mm	(millimetro)	10^{-3} m
Pa	(Pascal)	1 N/m ²
kPa	(kiloPascal)	10^3 N/m ²
MPa	(megaPascal)	10^6 N/m ²
N/m³	(peso specifico)	
g	(accelerazione di gravità)	~ 9.81 m/s ²

corrispondenze notevoli

$$1 \text{ MPa} = 1 \text{ N/mm}^2$$

$$1 \text{ MPa} \sim 10 \text{ kgf/cm}^2$$

$$1 \text{ kN/m}^3 \sim 100 \text{ kgf/m}^3$$

Si utilizzano i seguenti principali simboli con le relative unità di misura normalmente adottate:

γ	(gamma)	peso dell'unità di volume	(kN/m ³)
σ	(sigma)	tensione normale	(N/mm ²)
τ	(tau)	tensione tangenziale	(N/mm ²)
ϵ	(epsilon)	deformazione	(m/m - adimensionale)
ϕ	(fi)	angolo di resistenza	(° sessagesimali)

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

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

4.1 Acciaio per profili laminati

tipo	S355J2	
$f_{yk} =$	355 MPa	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} =$	510 MPa	tensione caratteristica di rottura
E =	210.000 MPa	Modulo elastico di progetto
$\nu =$	0,3	Coefficiente di Poisson
G =	80.769 MPa	Modulo elastico Tangenziale di progetto
$\gamma_{M0} =$	1,05	coefficiente parziale di sicurezza SLU
$f_{yd} =$	338,1	MPa tensione di snervamento di progetto

4.2 Acciaio per tiranti

tipo	S235	
$f_{yk} =$	235 MPa	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} =$	360 MPa	tensione caratteristica di rottura
E =	210.000 MPa	Modulo elastico di progetto
$\nu =$	0,3	Coefficiente di Poisson
G =	80.769 MPa	Modulo elastico Tangenziale di progetto
$\gamma_{M0} =$	1,05	coefficiente parziale di sicurezza SLU
$f_{yd} =$	223,8	MPa tensione di snervamento di progetto

4.3 Acciaio in barre per getti

tipo	B450C	
$f_{yk} =$	450 MPa	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} =$	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 di progetto
$\nu =$	0,3	Coefficiente di Poisson

$G = 80.769 \text{ MPa}$ Modulo elastico Tangenziale di progetto
 $\gamma_s = 1,15$ coefficiente parziale di sicurezza SLU
 $f_{yd} = 391,30 \text{ MPa}$ tensione di snervamento di progetto

4.4 Calcestruzzo

	<u>Classe</u>	<u>C30/37</u>	
$R_{ck} =$	37	MPa	resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} =$	30	MPa	resistenza caratteristica cilindrica
$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	38	MPa	valor medio resistenza cilindrica
$\alpha_{cc} =$	0,85		coeff. rid. per carichi di lunga durata
$\gamma_m =$	1,5		coefficiente parziale di sicurezza SLU
$f_{cd} = (\alpha_{cc} f_{ck}) / \gamma_m =$	17,00	MPa	resistenza di progetto
$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} =$	2,90	MPa	resistenza media a trazione semplice
$f_{ctfm} = 1,2 f_{ctm} =$	3,48	MPa	resistenza media a trazione per flessione
$f_{ctk} = 0,7 f_{ctm} =$	2,03	MPa	valore caratteristico resistenza a trazione
$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0,3} =$	32837	MPa	Modulo elastico di progetto
$\nu =$	0,2		Coefficiente di Poisson
$G_c = E/2(1+\nu) =$	13682	MPa	Modulo elastico Tangenziale di progetto

5 GEOMETRIA IMPALCATO

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

5.1 Caratteristiche tracciato

V =	90 km/h	Velocità (Valore cautelativo assunto per le analisi)
R =	1500 m	raggio di curvatura ¹
s =	0,09 m	sopraelevazione

¹ Caratteristiche geometriche impalcato

Profili

tipo	HLM 1100	
A =	55120 mm ²	area
J =	1,13E+10 mm ⁴	momento d'inerzia
W =	2,03E+07 mm ³	modulo di res. el.
H =	1.108	altezza sezione
y _g =	554 mm	quota baricentro
S =	1,15E+07 mm ³	momento statico per H/2
t _w =	22 mm	spessore anima
b =	402 mm	ali
t _f =	40 mm	spessore ali
p =	4,33 kN/m	peso al metro

Impalcato

L _c =	19,0 m	luce impalcato (asse appoggi)
g =	0,1 m	Giunto
L _i =	20,66 m	luce impalcato
A _{cls} =	12,00 mq	area lorda cls impalcato
n _{travi} =	16 -	numero totale travi
B _{rip} =	4,00 m	larghezza di ripartizione
N _{travi,Brip} =	7	numero travi nella zona di ripartizione
i =	0,577 m	interasse travi
A _{cls} =	10,86 m ²	area netta cls
h _{sol} =	0,17 m	altezza soletta superiore
H _{tot} =	1,278 m	totale impalcato
Z _{pf} =	0,78 m	quota p.f. rispetto a estradosso imp.
h _{p.f.} =	1,504 m	quota p.f. rispetto a baricentro travi
h _{pfi} =	2,058 m	quota p.f. rispetto a intradosso travi
h _{serp} =	1,594 m	quota rotaia più alta rispetto a baricentro travi
h _{b.a} =	5,40 m	altezza barriera antirumore (rispetto estradosso soletta)
h _{app} =	0,25 m	altezza apparecchi di appoggio
H =	1,40 m	altezza del piano di regolamento del ballast rispetto al centro di rotazione degli apparecchi di appoggio

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO – ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
	<i>VI01-Ponte sul Torrente Acquara Relazione di Calcolo impalcato</i>	COMMESSA IFIW	LOTTO 00	CODIFICA D 29 CL	DOCUMENTO VI 01 00 001	REV. A

6 ANALISI DEI CARICHI

Il dimensionamento dell'impalcato a travi incorporate è condotto con i criteri di seguito descritti in accordo alla specifica RFI DTC INC PO SP IFS 001A per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario.

6.1 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

					$P_{1,i}$	
Peso sezione in c.a.	10,86	25	=	271,5	kN/m	
Travi metalliche	16	4,33	=	69,28	kN/m	
Totale $p_{1,pp}$					340,8	kN/m

Sovraccarichi permanenti

					$P_{1,i}$	
Ballast+imperm.+arman	0,8	8,3	18	=	119,52	kN/m
Massetto	0,05	12,5	25	=	15,625	kN/m
Canalette		2	2,5	=	5	kN/m
Velette		2	1,5	=	3	kN/m
Barriere A.R.	2	4	4	=	32	kN/m
Totale $P_{1,perm}$					175,1	kN/m

6.2 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 $e = 143.5/18 = 8$ 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.

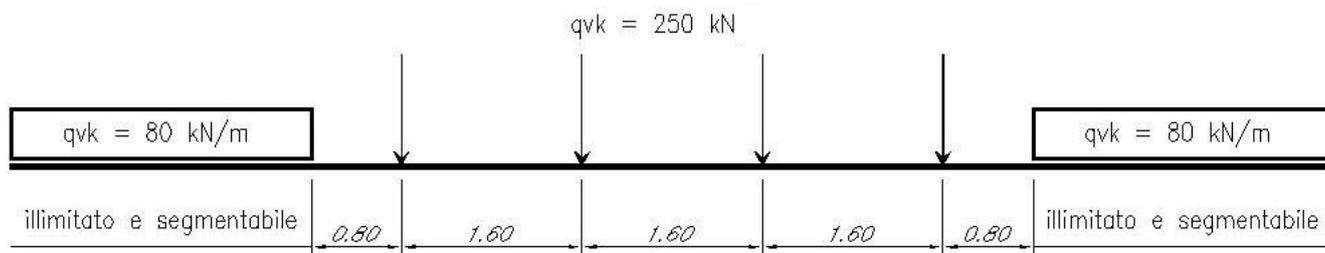
6.2.1 Treno LM71

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 250kN disposti ad interasse di 1.6m e da un carico distribuito di 80kN/m in entrambe le direzioni a partire da 0.80m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata.

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

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

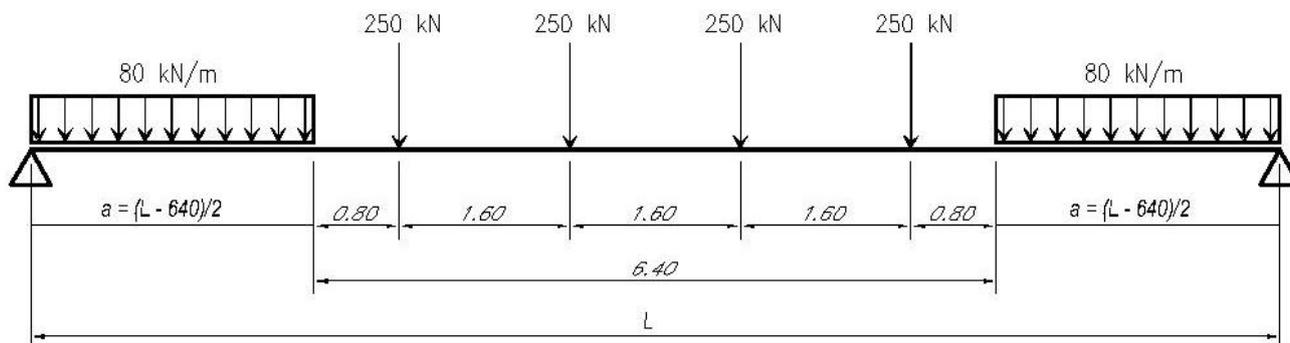
$$\alpha = 1.1 \text{ (coefficiente di adattamento)}$$



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 .

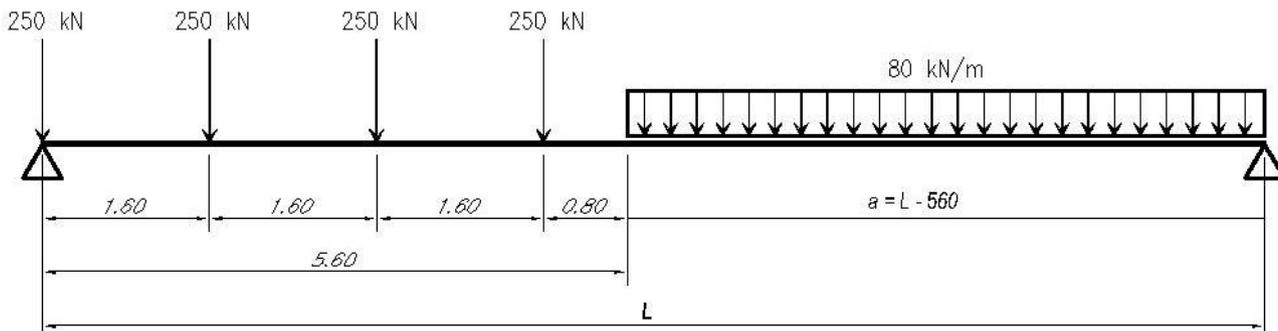
- **Configurazione 1: max momento flettente in mezzeria**

$$P_{2,eq \text{ flett}} = 134.4 \text{ kN/m}$$



• **Configurazione 2: max taglio in appoggio**

$$P_{2,eq\ tagl} = 143.1 \text{ kN/m}$$



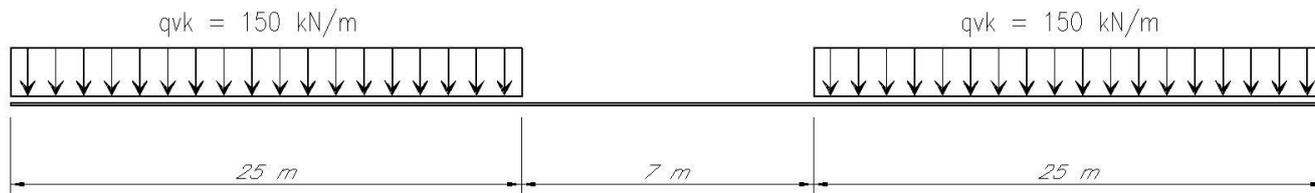
LM71		α
Mmax, U2	5518 kNm	1,1
Tmax, Appoggio	1236 kN	1,1
Qtot (per massa sismica long.)	$(20,66-5.6) \times 80 + 250 \times 4 = 2205 \text{ kN}$	1,1
$P_{2,eq.flett}$	134,4 kNm	
$P_{2,eq.tagl}$	143,1 kNm	

6.2.2 Treno SW/2

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

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

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



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 comprensivo del coefficiente di adattamento α .

VI01-Ponte sul Torrente Acquara Relazione di Calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IFIW	00	D 29 CL	VI 01 00 001	A	15 di 55

SW/2		α
Mmax, U2	8190,19 kNm	1,0
Tmax, Appoggio	1567,5 kN	1,0
Qtot (per massa sismica long.)	(20,66-7) x 150 = 2049 kN	1,0
P _{2,eq.flett}	150,0 kNm	
P _{2,eq.tagl.}	150,0 kNm	

6.2.3 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 DM2018)

$L\phi = 19$ m

$$\phi_2 = 0,82 + 1,44 / (L\phi^{0,5} - 0,2) = 1,166 \quad 1,00 \leq \phi_2 \leq 1,67 \quad (\text{elevato standard manutentivo})$$

$$\phi_3 = 0,73 + 2,16 / (L\phi^{0,5} - 0,2) = 1,249 \quad 1,00 \leq \phi_3 \leq 2 \quad (\text{ridotto standard manutentivo})$$

6.2.4 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 paria:

Sopra l'impalcato del ponte

Frenatura

	α	k	L	=	
LM71	1,1 x	20 x	20,66	=	454,5 kN
SW/2	1,0 x	35 x	20,66	=	723,1 kN

Avviamento

	α	k	L	=	
LM71	1,1 x	33 x	20,66	=	750,0 kN
SW/2	1,0 x	33 x	20,66	=	681,8 kN

Quota di applicazione delle azioni rispetto al baricentro delle travi $z_G = 1,504$ m

Quota di applicazione delle azioni rispetto all'intradosso $z_{intr.} = 2,058$ m

6.2.5 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. 5.2.2.3.2 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.

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:

Serpeggio (azione Laterale)

	α		Q_{sk}	=	
LM71	1,1 x	100		=	110,0 kN
SW/2	1,0 x	100		=	100,0 kN

Quota di applicazione delle azioni rispetto al baricentro delle travi $z_s = 1,594$ m

6.2.6 Centrifuga

L'azione centrifuga è definita in funzione del raggio di curvatura R in pianta del tracciato ferroviario nel tratto considerato. Nei viadotti in esame l'andamento planimetrico del tracciato ferroviario è rettilineo.

La forza centrifuga si considera agente in direzione orizzontale applicata alla quota di 1.80m al di sopra del piano del ferro (p.f.).

$$q_{tk} = (f \alpha q_{vk}) \frac{V^2}{(127 R)} \text{ kN/m} \quad \text{forza centrifuga}$$

$$z_{Fc} = 1,8 \quad \text{m}$$

LM71

V =	90	km/h	Velocità	
$\alpha =$	1,1			
$L_f =$	20,66	m		$f = \left[1 - \frac{V - 120}{1000} \left(\frac{814}{V} + 1,75 \right) \right] \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{2,88}{L_f}} \right)$
f =	1,000		fattore di riduzione (formula 5.2.1)	f = 1 per $V \leq 120$ km/h o $L_f \leq 2,88$ m;
R =	1500	m	raggio di curvatura	
$q_{tk, flett.} =$	6,29	kN/m		
$q_{tk, tagl.} =$	6,69	kN/m		

SW/2

V =	90	km/h	Velocità	
$\alpha =$	1			
$L_f =$	20,66	m		
f =	1			
R =	1500	m	raggio di curvatura	
$q_{tk, flett.} =$	6,38	kN/m		
$q_{tk, tagl.} =$	6,38	kN/m		

Quota di applicazione delle azioni rispetto al baricentro delle travi $z_{c,G} = 3,304$ m

6.2.7 Vento

Il calcolo dell'azione del vento è stato condotto secondo quanto riportato al par. 3.3 del DM 2018. Si riportano di seguito i principali parametri di calcolo.

Poiché si considera un $T_R = 75$ anni, la velocità di riferimento assume il seguente valore, secondo quanto riportato al par. C3.3.2 del DM 17/02/2018:

$$V_b(T_R) = \alpha_R \times v_b \text{ con } \alpha_R = 0,75. [1 - 0,2 \ln(-\ln(1 - 1/T_R))]^{0,5}$$

Per la valutazione del coefficiente di forma dell'impalcato si è fatto riferimento a quanto indicato nell'EC 1 -4.

Calcolo coefficiente di forma per impalcato (rif. §8.3.1 EC1-4)

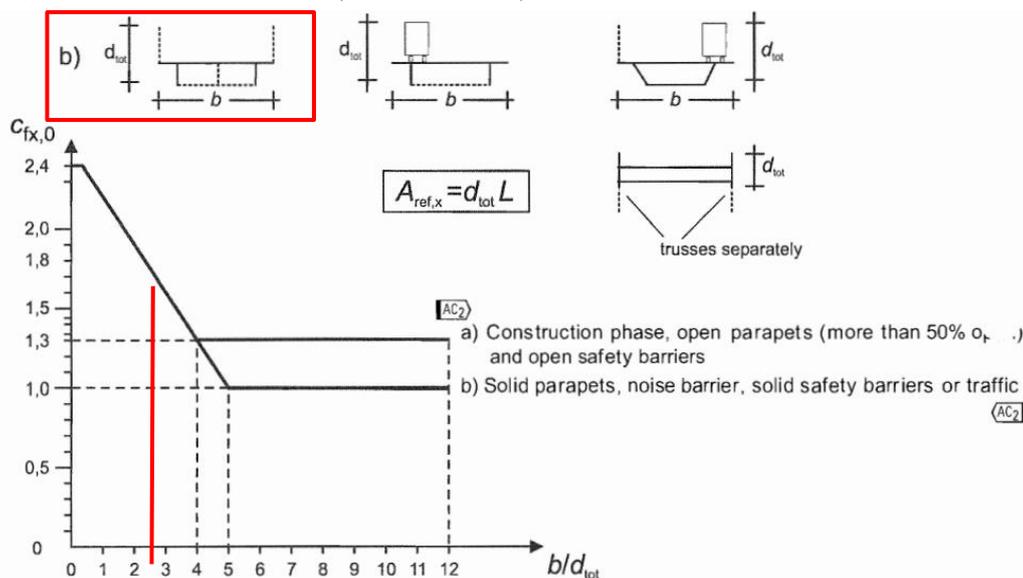
$d_{tot} = 12,7$ m altezza totale dell'impalcato (vedi tabella)

$b = 13,7$ m larghezza totale dell'impalcato

$b/d_{tot} = 2,04$

$L = 20,66$ m lunghezza impalcato

$c_{fx,0} = 1,0$ coefficiente di forma (force coefficient)



AC2 Table 8.1 — Depth d_{tot} to be used for $A_{ref,x}$ **AC2**

Road restraint system	on one side	on both sides
Open parapet or open safety barrier	$d + 0,3$ m	$d + 0,6$ m
Solid parapet or solid safety barrier	$d + d_1$	$d + 2d_1$
Open parapet and open safety barrier	$d + 0,6$ m	$d + 1,2$ m

AZIONE DEL VENTO (punto 3.3 D.M. 2018)

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

$v_{b,0}$ (m/s) = 27 Vel. di rif. del vento per TR = T'R a_s (m) = **363** altitudine s.l.m.
 a_0 (m) = 500 altitudine s.l.m. (<1500 m)
 k_s (1/s) = 0,37 coeff. per altitudine

$c_a = 1$ per $a_s \leq a_0$
 $c_a = 1 + k_s \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m coeff. di altitudine = 1

$T_R =$ **75** periodo di ritorno
 $c_r = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \times \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}$ coeff. di ritorno = 1,02

$V_r = v_b \cdot c_r$ velocità di riferimento (m/s) = 27,63

ρ (kg/mc) = 1,25 densità dell'aria

$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2$ pressione cinetica di riferimento (N/mq) = 477,25

Rugosità = **D** Rugosità del terreno $k_r =$ 0,19
 $D =$ **> 30 km** Distanza dalla costa z_0 (m) = 0,05
 Cat. Esposiz. = **II** Categoria di esposizione z_{min} (m) = 4
 z (m) = **10** altezza dal suolo

$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)]$ per $z \geq z_{min}$
 $c_e(z) = c_e(z_{min})$ per $z < z_{min}$ coeff. di esposizione = **2,35**

$C_p =$ coeff. Aerodinamico = **1,63**

$C_d =$ coeff. diamico = **1**

$P = q_r c_e C_p C_d =$ pressione del vento (N/mq) = **1829,89**

Vento su B.A. (senza traffico)

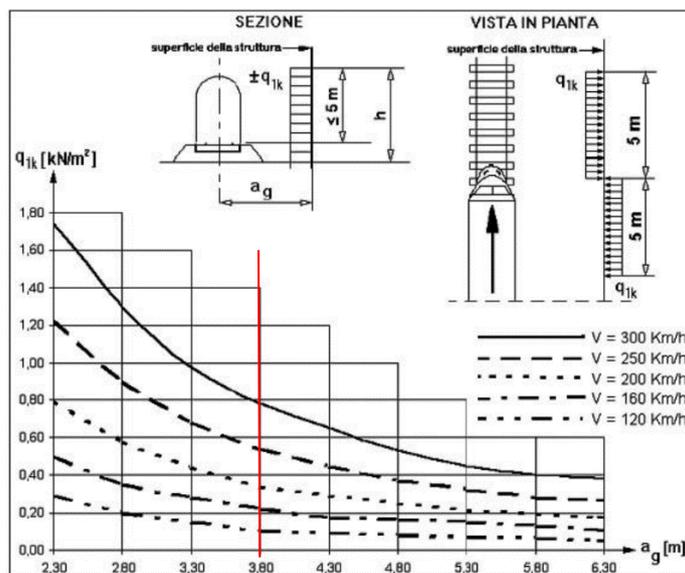
$L_i =$	20,66	m	lunghezza impalcato
$H_{tot} =$	1,278	m	altezza totale impalcato
$h_{b,a} =$	5,4	m	altezza barriere antirumore (rispetto estradosso soletta)
$d_{tot2} = H_{tot} + 2 \times h_{b,a} =$	12,08	m	altezza di riferimento
$A_{ref} =$	249,53	m ²	area di riferimento
$Z_{Fw} =$	3,428	m	Quota di applicazione delle azioni rispetto al baricentro delle travi
$F_w =$	456,6	kN	
$M_w =$	1565,3	kN*m	Momento torcente risultante per azione del vento

Vento su treno

$H_{treno} =$	4	m	altezza treno
$H_{tot} =$	1,278	m	altezza totale impalcato
$Z_{p.f.} =$	0,78	m	
$d_{tot2} =$	6,058	m	altezza di riferimento
$A_{ref.} =$	125,16	m ²	area di riferimento
$Z_{Fw} =$	2,728	m	Quota di applicazione delle azioni rispetto al baricentro delle travi
$F_w =$	229,03	kN	Risultante azione del vento
$M_w =$	624,78	kNm	Momento torcente risultante per azione del vento

6.2.8 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 17 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 **90** km/h si ottiene:

$$q_{1k} = \pm 0.12 \text{ kN/m}^2$$

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO – ORSARA PROGETTO DEFINITIVO</p>					
<p><i>VI01-Ponte sul Torrente Acquara Relazione di Calcolo impalcato</i></p>	<p>COMMESSA IFIW</p>	<p>LOTTO 00</p>	<p>CODIFICA D 29 CL</p>	<p>DOCUMENTO VI 01 00 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 20 di 55</p>

6.2.9 Carico sui marciapiedi

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

$$p_4 = 10.0 \text{ kNm}^2.$$

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

6.2.10 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 , 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	15,279		
Latitudine	41,242		
V_N	75,00	anni	
Classe d'uso	III		
C_u	1,50	Coeff. uso	
V_R	112,50	anni	Periodo di riferimento
Cat.Sottosuolo	C		
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:

Individuazione della pericolosità sismica del sito

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

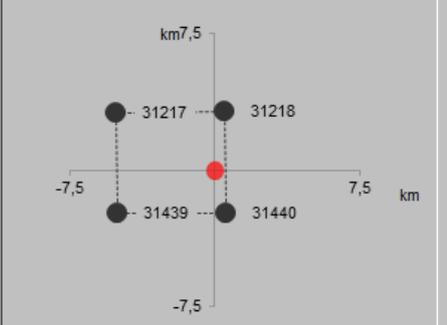
Elaborazioni grafiche

- Grafici spettri di risposta
- Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

- Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

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

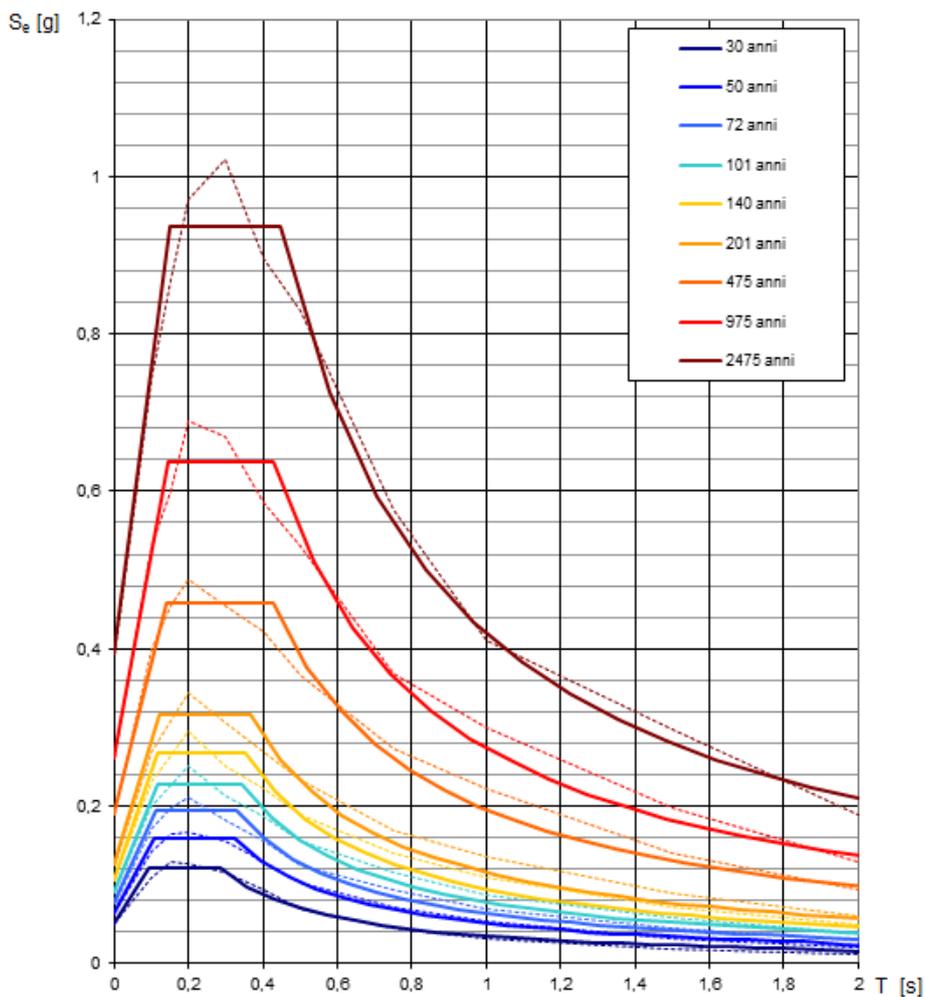
Interpolazione:

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

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
30	0,051	2,393	0,286
50	0,065	2,464	0,324
72	0,076	2,545	0,330
101	0,091	2,504	0,344
140	0,107	2,503	0,355
201	0,125	2,525	0,366
475	0,190	2,417	0,426
975	0,262	2,441	0,429
2475	0,393	2,386	0,447

Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_R di riferimento



NOTA:

Con linea continua si rappresentano gli spettri di Normativa, con linea tratteggiata gli spettri del progetto S1-INGV da cui sono derivati.

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

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

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

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

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

----□---- Strategia per costruzioni ordinarie

.....■..... Strategia scelta

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV**

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **C**

$S_s =$ **1,302**

$C_C =$ **1,386**

Categoria topografica **T1**

$h/H =$ **1,000**

$S_T =$ **1,000**

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

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%) **5**

$\eta =$ **1,000**

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore q_o **1,5**

Regol. in altezza **sì**

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore q **1**

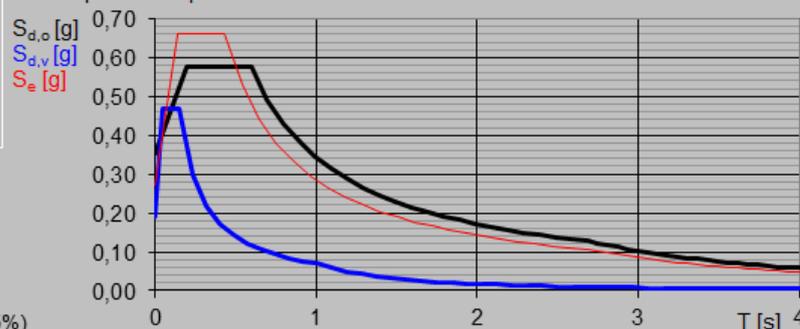
$\eta =$ **1,000**

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

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

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,272 g
F_0	2,436
T_C	0,431 s
S_S	1,302
C_C	1,386
S_T	1,000
q	1,500

Parametri dipendenti

S	1,302
η	0,667
T_B	0,199 s
T_C	0,597 s
T_D	2,688 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

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. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,354
$T_B \leftarrow$	0,199	0,575
$T_C \leftarrow$	0,597	0,575
	0,697	0,493
	0,796	0,432
	0,896	0,384
	0,996	0,345
	1,095	0,314
	1,195	0,288
	1,294	0,266
	1,394	0,247
	1,493	0,230
	1,593	0,216
	1,693	0,203
	1,792	0,192
	1,892	0,182
	1,991	0,173
	2,091	0,164
	2,191	0,157
	2,290	0,150
	2,390	0,144
	2,489	0,138
	2,589	0,133
$T_D \leftarrow$	2,688	0,128
	2,751	0,122
	2,813	0,117
	2,876	0,112
	2,938	0,107
	3,001	0,103
	3,063	0,098
	3,126	0,095
	3,188	0,091
	3,251	0,087
	3,313	0,084
		0,081
	3,438	0,078
	3,500	0,075
	3,563	0,073
	3,625	0,070
	3,688	0,068
	3,750	0,066
	3,813	0,064
	3,875	0,062
	3,938	0,060
	4,000	0,058

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{qv}	0,192 g
S_S	1,000
S_T	1,000
q	1,000
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	1,715
S	1,000
η	1,000

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

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

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,192
$T_B \leftarrow$	0,050	0,467
$T_C \leftarrow$	0,150	0,467
	0,235	0,298
	0,320	0,219
	0,405	0,173
	0,490	0,143
	0,575	0,122
	0,660	0,106
	0,745	0,094
	0,830	0,084
	0,915	0,077
$T_D \leftarrow$	1,000	0,070
	1,094	0,059
	1,188	0,050
	1,281	0,043
	1,375	0,037
	1,469	0,032
	1,563	0,029
	1,656	0,026
	1,750	0,023
	1,844	0,021
	1,938	0,019
	2,031	0,017
	2,125	0,016
	2,219	0,014
	2,313	0,013
	2,406	0,012
	2,500	0,011
	2,594	0,010
	2,688	0,010
	2,781	0,009
	2,875	0,008
	2,969	0,008
	3,063	0,007
	3,156	0,007
	3,250	0,007
	3,344	0,006
	3,438	0,006
	3,531	0,006
	3,625	0,005
	3,719	0,005
	3,813	0,005
	3,906	0,005
	4,000	0,004

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

I valori complessivi delle masse associate ai carichi sismici (permanenti + 0.2 carico ferroviario) sono riportati nella sottostante tabella.

Peso proprio	$p_{1,pp} =$	340,8	kN/m	(vedi pag. 15)
Sovraccarichi permanenti	$P_{1,perm} =$	175,1	kN/m	(vedi pag. 15)
Tmax LM71	=	1236,0	kN/m	(vedi pag. 17)
Tmax SW/2	=	1568,0	kN/m	(vedi pag. 18)
Qtot LM71	=	2204,8	kN/m	(vedi pag. 17)
Qtot SW/2	=	2049,0	kN/m	(vedi pag. 18)

Masse sismiche indirezionale trasversale e verticale per metà dell'impalcato				
		W (kN)	ψ_{02}	m (kN)
$M_{stvp} =$	Peso proprio = $p_{1,pp} \times L_f/2 =$	3.520	1,00	3.520
	Permanenti = $p_{1,perm} \times L_f/2 =$	1.809	1,00	1.809
$M_{stvc} =$	LM71 = $T_{max\ appoggio} \times \alpha =$	1.360	0,20	272
	SW/2 = $T_{max\ appoggio} \times \alpha =$	1.568	0,20	314
$M_{stvt} =$	Massa totale			5.915

Masse sismiche in direzione longitudinale per metà dell'impalcato				
		W (kN)	ψ_{02}	m (kN)
$M_{slp} =$	Peso proprio = $p_{1,pp} \times L_f =$	7.041	1,00	7.041
	Permanenti = $p_{1,perm} \times L_f =$	3.618	1,00	3.618
$M_{slc} =$	LM71 = $Q_{tot} \times \alpha =$	2.425	0,20	485
	SW/2 = $Q_{tot} \times \alpha =$	2.049	0,20	410
$M_{slt} =$	Massa totale			11.554

$M_{stvp} =$ Massa sismica trasversale e verticale permanenti

$M_{stvc} =$ Massa sismica trasversale e verticale convogli

$M_{stvt} =$ Massa sismica trasversale e verticale totale

$M_{slc} =$ Massa sismica longitudinale convogli

$M_{slp} =$ Massa sismica longitudinale permanenti

$M_{slt} =$ Massa sismica longitudinale totale

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO – ORSARA PROGETTO DEFINITIVO</p>					
<p><i>VI01-Ponte sul Torrente Acquara Relazione di Calcolo impalcato</i></p>	<p>COMMESSA IFIW</p>	<p>LOTTO 00</p>	<p>CODIFICA D 29 CL</p>	<p>DOCUMENTO VI 01 00 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 28 di 55</p>

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 spettri di progetto corrispondente al periodo $T = 0$ per la componente orizzontale ed a quella corrispondente al periodo proprio $T = T_o$ per la componente verticale.

Azione sismica orizzontale SLV:

$$k_h = S_e(T=0) = a_g \times S = 0.36 \text{ g}$$

Azione sismica verticale SLV:

$$k_v = S_e(T=T_o) = 0.30 \text{ g con } T_o = 0.222 \text{ s}$$

Essendo gli appoggi conformati per non contrastare la dilazione termica, forniscono diverse condizioni di vincolo alle azioni orizzontali trasversale rispetto a quelle longitudinali.

In particolare l'azione sismica orizzontale longitudinale viene sopportata dalla sola spalla di sinistra, mentre quella orizzontale trasversale viene ripartita fra le due spalle.

I valori delle masse vengono quindi differenziati 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. Come per gli altri carichi agenti sull'impalcato si considera metà dei valori cioè quelli attribuibili ad un solo binario.

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO – ORSARA PROGETTO DEFINITIVO</p>					
<p><i>VI101-Ponte sul Torrente Acquara Relazione di Calcolo impalcato</i></p>	<p>COMMESSA IFIW</p>	<p>LOTTO 00</p>	<p>CODIFICA D 29 CL</p>	<p>DOCUMENTO VI 01 00 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 29 di 55</p>

6.2.11 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 .

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

- 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.

6.2.12 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 $q_{Aid} = 60$ 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 $1,5S$ 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 con la geometria in esame non può pregiudicare la stabilità globale dell'opera.

7 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.

7.1 Sollecitazioni sulla fascia resistente di 4.0m

7.1.1 Momento flettente e taglio

Peso Proprio							
$M_{1,1}$	340,8	x	361	/	8 / 16 x 7 =	6.728,1 kNm	Momento mezzeria
$T_{1,1}$	340,8	x	19	/	2 / 16 x 7 =	1.416,5 kN	Taglio all'appoggio
$R_{1,1,max}$	340,8	x	19	/	2 / 16 x 7 =	1.416,5 kN	Reazione vincolare
Sovraccarichi permanenti							
$M_{1,2}$	175,1	x	361	/	8 / 16 x 7 =	3.456,9 kNm	Momento mezzeria
$T_{1,2}$	175,1	x	19	/	2 / 16 x 7 =	727,8 kN	Taglio all'appoggio
$R_{1,2,max}$	175,1	x	19	/	2 / 16 x 7 =	727,8 kN	Reazione vincolare
Variabili ferroviari							
LM71							
M_2	1,249	x	134	x	361 / 8 =	7.574,9 kNm	Momento mezzeria
T_2	1,249	x	143	x	19 / 2 =	1.698,0 kN	Taglio all'appoggio
$R_{2,max}$	1,249	x	143	x	19 / 2 =	1.698,0 kN	Reazione vincolare
SW/2							
M_2	1,249	x	150,0	x	361 / 8 =	8.454,2 kNm	Momento mezzeria
T_2	1,249	x	150,0	x	19 / 2 =	1.779,8 kN	Taglio all'appoggio
$R_{2,max}$	1,249	x	150,0	x	19 / 2 =	1.779,8 kN	Reazione vincolare
Frenatura							
LM71							
$R_{4,max} = Q_I \times Z_{intr.} / L =$	455	x	2,06	/	19 =	49,3 kN	Taglio all'appoggio
$M_{4,app} = Q_i \times z_G =$	455	x	1,5	=	684,3 kNm	Momento all'appoggio	
$M_{4,mezz} = M_{4,app} / 2 =$	684,3	/	2	=	342,2 kNm	Momento mezzeria	
SW/2							
$R_{4,max} = Q_I \times Z_{intr.} / L =$	423	x	2,06	/	19 =	45,8 kN	Taglio all'appoggio
$M_{4,app} = Q_i \times z_G =$	723	x	1,5	=	1.087,4 kNm	Momento all'appoggio	
$M_{4,mezz} = M_{4,app} / 2 =$	1.087,4	/	2	=	543,7 kNm	Momento mezzeria	
Avviamento							
LM71							
$R_{4,max} = Q_I \times Z_{intr.} / L =$	750,0	x	2,06	/	19 =	81,2 kN	Taglio all'appoggio
$M_{4,app} = Q_i \times z_G =$	750,0	x	1,5	=	1.128,0 kNm	Momento all'appoggio	
$M_{4,mezz} = M_{4,app} / 2 =$	1128,0	/	2	=	564,0 kNm	Momento mezzeria	
SW/2							
$R_{4,max} = Q_I \times Z_{intr.} / L =$	682,0	x	2,06	/	19 =	73,9 kN	Taglio all'appoggio
$M_{4,app} = Q_i \times z_G =$	682,0	x	1,5	=	1.025,7 kNm	Momento all'appoggio	
$M_{4,mezz} = M_{4,app} / 2 =$	1025,7	/	2	=	512,9 kNm	Momento mezzeria	

7.1.2 Coppie torcenti a metro lineare di impalcato

Centrifuga

LM71

$$mt_5 = q_{tk,flutt.} \times z_{c,g} = 6,29 \times 3,304 = 20,8 \text{ kNm/m} \quad \text{effetti flettenti}$$

$$mt_5 = q_{tk,tagl.} \times z_{c,g} = 6,69 \times 3,304 = 22,1 \text{ kNm/m} \quad \text{effetti taglianti}$$

SW/2

$$mt_5 = q_{tk,flutt.} \times z_{c,g} = 6,38 \times 3,304 = 21,1 \text{ kNm/m} \quad \text{effetti flettenti}$$

$$mt_5 = q_{tk,tagl.} \times z_{c,g} = 6,38 \times 3,304 = 21,1 \text{ kNm/m} \quad \text{effetti taglianti}$$

Eccentricità del carico LM71

LM71

$$mt_6 = q_{2,eq,flutt.} \times e = 134 \times 0,08 = 10,7 \text{ kNm/m} \quad \text{effetti flettenti}$$

$$mt_6 = q_{2,eq,tagl.} \times e = 143 \times 0,08 = 11,4 \text{ kNm/m} \quad \text{effetti taglianti}$$

Effetto della sopraelevazione

$$e_s = 180 \times s / 143,5 = 180 \times 0,09 / 143,5 = 0,113 \text{ kNm/m} \quad \text{eccentricità dovuta alla sopraelevazione}$$

LM71

$$mt_7 = q_{2,eq,flutt.} \times e_s = 134 \times 0,113 = 15,1 \text{ kNm/m} \quad \text{effetti flettenti}$$

$$mt_7 = q_{2,eq,tagl.} \times e_s = 143 \times 0,113 = 16,1 \text{ kNm/m} \quad \text{effetti taglianti}$$

SW/2

$$mt_7 = q_{2,eq,flutt.} \times e_s = 150,0 \times 0,113 = 16,9 \text{ kNm/m} \quad \text{effetti flettenti}$$

$$mt_7 = q_{2,eq,tagl.} \times e_s = 150,0 \times 0,113 = 16,9 \text{ kNm/m} \quad \text{effetti taglianti}$$

Vento

Vento su B.A. (senza traffico)

$$mt_8 = F_w / L_i \times z_{FV} = 456,6 / 20,66 \times 3,428 = 75,8 \text{ kNm/m} \quad \text{effetti flett. e tagl.}$$

Vento su treno

$$mt_8 = F_w / L_i \times z_{FV} = 229,0 / 20,66 \times 2,728 = 30,2 \text{ kNm/m} \quad \text{effetti flett. e tagl.}$$

Serpeggio (Azione Laterale)

LM71

$$mt_9 = q_s \times z_s = 110,0 \times 1,594 = 175,3 \text{ kNm/m} \quad \text{effetti flettenti}$$

SW/2

$$mt_9 = q_s \times z_s = 100,0 \times 1,594 = 159,4 \text{ kNm/m} \quad \text{effetti flettenti}$$

7.1.3 Sollecitazioni sulla trave di bordo della fascia

7.1.3.1 Azioni verticali

Peso Proprio					
$M'_{1,1} = M_1/n =$	6728,1 /	7	=	961,2 kNm	Momento mezzeria
$T'_{1,1} = T_1/n =$	1416,5 /	7	=	202,4 kN	Taglio all'appoggio
$R'_{1,1} = R_1/n =$	1416,5 /	7	=	202,4 kN	Reazione vincolare
Sovraccarichi permanenti					
$M'_{1,2} = M_1/n =$	3456,9 /	7	=	493,8 kNm	Momento mezzeria
$T'_{1,2} = T_1/n =$	727,8 /	7	=	104,0 kN	Taglio all'appoggio
$R'_{1,2} = R_1/n =$	727,8 /	7	=	104,0 kN	Reazione vincolare
Variabili ferroviari					
LM71					
$M'_2 = M_2/n =$	7574,9 /	7	=	1.082,1 kNm	Momento mezzeria
$T'_2 = T_2/n =$	1698,0 /	7	=	242,6 kN	Taglio all'appoggio
$R'_2 = R_2/n =$	1698,0 /	7	=	242,6 kN	Reazione vincolare
SW/2					
$M'_2 = M_2/n =$	8454,2 /	7	=	1.207,7 kNm	Momento mezzeria
$T'_2 = T_2/n =$	1779,8 /	7	=	254,3 kN	Taglio all'appoggio
$R'_2 = R_2/n =$	1779,8 /	7	=	254,3 kN	Reazione vincolare
Frenatura					
LM71					
$M'_4 = M_{4,mezz.} / n =$	342,2 /	7	=	48,9 kN	Momento mezzeria
$T'_4 = R_4 / n =$	49,3 /	7	=	7,0 kNm	Taglio all'appoggio
$N'_4 = Q_i / n =$	455,0 /	7	=	65,0 kNm	Sforzo normale
SW/2					
$M'_4 = M_{4,mezz.} / n =$	543,7 x	7	=	77,7 kN	Momento mezzeria
$T'_4 = R_4 / n =$	45,8 x	7	=	6,5 kNm	Taglio all'appoggio
$N'_4 = Q_i / n =$	423,0 /	7	=	60,4 kNm	Sforzo normale
Avviamento					
LM71					
$M'_4 = M_{4,mezz.} / n =$	564,0 /	7	=	80,6 kN	Momento mezzeria
$T'_4 = R_4 / n =$	81,2 /	7	=	11,6 kNm	Taglio all'appoggio
$N'_4 = Q_i / n =$	750,0 /	7	=	107,1 kNm	Sforzo normale
SW/2					
$M'_4 = M_{4,mezz.} / n =$	512,9 x	7	=	73,3 kN	Momento mezzeria
$T'_4 = R_4 / n =$	73,9 x	7	=	10,6 kNm	Taglio all'appoggio
$N'_4 = Q_i / n =$	682,0 /	7	=	97,4 kNm	Sforzo normale

7.1.3.2 Azioni orizzontali

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

$n =$	7	numero travi
$i =$	0,577 m	interasse travi
$d = i \times (n-1)/2 =$	1,731 m	braccio trave di bordo
$B_{rip} =$	4,00 m	larghezza di ripartizioni
$h =$	1,108 m	altezza travi
$J = h \times B_{rip}^3 / 12 =$	5,91 m ⁴	inerzia
$\alpha = d \times i / J =$	0,169 1/m ²	coeff. di attribuzione di carico

$$\Delta p = \alpha \times mt$$

Centrifuga

LM71

$\Delta p_5 = \alpha \times mt_5 =$	0,169 x 20,769	=	3,5 kN/m	effetti flettenti
$\Delta p_5 = \alpha \times mt_5 =$	0,169 x 22,114	=	3,7 kN/m	effetti taglianti
$M_5 = \Delta p_5 \times L_c^2 / 8 =$	3,510 x 436,81 / 8	=	191,7 kNm	momento in mezzeria
$T_5 = \Delta p_5 \times L_c / 2 =$	3,738 x 19 / 2	=	35,5 kN/m	taglio all'appoggio

SW/2

$\Delta p_5 = \alpha \times mt_5 =$	0,169 x 21,07	=	3,6 kNm/m	effetti flettenti
$\Delta p_5 = \alpha \times mt_5 =$	0,169 x 21,07	=	3,6 kNm/m	effetti taglianti
$M_5 = \Delta p_5 \times L_c^2 / 8 =$	3,562 x 361 / 8	=	160,7 kNm	momento in mezzeria
$T_5 = \Delta p_5 \times L_c / 2 =$	3,562 x 19 / 2	=	33,8 kN/m	taglio all'appoggio

Eccentricità del carico LM71

LM71

$\Delta p_6 = \alpha \times m t_6 =$	0,169	x	10,72	=	1,8	kNm/m	effetti flettenti
$\Delta p_6 = \alpha \times m t_6 =$	0,169	x	11,44	=	1,9	kNm/m	effetti taglianti
$M_6 = \Delta p_6 \times L_c^2 / 8 =$	1,812	x	361 /	8	=	81,8	kNm momento in mezzeria
$T_6 = \Delta p_6 \times L_c / 2 =$	1,934	x	19 /	2	=	18,4	kNm/m taglio all'appoggio

Effetto della sopraelevazione

LM71

$\Delta p_7 = \alpha \times m t_7 =$	-0,169	x	15,13	= -	2,6	kNm/m	effetti flettenti
$\Delta p_7 = \alpha \times m t_7 =$	-0,169	x	16,14	= -	2,7	kNm/m	effetti taglianti
$M_7 = \Delta p_7 \times L_c^2 / 8 =$	-2,557	x	361 /	8	= -	115,4	kNm momento in mezzeria
$T_7 = \Delta p_7 \times L_c / 2 =$	-2,729	x	19 /	2	= -	25,9	kNm/m taglio all'appoggio

SW/2

$\Delta p_7 = \alpha \times m t_7 =$	-0,169	x	16,93	= -	2,9	kNm/m	effetti flettenti
$\Delta p_7 = \alpha \times m t_7 =$	-0,169	x	16,93	= -	2,9	kNm/m	effetti taglianti
$M_7 = \Delta p_7 \times L_c^2 / 8 =$	-2,862	x	361 /	8	= -	129,2	kNm momento in mezzeria
$T_7 = \Delta p_7 \times L_c / 2 =$	-2,862	x	19 /	2	= -	27,2	kNm/m taglio all'appoggio

Vento

Vento su B.A. (senza traffico)

$\Delta p_8 = \alpha \times m t_8 =$	0,169	x	75,76	=	12,8	kNm/m	effetti flett. e tagli.
$M_8 = \Delta p_8 \times L_c^2 / 8 =$	12,805	x	361 /	8	=	577,8	kNm momento in mezzeria
$T_8 = \Delta p_8 \times L_c / 2 =$	12,805	x	19 /	2	=	121,7	kNm/m taglio all'appoggio

Vento su treno

$\Delta p_8 = \alpha \times m t_8 =$	0,169	x	30,2	=	5,1	kNm/m	effetti flett. e tagli.
$M_8 = \Delta p_8 \times L_c^2 / 8 =$	5,111	x	361 /	8	=	230,6	kNm momento in mezzeria
$T_8 = \Delta p_8 \times L_c / 2 =$	5,111	x	19 /	2	=	48,6	kNm/m taglio all'appoggio

Serpeggio (Azione Laterale)

LM71

$\Delta p_9 = \alpha \times m t_9 =$	0,169	x	175,3	=	29,6	kNm/m	effetti flett. e tagli.
$M_9 = \Delta p_9 \times L_c / 4 =$	29,636	x	19 /	4	=	140,8	kNm momento in mezzeria
$T_9 = \Delta p_9 =$	29,636				=	29,6	kNm/m taglio all'appoggio

SW/2

$\Delta p_9 = \alpha \times m t_9 =$	0,169	x	159,4	=	26,9	kNm/m	effetti flett. e tagli.
$M_9 = \Delta p_9 \times L_c / 4 =$	26,942	x	19 /	4	=	128,0	kNm momento in mezzeria
$T_9 = \Delta p_9 =$	26,942				=	26,9	kNm/m taglio all'appoggio

7.1.4 Riepilogo delle sollecitazioni sulla trave di bordo

Le sollecitazioni di pressoflessione e taglio agenti nella trave maggiormente sollecitata sono riportate nella sottostante tabelle 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 sviluppato su metà dell'impalcato	Sollecitazioni caratteristiche		
	M _{mezz.}	T _{app.}	N
Azione	kNm	kN	kN
Peso proprio	961,16	202,35	0,00
Sovraccarichi permanenti	493,84	103,97	0,00
LM71 dinamizzato	1082,13	242,56	0,00
Eccentricità del carico	81,76	18,37	0,00
Effetto della sopraelevazione	-115,38	-25,92	0,00
Frenatura/Avviamento	80,57	11,61	107,14
Centrifuga	191,67	35,51	0,00
Serpeggio (azione laterale)	140,77	29,64	0,00
Vento	230,65	48,56	0,00

Caso di carico 2 - SW/2 sviluppato su metà dell'impalcato	Sollecitazioni caratteristiche		
	M _{mezz.}	T _{app.}	N
Azione	kNm	kN	kN
Peso proprio	961,16	202,35	0,00
Sovraccarichi permanenti	493,84	103,97	0,00
SW/2 dinamizzato	1207,74	254,26	0,00
Eccentricità del carico	0,00	0,00	0,00
Effetto della sopraelevazione	-129,15	-27,19	0,00
Frenatura/Avviamento	77,67	6,55	60,43
Centrifuga	160,72	33,84	0,00
Serpeggio (azione laterale)	127,97	26,94	0,00
Vento	230,65	48,56	0,00

Caso di carico 3 - Scarico sviluppato su metà dell'impalcato	Sollecitazioni caratteristiche		
	M _{mezz.}	T _{app.}	N
Azione	kNm	kN	kN
Peso proprio	961,16	202,35	0,00
Sovraccarichi permanenti	493,84	103,97	0,00
Treno dinamizzato	0,00	0,00	0,00
Eccentricità del carico	0,00	0,00	0,00
Effetto della sopraelevazione	0,00	0,00	0,00
Frenatura/Avviamento	0,00	0,00	0,00
Centrifuga	0,00	0,00	0,00
Serpeggio (azione laterale)	0,00	0,00	0,00
Vento	577,85	121,65	0,00

8 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_{ki} 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

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 4.0m.

Le sollecitazioni di calcolo risultanti sono riportate di seguito.

Caso di carico 1 - LM71 sviluppato su metà dell'impalcato	Sollecitazioni caratteristiche			Coefficienti di combinazione				Sollecitazioni di calcolo		
	$M_{mezz.}$	$T_{app.}$	N	γ	γ_{G1}	ψ_{0i}	$\gamma \times \gamma_{G1} \times \psi_{01}$	$M_{mezz.}$	$T_{app.}$	N
Azione	kNm	kN	kN					kNm	kN	kN
Peso proprio	961,16	202,35	0,00	1,35			1,35	1297,57	273,17	0,00
Sovraccarichi permanenti	493,84	103,97	0,00	1,5			1,5	740,76	155,95	0,00
LM71 dinamizzato	1082,13	242,56	0,00	1,45	1		1,45	1569,09	351,72	0,00
Eccentricità del carico	81,76	18,37	0,00	1,45	1		1,45	118,55	26,63	0,00
Effetto della sopraelevazione	-115,38	-25,92	0,00	1,45	1		1,45	-167,30	-37,59	0,00
Frenatura/Avviamento	80,57	11,61	107,14	1,45	0,5		0,725	58,41	8,41	77,68
Centrifuga	191,67	35,51	0,00	1,45	1		1,45	277,92	51,49	0,00
Serpeggio (azione laterale)	140,77	29,64	0,00	1,45	1		1,45	204,12	42,97	0,00
Vento	230,65	48,56	0,00	1,5		0,6	0,9	207,58	43,70	0,00
								4306,71	916,46	77,68

Caso di carico 2 - SW/2 sviluppato su metà dell'impalcato	Sollecitazioni caratteristiche			Coefficienti di combinazione				Sollecitazioni di calcolo		
	M _{mezz.}	T _{app.}	N	γ	γ_{Gr1}	ψ_{0i}	$\gamma \times \gamma_{Gr1} \times \psi_{01}$	M _{mezz.}	T _{app.}	N
Azione	kNm	kN	kN					kNm	kN	kN
Peso proprio	961,16	202,35	0,00	1,35			1,35	1297,57	273,17	0,00
Sovraccarichi permanenti	493,84	103,97	0,00	1,5			1,5	740,76	155,95	0,00
SW/2 dinamizzato	1207,74	254,26	0,00	1,45	1		1,45	1751,22	368,68	0,00
Eccentricità del carico	0,00	0,00	0,00	1,45	1		1,45	0,00	0,00	0,00
Effetto della sopraelevazione	-129,15	-27,19	0,00	1,45	1		1,45	-187,27	-39,43	0,00
Frenatura/Avviamento	77,67	6,55	60,43	1,45	0,5		0,725	56,31	4,75	43,81
Centrifuga	160,72	33,84	0,00	1,45	1		1,45	233,05	49,06	0,00
Serpeggio (azione laterale)	127,97	26,94	0,00	1,45	1		1,45	185,56	39,07	0,00
Vento	230,65	48,56	0,00	1,5		0,6	0,9	207,58	43,70	0,00
								4284,77	894,95	43,81

Caso di carico 3 - Scarico sviluppato su metà dell'impalcato	Sollecitazioni caratteristiche			Coefficienti di combinazione				Sollecitazioni di calcolo		
	M _{mezz.}	T _{app.}	N	γ	γ_{Gr1}	ψ_{0i}	$\gamma \times \gamma_{Gr1} \times \psi_{01}$	M _{mezz.}	T _{app.}	N
Azione	kNm	kN	kN					kNm	kN	kN
Peso proprio	961,16	202,35	0,00	1,35			1,35	1297,57	273,17	0,00
Sovraccarichi permanenti	493,84	103,97	0,00	1,5			1,5	740,76	155,95	0,00
Treno dinamizzato	0,00	0,00	0,00	1,45	1		1,45	0,00	0,00	0,00
Eccentricità del carico	0,00	0,00	0,00	1,45	1		1,45	0,00	0,00	0,00
Effetto della sopraelevazione	0,00	0,00	0,00	1,45	1		1,45	0,00	0,00	0,00
Frenatura/Avviamento	0,00	0,00	0,00	1,45	0,5		0,725	0,00	0,00	0,00
Centrifuga	0,00	0,00	0,00	1,45	1		1,45	0,00	0,00	0,00
Serpeggio (azione laterale)	0,00	0,00	0,00	1,45	1		1,45	0,00	0,00	0,00
Vento	577,85	121,65	0,00	1,5		1	1,5	866,77	182,48	0,00
								2905,09	611,60	0,00

8.1 Riepilogo delle sollecitazioni di verifica sulla trave di bordo

Verifica a presso flessione sezione in mezzzeria

M_{mezz} = 4307 kN-m

N_{mezz} = 78 kN

Verifica a taglio sezione in appoggio

T_{app} = 916 kN

8.2 Verifiche del profilo

profilo **HLM 1100**

A=	55.120,00	mm ²	area
W =	2,03E+07	mm ³	modulo di res. el.
S =	1,15E+07	mm ³	momento statico per H/2
J =	1,13E+10	mm ⁴	momento d'inerzia
t _w =	22	mm	spessore anima

Acciaio **S355J2**

f _{yk} =	355	Mpa	tensione caratteristica di snervamento
g _{M0} =	1,05		coefficiente parziale di sicurezza SLU
f _{yd} =	338	Mpa	tensione di snervamento progetto
s = N/A + M/W	2,14E+02	Mpa	tensione di compressione massima
t = T x S / (J x t _w) =	4,24E+01	Mpa	tensione tangenziale massima
s/f _{yd} =	0,63	<1	coefficiente di sicurezza a pressoflessione
t/(f _{yd} /3 ^{1/2}) =	0,22	<1	coefficiente di sicurezza a taglio

9 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:

inflexione 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

φ3. Per l'inflexione 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 la fascia di impalcato reagente ha una larghezza $b = 4.0m$.

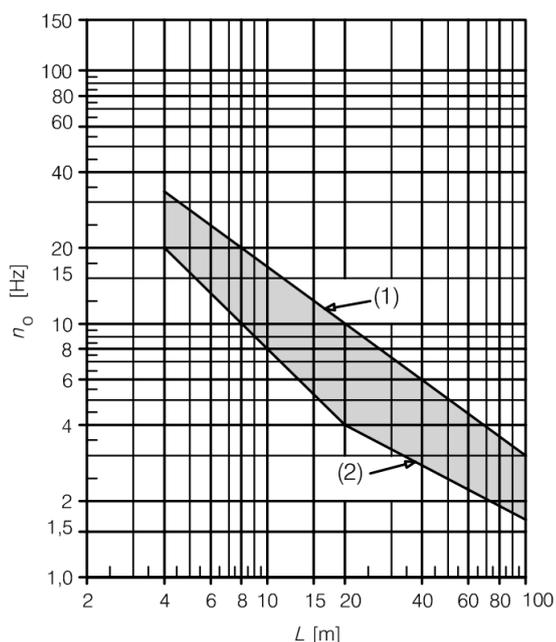
Le caratteristiche della sezione reagente omogeneizzata in cls sono di seguito riportate:

9.1 Valutazione rigidezza dell'impalcato

$B_{rip} =$	4,00	m	larghezza di ripartizione
$H_{travi} =$	1,108	m	altezza travi acciaio
$H_{tot} =$	1,278	m	altezza totale impalcato
$H_{tot,cls} =$	1,238	m	altezza totale cls
$n_{travi,B,rip} =$	7		numero travi nella zona di ripartizione
$y_{G,travi} =$	0,554	m	quota baricentro travi
$y_{G,cls} =$	0,659	m	quota baricentro cls
$n =$	6		coeff. di omogeneizzazione
$A_{trave} =$	0,055	m ²	Area trave in acciaio
$A_{travi} =$	0,386	m ²	Area travi
$A_{cls,lorda} =$	4,952	m ²	Area lorda cls
$A_{cls,netta} =$	4,566	m ²	Area netta cls
$J_{trave} =$	0,011	m ⁴	momento d'inerzia trave
$J_{travi} =$	0,079	m ⁴	momento d'inerzia travi rispetto a $y_{G,travi}$
$J_{cls} =$	0,632	m ⁴	momento d'inerzia cls rispetto a $y_{G,cls}$
$A'_{soletta} =$	6,881	m ²	area soletta omogeneizzata a cls
$y_{G,soletta} =$	0,651	m	quota baricentro soletta omogeneizzata
$J'_{soletta} =$	1,129	m ⁴	inerzia soletta omogeneizzata a cls
$E_{cm} =$	3,28E+04	Mpa	modulo elastico di progetto

9.2 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. 1.4.2.4-2 Limiti della frequenza naturale del ponte n_0 (Hz) in funzione di L (m) della *Specificazione per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari*.



(1) Limite superiore della frequenza naturale

(2) Limite inferiore della frequenza naturale

$p_{1,pp} =$	340,8	kN/m	peso proprio (intero impalcato)
$p_{1,perm} =$	175,1	kN/m	carichi permanenti (intero impalcato)
$p_1 =$	515,9	kN/m	totale pp+perm (intero impalcato)
$n_{travi,B,rip.} =$	7		numero travi nella zona di ripartizione
$n_{travi} =$	16		numero totale travi
$p'_1 =$	225,72	kN/m	totale pp+perm (su B_{rip})
$L_c =$	19	m	luce impalcato (asse appoggi)
$\delta_0 = 5/384 \times p \times L_c^4/EJ' =$	10,33	mm	freccia massima
$n_0 = 17,75/(\delta_0)^{0,5} =$	5,52	Hz	stima prima frequenza flessionale
$n_{0,inf} =$	4,21	Hz	frequenza limite inferiore per $L=L_c$
$n_{0,sup} =$	10,47	Hz	frequenza limite superiore per $L=L_c$
test	OK		$n_{0,inf} < n_0 < n_{0,sup}$

9.3 Freccia sotto i carichi accidentali dinamizzati LM71

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

$p_{2,eq,flett.} =$	134,40	kN/m	carico flettente LM71
$\phi_3 =$	1,249		coeff. dinamico
$p'_{2,eq,flett.} = \phi_3 \times p_{2,eq,flett.} =$	167,92	kN/m	
$\delta_0 = 5/384 \times p \times L_c^4/EJ' =$	7,69	mm	freccia in mezzeria
$\delta_{LIM} = L_c'/1000 =$	19,00	mm	freccia limite
$\delta_0 / \delta_{LIM} =$	OK	0,40	< 1

9.4 Rotazione agli appoggi

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

$\theta_{LM71} = 1/24 \times p \times L_c^3/EJ' =$	0,0013	rad	rotazione per LM71 dinamizzato
$\Delta T =$	10,00	°C	var. termica lin. nello spessore
$\alpha =$	1,20E-05		coeff. dilatazione termica dell'acciaio
$H_{tot} =$	1,278	m	altezza totale impalcato
$\theta_{\Delta T} = (\alpha \times \Delta T/h) \times L_c/2 =$	0,0009	rad	rotazione per ΔT
$\theta_{tot} = \theta_{LM71} + \theta_{DT} =$	0,0022	rad	rotazione totale
$H =$	1403	mm	altezza del piano di regolamento del ballast rispetto al centro di rotazione degli apparecchi di appoggio
$\theta_{LIM} = 8/h =$	0,0057	rad	rotazione limite
$\theta_{tot} / \theta_{LIM} =$	OK	0,38	< 1

9.5 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 $b \times h$ e momento d'inerzia J .

Valutazione effetto delle Azioni orizzontali

Centrifuga

$$\Delta p_5 = \alpha \times m t_5 = 0,9544 \times 20,77 = 19,82 \text{ kN/m} \quad \text{effetto flettente}$$

Eccentricità del carico LM71

$$\Delta p_6 = \alpha \times \phi_3 \times m t_6 = 0,9544 \times 1,25 \times 10,72 = 12,78 \text{ kN/m} \quad \text{effetto flettente}$$

Effetto della sopraelevazione

$$\Delta p_7 = \alpha \times m t_7 = -0,9544 \times 15,13 = -14,44 \text{ kN/m} \quad \text{effetto flettente}$$

Vento su treno

$$\Delta p_8 = \alpha \times m t_8 = 0,9544 \times 30,24 = 28,86 \text{ kN/m} \quad \text{effetto flett. e tagli.}$$

Serpeggio (azione Laterale)

$$\Delta p_9 = \alpha/L \times m t_9 = 0,9544 / 19,00 \times 175,34 = 8,81 \text{ kN/m} \quad \text{effetto flett. e tagli.}$$

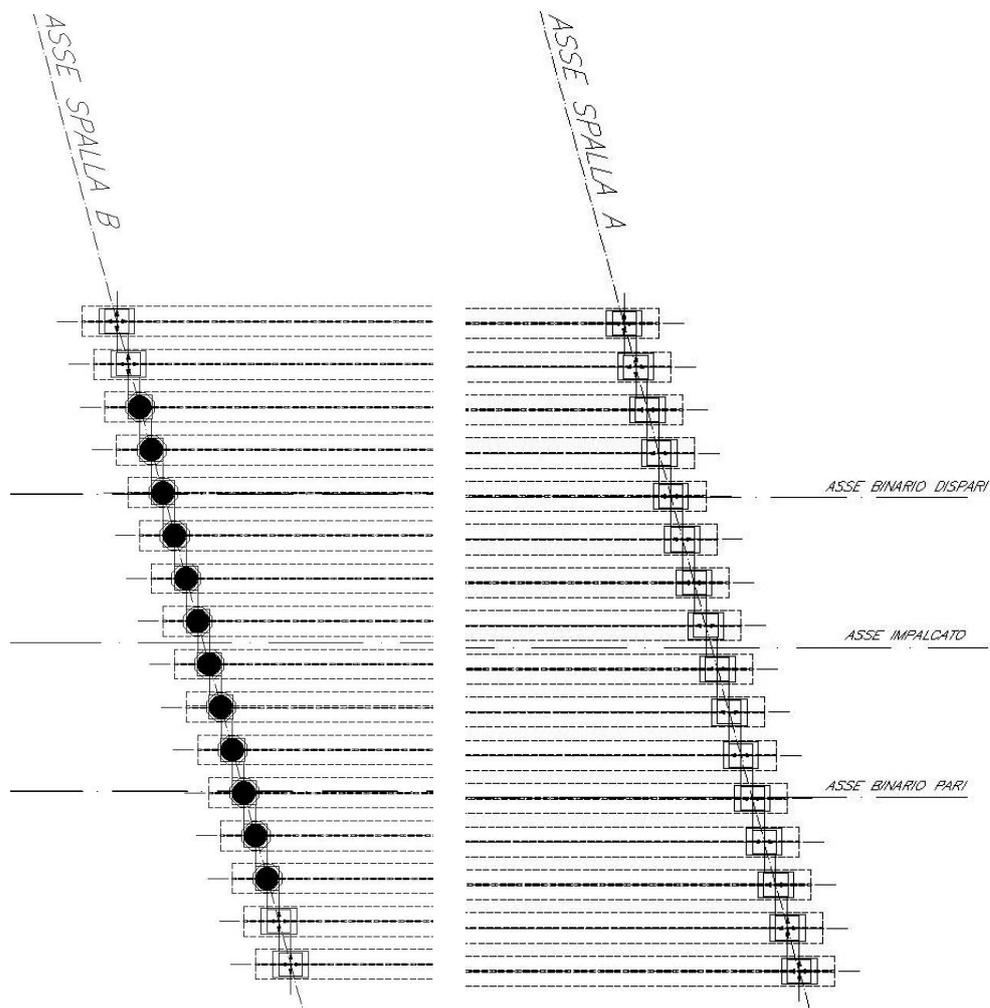
$$\Delta p_{tot} = 55,84 \text{ kN/m}$$

$a =$	3,00	m	distanza punto di controllo dall'appoggio
$b =$	17,9	m	distanza punto di controllo dall'appoggio opposto
$L =$	19,0	m	luce impalcato (asse appoggi)
$\beta = a \times b/L^2(1+a \times b/L^2) =$	0,171		coeff. per la valutazione dell'abbassamento della trave di bordo
$J = J'_{soletta} / n_{travi, Brip.} =$	0,161	m ⁴	inerzia della trave di bordo (incluso cls)
$\delta_0 = 1/24 \times (\Delta p_{tot} \times L_c^4/EJ) \times \beta =$	9,78	mm	freccia massima per Dp_{tot}
$t = 2 \times \delta_0 =$	19,56	mm	sghembo massimo
$t_{lim} =$	3,00	mm	sghembo limite secondo punto 1.8.3.2.2.2 delle Specifiche
$t / t_{lim} =$	OK	6,522	< 1

10 AZIONI SUGLI APPOGGI

Al disotto delle travi disposte nella fascia centrale dell'impalcato si dispongono appoggi fissi su una spalla 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.



-  Appoggio multidirezionale
-  Appoggio unidirezionale
-  Appoggio fisso

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 ricavate dalla relazione di calcolo dell'impalcato relativa al documento di cui al **Errore**. L'origine riferimento non è stata trovata.

Tab. 5.2.IV -Valutazione dei carichi da traffico

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

Azioni da traffico e gruppi di carico

Carico						gruppo 1					gruppo 3				
	R _z kN	R _{long} kN	R _{trasv} kN	e _{vert.} m	e _{oriz.} m	coeff	R _z kN	R _{long} kN	R _{trasv} kN	M _{trasv} kNm	coeff	R _z kN	R _{long} kN	R _{trasv} kN	M _{trasv} kNm
LM71															
dinamizzato	1698,1	0,0	0,0	0,0	2,0	1,0	1698,1	0,0	0,0	3396,3	1,0	1698,1	0,0	0,0	3396,3
Frenatura	0,0	455,0	0,0	2,1	2,0	0,5	22,4	227,5	0,0	44,8	1,0	0,0	455,0	0,0	0,0
Avviamento	0,0	750,0	0,0	2,1	2,0	0,5	36,9	375,0	0,0	73,8	1,0	0,0	750,0	0,0	0,0
Centrifuga	0,0	0,0	175,3	3,9	0,0	1,0	0,0	0,0	175,3	676,5	0,5	0,0	0,0	87,7	338,2
Serpeggio	0,0	0,0	110,0	2,1	0,0	1,0	0,0	0,0	110,0	236,3	0,5	0,0	0,0	55,0	118,1

	R _z kN	R _{long} kN	R _{trasv} kN	M _{trasv} kNm
gr ₁ _{LM71,avviam}	1735,0	375,0	285,3	4382,8
gr ₁ _{LM71,fren}	1720,5	227,5	285,3	4353,8
(M-)gr ₁ _{LM71,avviam}	1735,0	375,0	285,3	-2409,7
(M-)gr ₁ _{LM71,fren}	1720,5	227,5	285,3	-2438,8

	R _z kN	R _{long} kN	R _{trasv} kN	M _{trasv} kNm
gr ₃ _{LM71,avviam}	1698,1	750,0	142,7	3852,7
gr ₃ _{LM71,fren}	1698,1	455,0	142,7	3852,7
(M-)gr ₃ _{LM71,avviam}	1698,1	750,0	142,7	-2939,9
(M-)gr ₃ _{LM71,fren}	1698,1	455,0	142,7	-2939,9

Carico						gruppo 1					gruppo 3				
	R _z kN	R _{long} kN	R _{trasv} kN	e _{vert.} m	e _{oriz.} m	coeff	R _z kN	R _{long} kN	R _{trasv} kN	M _{trasv} kNm	coeff	R _z kN	R _{long} kN	R _{trasv} kN	M _{trasv} kNm
SW/2															
dinamizzato	1958,4	0,0	0,0	0,0	2,0	1,0	1958,4	0,0	0,0	3916,9	1,0	1958,4	0,0	0,0	3916,9
Frenatura	0,0	423,0	0,0	2,1	2,0	0,5	20,8	211,5	0,0	41,6	1,0	0,0	423,0	0,0	0,0
Avviamento	0,0	682,0	0,0	2,1	2,0	0,5	33,6	341,0	0,0	67,1	1,0	0,0	682,0	0,0	0,0
Centrifuga	0,0	0,0	89,0	3,9	0,0	1,0	0,0	0,0	89,0	343,4	0,5	0,0	0,0	44,5	171,7
Serpeggio	0,0	0,0	100,0	2,1	0,0	1,0	0,0	0,0	100,0	214,8	0,5	0,0	0,0	50,0	107,4

	R _z kN	R _{long} kN	R _{trasv} kN	M _{trasv} kNm
gr ₁ _{SW/2,avviam}	1992,0	341,0	189,0	4542,1
gr ₁ _{SW/2,fren}	1979,2	211,5	189,0	4516,7
(M-)gr ₁ _{SW/2,avviam}	1992,0	341,0	189,0	-3291,6
(M-)gr ₁ _{SW/2,fren}	1979,2	211,5	189,0	-3317,1

	R _z kN	R _{long} kN	R _{trasv} kN	M _{trasv} kNm
gr ₃ _{SW/2,avviam}	1958,4	682,0	94,5	4195,9
gr ₃ _{SW/2,fren}	1958,4	423,0	94,5	4195,9
(M-)gr ₃ _{SW/2,avviam}	1958,4	682,0	94,5	-3637,8
(M-)gr ₃ _{SW/2,fren}	1958,4	423,0	94,5	-3637,8

Azioni statiche e sismiche per metà dell'impalcato

Massa sismica trasversale e verticale permanenti	$M_{s\,tvp} =$	5329,5 kN	(vedi pag. 31)
Massa sismica trasversale e verticale convogli	$M_{s\,tvc} =$	585,5 kN	(vedi pag. 31)
Massa sismica trasversale e verticale totale	$M_{s\,tvt} =$	5915,0 kN	(vedi pag. 31)
Massa sismica longitudinale permanenti	$M_{s\,l\,p} =$	10659,0 kN	(vedi pag. 31)
Massa sismica longitudinale convogli	$M_{s\,l\,c} =$	894,9 kN	(vedi pag. 31)
Massa sismica longitudinale totale	$M_{s\,l\,t} =$	11553,9 kN	(vedi pag. 31)
Accelerazione sismica orizzontale	$k_h =$	0,360 g	(vedi pag. 32)
Accelerazione sismica verticale	$k_v =$	0,300 g	(vedi pag. 32)
Azione sismica in direzione z	$E_z =$	1774,5 kN	
Azione sismica in direzione x	$E_x =$	4159,4 kN	
Azione sismica in direzione y	$E_y =$	2129,4 kN	
Altezza applicazione dei carichi dei convogli	$e_{vert.LM71-SW/2} =$	3,304 m	
Altezza applicazione dei carichi permanenti	$e_{vert.PP + Perm} =$	1,278 m	
Momento torcente	$M_x =$	3148,4 kNm	
Coeff. d'attrito appoggi unidirezionali/mobili	$\mu =$	4%	

Carico per metà dell'impalcato	R_z	R_{long}	R_{trasv}
	kN	kN	kN
Peso Proprio	3520,3	0,0	0,0
Permanenti non strutturali (incluso ballast)	1809,2	0,0	0,0
Vento	0,0	0,0	114,5
Resistenza passiva dei vincoli (μ x Permanenti)	0,0	213,2	0,0
Sismica Long. $(1,0 \times E_x + 0,3 \times E_y + 0,3 \times E_z) = S_l$	532,4	4159,4	638,8
Sismica Trasv. $(0,3 \times E_x + 1,0 \times E_y + 0,3 \times E_z) = S_t$	532,4	1247,8	2129,4
Sismica Vert. $(0,3 \times E_x + 0,3 \times E_y + 1,0 \times E_z) = S_v$	1774,5	1247,8	638,8

$M_{trasv.}$
kNm
0,0
0,0
312,4
0,0
944,5
3148,4
944,5

		Coefficienti di combinazione												
		SLU							SLV					
		Comb 1	Comb 2	Comb 3	Comb 4	Comb 5	Comb 6	Comb 7	Comb 8	Comb 9	Comb 10	Comb 11	Comb 12	Comb 13
AZIONI DELL'IMPALCATO SUGLI APOGGI	Peso Proprio	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1	1	1	1	1	1
	Permanenti n.s. (incluso ballast)	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1	1	1	1	1	1
	Vento	1,5	1,5	1,5	0,9	0,9	0,9	0,9	0	0	0	0	0	0
	Resistenza passiva dei vincoli	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1	1	1	1	1	1
	Sismica Long. (1,0 x E _x + 0,3 x E _y + 0,3 x E _z)	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0
	Sismica Trav. (0,3 x E _x + 1,0 x E _y + 0,3 x E _z)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0
	Sismica Vert. (0,3 x E _x + 0,3 x E _y + 1,0 x E _z)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1
	gr1 _{LM71,awiam}	1,16	1,16	0	1,45	1,45	0	0	0	0	0,2	0	0,2	0
	gr1 _{LM71,fren}	0	0	1,16	0	0	1,45	0	0	0	0	0	0	0
	gr3 _{LM71,awiam}	0	0	0	0	0	0	1,45	0,2	0,2	0	0	0	0
	gr3 _{LM71,fren}	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	gr1 _{SW/2,awiam}	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,2	0	0,2
	gr1 _{SW/2,fren}	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	gr3 _{SW/2,awiam}	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	gr3 _{SW/2,fren}	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	(M-)gr1 _{LM71,awiam}	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	(M-)gr1 _{LM71,fren}	1,16	0	0	1,45	0	0	0	0	0	0,2	0	0,2	0
	(M-)gr3 _{LM71,awiam}	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	(M-)gr3 _{LM71,fren}	0	0	0	0	0	0	0	0,2	0	0	0	0	0
	(M-)gr1 _{SW/2,awiam}	0	0	1,16	0	0	1,45	0	0	0	0	0	0	0
	(M-)gr1 _{SW/2,fren}	0	1,16	0	0	1,45	0	0	0	0	0	0,2	0	0,2
	(M-)gr3 _{SW/2,awiam}	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	(M-)gr3 _{SW/2,fren}	0	0	0	0	0	0	1,45	0	0,2	0	0	0	0

		SLU							SLV					
		Comb 1	Comb 2	Comb 3	Comb 4	Comb 5	Comb 6	Comb 7	Comb 8	Comb 9	Comb 10	Comb 11	Comb 12	Comb 13
R _z	kN	11.476	11.776	11.774	12.478	12.854	12.851	12.770	6.541	6.593	6.553	6.656	7.795	7.898
R _{long}	kN	1.019	1.000	979	1.193	11	1.144	2.021	4.464	4.607	1.581	1.571	1.581	1.571
R _{trasv}	kN	834	722	722	931	791	791	447	696	686	2.244	2.205	753	714
M _{trasv}	kNm	2.724	1.705	1.701	3.100	1.826	1.821	592	1.127	987	3.537	3.393	1.333	1.190

Geometria degli appoggi lato appoggi fissi

n° app. fissi = 12
n° app. uni = 0
n° app. multi = 4
n° app. tot = 16

n° app. fissi trasv. = 6 numero di appoggi fissi considerati per R_{trasv}

Appoggio	$e_{\text{trasv.}}$ m	Tipo	$e_{\text{trasv.}}^2$
1	-4,32	M	18,66
2	-3,751	M	14,07
3	-3,174	F	10,07
4	-2,597	F	6,74
5	-2,02	F	4,08
6	-1,443	F	2,08
7	-0,866	F	0,75
8	-0,289	F	0,08
9	0,289	F	0,08
10	0,866	F	0,75
11	1,443	F	2,08
12	2,02	F	4,08
13	2,597	F	6,74
14	3,174	F	10,07
15	3,751	M	14,07
16	4,328	M	18,73

$$\Sigma e_{\text{trasv.}}^2 = 113,16$$

Geometria degli appoggi lato appoggi unidirezionali

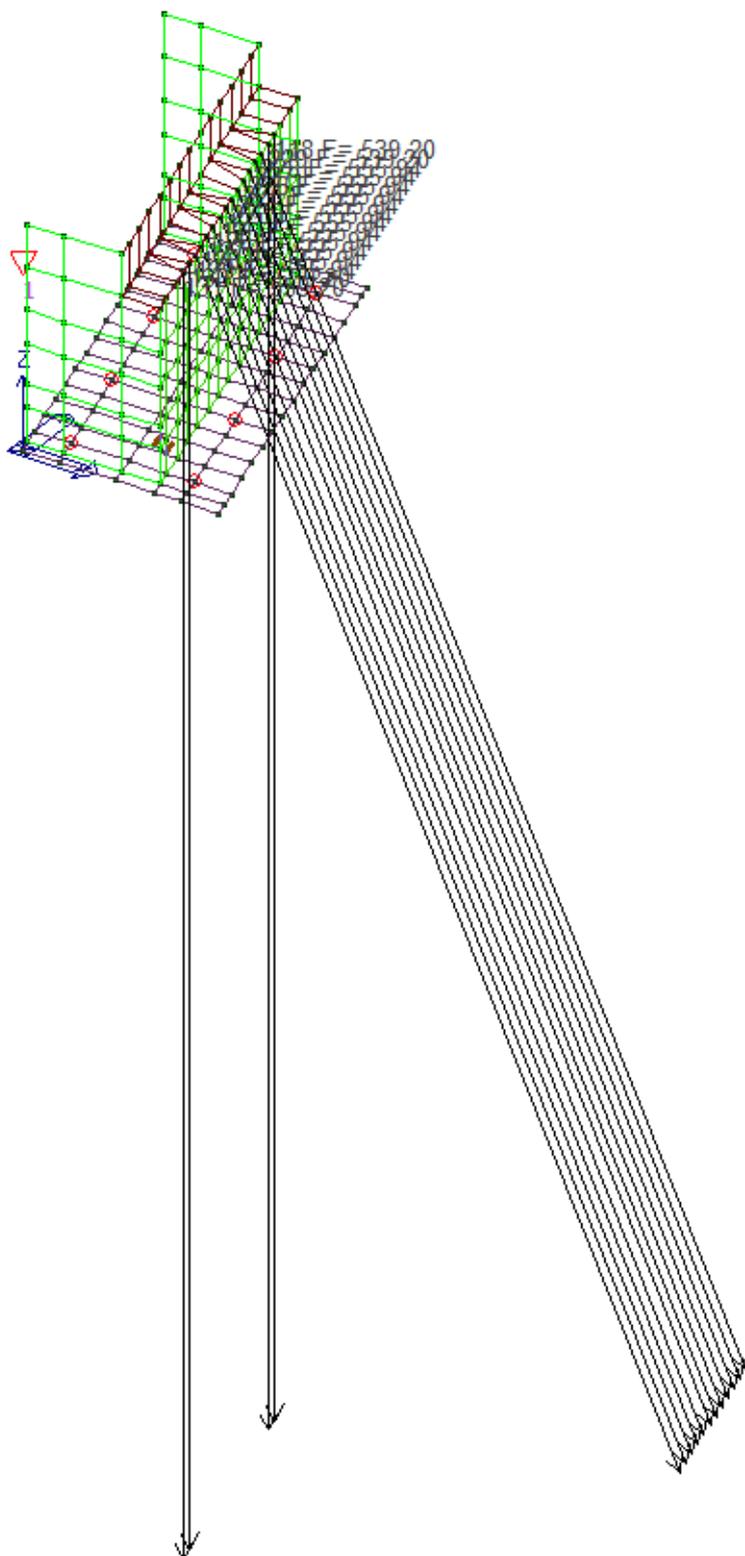
n° app. fissi = 0
n° app. uni = 12
n° app. multi = 4
n° app. tot = 16

n° app. uni trasv. = 6 numero di appoggi fissi considerati per R_{trasv}

Appoggio	$e_{\text{trasv.}}$ m	Tipo	$e_{\text{trasv.}}^2$
1	-4,32	M	18,66
2	-3,751	M	14,07
3	-3,174	U	10,07
4	-2,597	U	6,74
5	-2,02	U	4,08
6	-1,443	U	2,08
7	-0,866	U	0,75
8	-0,289	U	0,08
9	0,289	U	0,08
10	0,866	U	0,75
11	1,443	U	2,08
12	2,02	U	4,08
13	2,597	U	6,74
14	3,174	U	10,07
15	3,751	M	14,07
16	4,328	M	18,73

$$\Sigma e_{\text{trasv.}}^2 = 113,16$$

L'immagine che segue rappresenta le azioni che l'impalcato (COMB 13) scarica sulla spalla tramite gli appoggi.



11 VERIFICA DELLO SBALZO TRASVERALE

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.

Geometria

L =	2,13 m	luce dello sbalzo
s =	0,4 m	spessore della soletta (sezione di incastro)
b _{marc.} =	1,31 m	larghezza marciapiedi
b _{cord.} =	0,82 m	larghezza cordolo di estremità
h _{cord.} =	0,14 m	altezza cordolo di estremità

Analisi dei carichi

	S	ρ	V _z	e	M	γ	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
	(m ²)	(kN/m ³)	kN/m	m	kNm/m				
Peso proprio e permanente	0,85 x	25,00 =	21,3	1,07	22,8	1,35	-	-	-
Cordolo	0,11 x	25,00 =	2,87	1,72	4,9	1,35	-	-	-
Canaletta	1,00 x	0,00 =	0	0,00	0,0	1,5	-	-	-
Veletta	1,00 x	1,50 =	1,5	2,13	3,2	1,5	-	-	-
Barriera A.R.	4,00 x	4,00 =	16	1,72	27,5	1,5	-	-	-

	S	ρ	V _z	e	M	γ	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
	(m ²)	(kN/m ³)	kN/m	m	kNm/m				
Carico marciapiedi	10,00 x	1,31 =	13,1	0,66	8,6	1,5	0,8	0,8	0

	S	ρ	V _z	e	M	γ	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
	(m ²)	(kN/m ²)	kN/m	m	kNm/m				
Vento	2,04 x	5,40 =	11,02	3,04	33,5	1,5	0,6	0,5	0
Sovrappresione	0,22 x	5,40 =	1,188	3,04	3,6	1,5	0,8	0,5	0

11.1 Combinazioni di carico

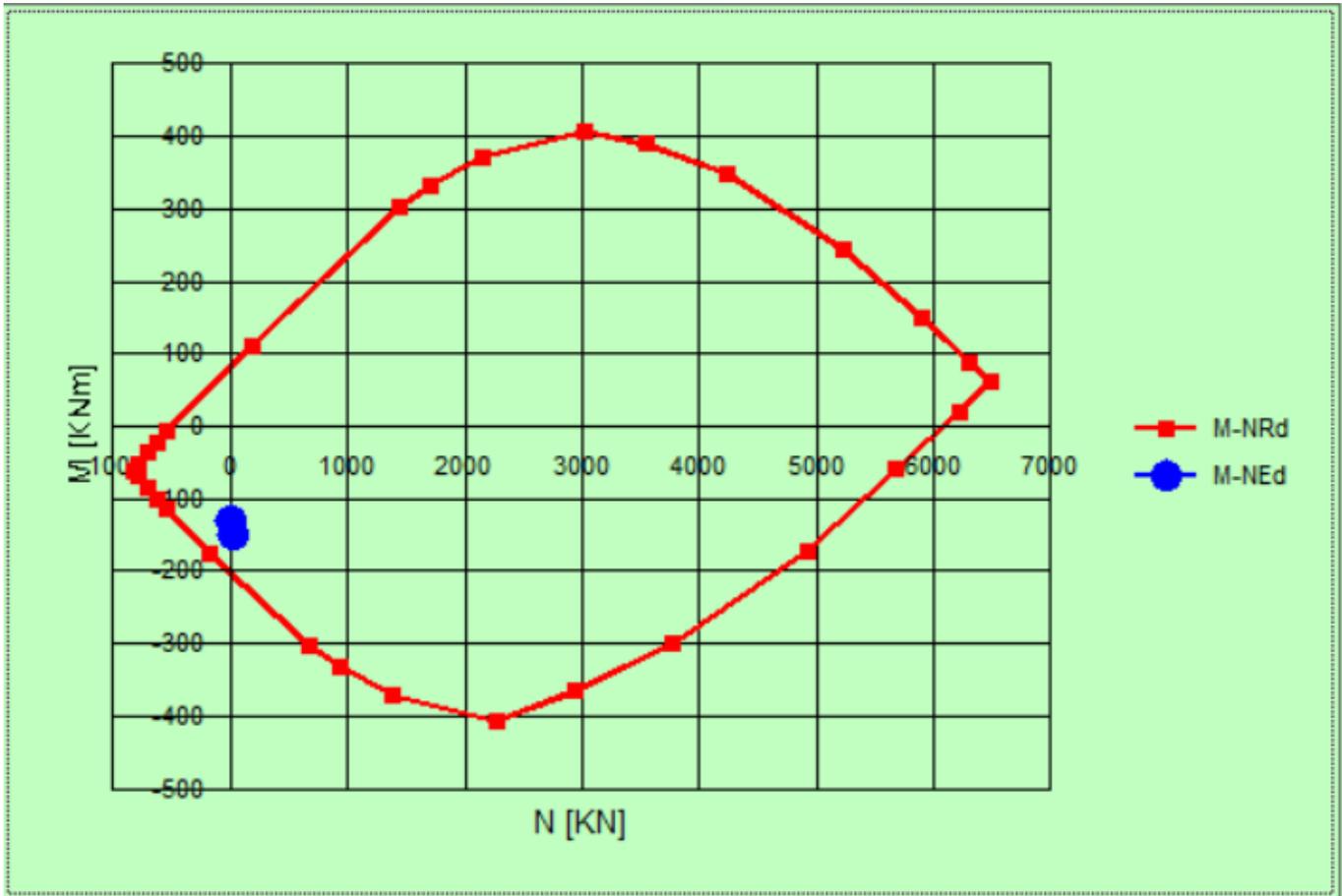
	Comb. 1	Comb. 2	Comb. 3	Comb. 4	Comb. 5	Comb. 6	Comb. 7	Comb. 8
Peso proprio	1,35	1,35	1	1	1	1	1	1
Cordolo	1,35	1,35	1	1	1	1	1	1
Canaletta	1,5	1,5	1	1	1	1	1	1
Veletta	1,5	1,5	1	1	1	1	1	1
Barriera A.R.	1,5	1,5	1	1	1	1	1	1
Carico marciapiedi	1,5	1,2	1	0,8	0,8	0	0	0
Vento	0,9	1,5	0,6	1	0	0,5	0	0
Sovrappresione	1,2	1,5	0,8	1	0	0,5	0	0

Sollecitazioni risultanti

		SLU		RARA		FREQUENTE		Q. PERMANENTE	
		Comb. 1	Comb. 2	Comb. 3	Comb. 4	Comb. 5	Comb. 6	Comb. 7	Comb. 8
N	kN*m	11,34	18,31	7,56	12,20	-	6,10	-	-
M	kNm*m	130,95	149,53	90,07	102,46	65,36	76,99	58,44	58,44
Vz	kN*m	78,53	74,60	54,77	52,15	52,15	41,67	41,67	41,67

11.2 Verifica a pressoflessione retta

La sezione è armata con $\varnothing 14/10$ cm superiori e $\varnothing 12/20$ inferiori; di seguito si rappresenta il dominio di resistenza con l'individuazione delle sollecitazioni SLU.



11.3 Verifica a taglio

VERIFICA A TAGLIO DI ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO (punto 4.1.2.3.5.1 DM 2018)

Sezione

$b_w =$	1000 mm	larghezza minima sezione
$h =$	400 mm	altezza
$A_c =$	400000 mm ²	area lorda cls

Calcestruzzo

$f_{ck} =$	30 N/mm ²
$\gamma_c =$	1,5
$\alpha_{cc} =$	0,85
$f_{cd} =$	17 N/mm ²

Armatura

$c =$	40 mm	copriferro
$d = h - c =$	360 mm	altezza utile sezione
$A_s =$	1538,6 mm ²	armatura long.
$\rho_1 =$	0,0038 < 0,02	rapporto geom. armat.

n	10	n
Φ	14	mm
A_{IF}	153,86	mm ²
A	1538,6	mm ²
A_{tot}	1538,6	mm ²

Verifica

$N =$	18,31 kN	sforzo di compr. (traz < 0)
$\sigma_{cp} =$	0,000046 N/mm ²	$\leq 0,2 \times f_{cd}$
$0,2 \times f_{cd} =$	3,40 N/mm ²	
$k =$	1,75 < 2	
$V_{min} =$	0,44 N/mm ²	
$(V_{min} + 0,15\sigma_{cp}) \times b_w \times d$	159134,3554 N	$(0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{0,33} / \gamma_c + 0,1 \times \sigma_{cp}) b_w \times d =$
$V_{RD} =$	169,00 kN	169002,7258 N
$V_{ED} =$	78,53 kN	

VI01-Ponte sul Torrente Acquara Relazione di Calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IFIW	00	D 29 CL	VI 01 00 001	A	55 di 55

11.4 Verifica a fessurazione

Si considera un ambiente aggressivo e armatura poco sensibile. I limiti da verificare secondo quanto previsto dal DM2018 sono i seguenti:

$w_m \leq w_1 = 0.2$ mm per le combinazioni quasi permanenti

$w_m \leq w_2 = 0.3$ mm per le combinazioni frequenti

Per sintesi e a vantaggio di sicurezza si riporta solo la verifica per le combinazioni frequenti, la quale mostra che le fessure sono comunque minori del limite $w_1 = 0.2$ mm.

Mx	1023000		
My	0		
N	1220		
Es/Es	15	Mol. davanti	17.5
Platto (cm)	20	Rid. zona lesa	0.5
Beta 1	1	Beta 2	0.8
K1	0.4		
K2	0.125	<input checked="" type="checkbox"/>	
lct	15		
lct.st	25		
Copertura	2	<input type="checkbox"/>	
Inserimento	3.84	<input type="checkbox"/>	
lck	249		
<input type="checkbox"/> DM 96 <input checked="" type="checkbox"/> EC2 <input checked="" type="checkbox"/> Aggiungi alla relazione			
As,eff = 995.8 cm² As,eff = 15.4 cm² Wm = 0.1136 mm Wk = 1.71 mm < 0.1932 mm Sm = 290.0 mm Eps = 0.005631 Copertura = 4.0 lct.st = 25 Sollecitazioni di fessurazione con lct.st 25. Mx = 102724.0 daNcm My = 0.0 daNcm N = 967.3 daNcm			

