

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J47I09000030009

U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO-GENOVA QUADRUPPLICAMENTO MILANO-ROGOREDO-PAVIA FASE 2 – QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE - PAVIA

OPERE PRINCIPALI – PONTI E VIADOTTI

VI03 - Nuovo ponte sulla Roggia Speziana Km 11+817,66

Relazione di calcolo impalcato acciaio

SCALA:

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

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

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	CONSORZIO INTEGRATA	Novembre 2018	F.Coppini/A.Maran 	Novembre 2018	S. Borelli 	Novembre 2018	F. Borelli Novembre 2018 	

ITALFERR - UC INFRASTRUTTURE NORD
Dott. Ing. Francesco Borelli
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
n. 23172 Sez. 4^a

File: NM0Z20D26CLVI0307001A

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	5
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	7
2.1	NORMATIVA E ISTRUZIONI	7
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	8
3.1	CALCESTRUZZO	8
3.2	ACCIAIO	8
3.2.1	Acciaio per cemento armato	8
3.2.2	Acciaio da carpenteria metallica	9
4	MODELLAZIONE STRUTTURALE	10
4.1	MODELLO 1	10
4.2	MODELLO 2	12
5	ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO	15
5.1	CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI G1	15
5.2	CARICHI PERMANENTI PORTATI (NON STRUTTURALI) G2	15
5.2.1	Massiccata	15
5.2.2	Strato di c.a.	16
5.2.3	Passerella	17
5.3	AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO	17
5.3.1	Treno di carico LM 71	18
5.3.1.1	Applicazione del carico LM71 in direzione longitudinale (Modello 1)	19
5.3.1.2	Applicazione del carico LM71 in direzione trasversale (Modello 2)	19
5.3.2	Treno di carico SW	25
5.3.2.1	Applicazione del carico SW in direzione longitudinale (Modello 1)	26
5.3.3	Carichi sui marciapiedi	26
5.4	EFFETTI DINAMICI	27
5.5	AZIONE LATERALE DI SERPEGGIO	31

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	CLVI0307001A	0	3 di 68

5.5.1	Applicazione del carico di serpeggio nel Modello 1	32
5.5.2	Applicazione del carico di serpeggio nel Modello 2	32
5.6	AZIONI DI AVVIAMENTO E FRENATURA	33
5.7	AZIONE DEL VENTO.....	35
5.7.1	Applicazione del carico del vento nel Modello 1.....	38
5.7.2	Applicazione del carico del vento nel Modello 2.....	39
5.8	AZIONE SISMICA	40
5.8.1	Vita nominale	40
5.8.2	Classe d'uso	40
5.8.3	Periodo di riferimento	41
5.8.4	Valutazione dei parametri di pericolosità sismica	41
5.8.5	Caratterizzazione sismica del terreno	42
5.8.5.1	Categorie di Sottosuolo.....	42
5.8.5.2	Condizioni topografiche.....	43
5.8.5.3	Amplificazione Stratigrafica e Topografica	43
5.8.6	Parametri sismici di calcolo.....	44
5.8.7	Applicazione del sisma nel Modello 1	48
6	COMBINAZIONI DI CARICO	49
6.1	COMBINAZIONI SLU	54
6.2	COMBINAZIONI SLE.....	54
6.3	COMBINAZIONI SISMICHE	55
7	VERIFICHE SLU	55
7.1	VERIFICHE STRUTTURALI IN DIREZIONE LONGITUDINALE	55
7.2	VERIFICHE STRUTTURALI IN DIREZIONE TRASVERSALE.....	57
7.3	STATO TENSIONALE COMPLESSIVO NELLA PIASTRA DI BASE DELLA SEZIONE DI MEZZERIA DERIVANTE DAI DUE MODELLI.....	60
8	VERIFICHE SLE	62
8.1	VERIFICA ALL'INFLESSIONE VERTICALE.....	62



PROGETTO DEFINITIVO
POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA
QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA
FASE 2 - QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE-PAVIA

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	CLVI0307001A	0	4 di 68

9 SCARICHI AGLI APPOGGI.....63

1 PREMESSA

Nell’ambito degli interventi di potenziamento della linea Milano – Genova, si prevede il quadruplicamento della linea ferroviaria nella tratta Milano Rogoredo-Pavia; in prima fase il quadruplicamento interesserà il tratto di linea compreso fra le stazioni di Milano Rogoredo e Pieve Emanuele, per essere esteso in fase successiva fino a Pavia.

Il quadruplicamento in oggetto, a partire dall’uscita della stazione Milano Rogoredo, prosegue in affiancamento alla linea storica e su una nuova sede e si sviluppa a sud di Milano, estendendosi per circa 30 km lungo l’attuale linea ferroviaria tra i nodi di Milano Rogoredo e Pavia.



Figura 1-1 – Ubicazione del tracciato dell’opera in progetto

La presente relazione si riferisce al ponte VI03 (Nuovo ponte sulla Roggia Speziana) sulla linea ferroviaria Milano Rogoredo – Pavia dal km 11+817,66 al km 11+831,66.

Il presente documento costituisce la relazione di calcolo del progetto strutturale del nuovo impalcato che è del tipo a cassone in acciaio con rivestimento interno in c.a. ed appartiene alla categoria degli impalcato a cassone a via inferiore con armamento su ballast.

La luce del ponte misurata tra gli appoggi è pari a 14m.

La tipologia dell'impalcato progettato consente il contenimento dell'altezza dell'impalcato, la manutenzione agevole del binario, la riduzione del livello di rumorosità e di vibrazione, la realizzazione in continuità del ballast in corrispondenza delle spalle.

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

2.1 Normativa e istruzioni

La progettazione è conforme alle normative vigenti.

Ferrovie dello Stato hanno emanato nel tempo varie normative e linee guida riguardanti sia i sovraccarichi che le prescrizioni relative ai ponti ferroviari.

Le normative rilevanti per la redazione del progetto di messa in sicurezza sono ovviamente le normative ora vigenti per le strutture, e per i ponti ferroviari in particolare, elencate nel seguito.

- *Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17.01.2008 (NTC-2008);*
- *Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008;*
- *RFI DTC SI PS MA IFS 001 A "MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI. PARTE II – SEZIONE 2. PONTI E STRUTTURE"*
- *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;*
- *Regolamento (UE) N. 1300/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per l’accessibilità del sistema ferroviario dell’Unione per le persone con disabilità e le persone a mobilità ridotta;*
- *Regolamento (UE) N. 1301/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “energia” del sistema ferroviario dell’Unione europea;*
- *Regolamento (UE) N. 1303/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità concernente la “sicurezza nelle gallerie ferroviarie” del sistema ferroviario dell’Unione europea;*
- *Regolamento (UE) 2016/919 della Commissione del 27 maggio 2016 relativo alla specifica tecnica di interoperabilità per i sottosistemi “controllo-comando e segnalamento” del sistema ferroviario nell’Unione europea.*

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

I materiali utilizzati nella realizzazione delle strutture in funzione della utilizzazione sono descritti in seguito.

3.1 Calcestruzzo

Classe C32/40

Prendendo un calcestruzzo con $R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistenza di calcolo a compressione: } f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 32 \cdot 0,85 / 1,5 = 18,13 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistenza di calcolo a trazione: } f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 3,02 \text{ N/mm}^2$$

3.2 Acciaio

3.2.1 Acciaio per cemento armato

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata in acciaio con le seguenti caratteristiche meccaniche:

acciaio	B450C
tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$;
tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$;
resistenza di calcolo a trazione	$f_{yd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$;
modulo elastico	$E_s = 206.000 \text{ N/mm}^2$.

Tensioni di progetto dell'acciaio allo S.L.E.

Per l'acciaio avente caratteristiche corrispondenti a quanto indicato al Cap. 11 del D.M.2008, la tensione massima, σ_s per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:
 $\sigma_s < 0,75 f_{yk} = 0,75 \cdot 450 = 337,50 \text{ N/mm}^2 \rightarrow$ tensione massima di esercizio per l'acciaio.

3.2.2 Acciaio da carpenteria metallica

Acciaio S355:

Tensione di snervamento	$f_{yk} \leq 355 \text{ N/mm}^2$;
Tensione di rottura	$f_{tk} \leq 510 \text{ N/mm}^2$;
Modulo elastico	$E = 210.000 \text{ N/mm}^2$;
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0,3$;
Modulo di elasticità trasversale	$G = E / [2 (1 + \nu)] = 80769.23 \text{ N/m}^2$;
Coefficiente di espansione termica lineare	$\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$ (per T fino a 100 °C);
Densità	$\rho = 7.850 \text{ kg/m}^3$.

4 MODELLAZIONE STRUTTURALE

Sono state redatte due modellazioni agli elementi finiti con l'ausilio del software SAP 2000 (CSI), mediante le quali sono state valutate separatamente le caratteristiche di sollecitazione in direzione longitudinale e trasversale.

Gli spessori degli elementi resistenti sono i seguenti:

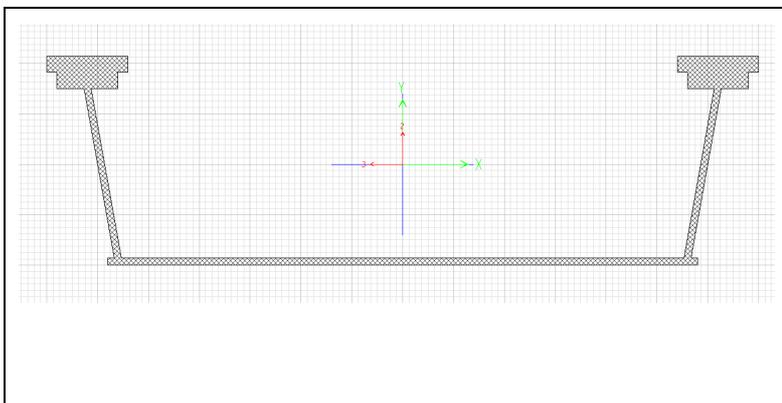
Elemento	Spessore (mm)
Piastra inferiore	35
Piastra laterale	35
Piattabanda superiore 1	80x400
Piattabanda superiore 2	80x300
Anime	35
Flangia irrigidimento trasversale	30
Anima irrigidimento trasversale	20
Flangia irrigidimento trasversale appoggi	40
Anima irrigidimento trasversale appoggi	20
Irrigidimento longitudinale agli appoggi	20
Costola laterale	20

4.1 Modello 1

Mediante tale modellazione è stato effettuato lo studio della struttura lungo l'asse dell'impalcato al fine di definire tutte le sollecitazioni agenti in direzione longitudinale.

Lo schema statico adottato è quello di una trave su doppio appoggio.

La vasca in acciaio è stata modellata mediante un elemento frame con sezione avente le proprietà inerziali della struttura:



Properties

Cross-section (axial) area	0.2733
Torsional constant	8.041E-04
Moment of Inertia about 3 axis	0.0513
Moment of Inertia about 2 axis	0.4717
Shear area in 2 direction	0.0747
Shear area in 3 direction	0.1156

Gli assi globali del modello sono così orientati:

asse X: longitudinale (gradi di vincolo corrispondenti: u1, r1)

asse Y: trasversale (gradi di vincolo corrispondenti: u2, r2)

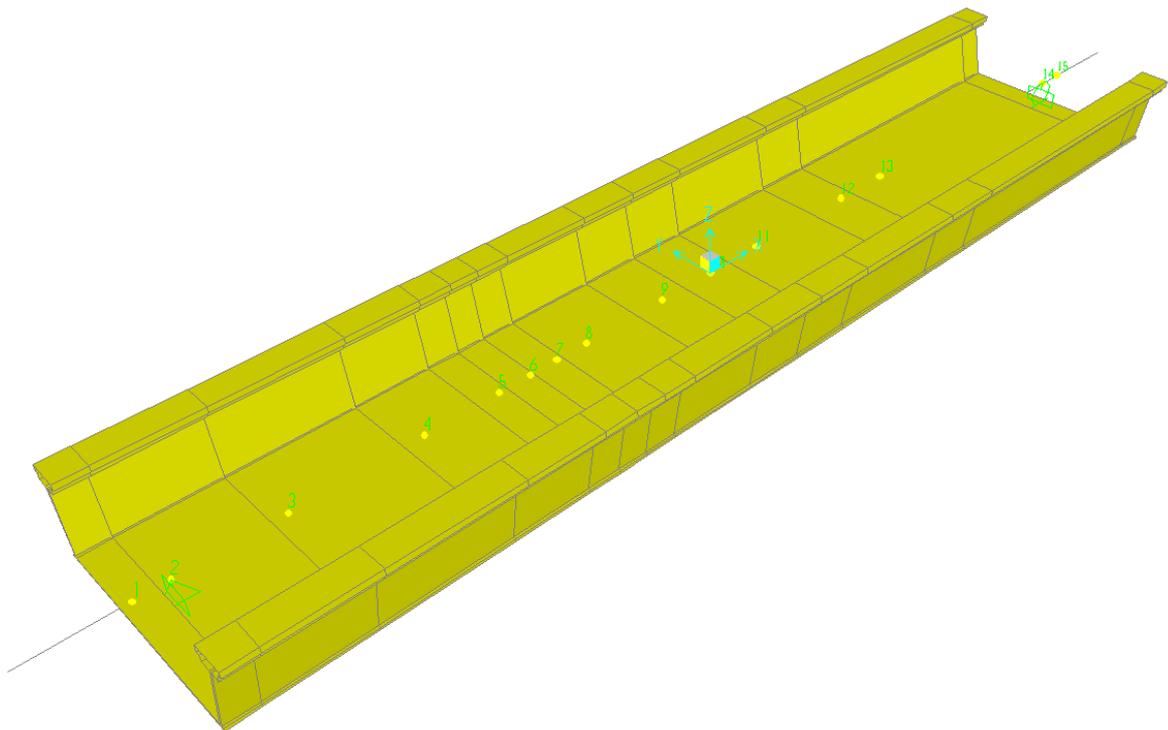
asse Z: verticale (gradi di vincolo corrispondenti: u3, r3)

I vincoli della struttura sono costituiti da due cerniere che bloccano i seguenti gradi di libertà:

Cerniera 1: u1, u2, u3, r1 e r3

Cerniera 2: u2, u3, r1 e r3

Si riporta di seguito una vista estrusa del modello.



Vista estrusa modello longitudinale

Tale modello è stato utilizzato per il calcolo delle sollecitazioni ai fini delle verifiche strutturali.

Per il calcolo delle deformazioni è stato utilizzato un modello analogo dove in aggiunta alla sezione in acciaio è stato considerato il contributo di rigidità dato dalla vasca di c.a. al 50 % come previsto dalla specifica RFI il cui stralcio è riportato di seguito.

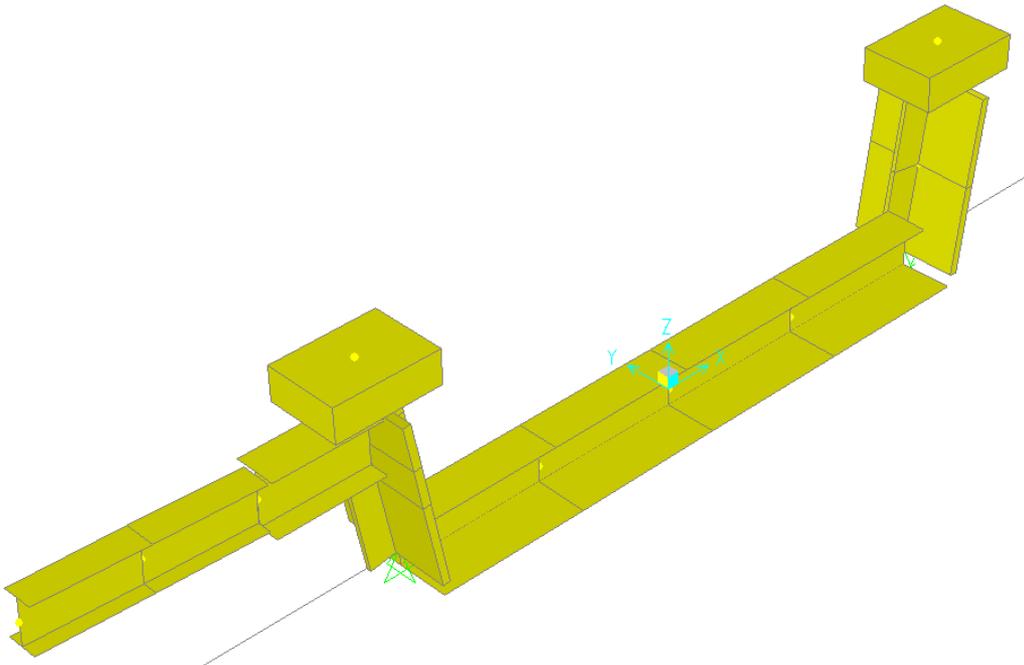
4.2 Modello 2

Mediante tali modelli (n.2) sono stati analizzati gli effetti dei carichi nella sezione trasversale ed in particolare negli irrigidimenti trasversali in presenza ed in assenza della passerella pedonale.

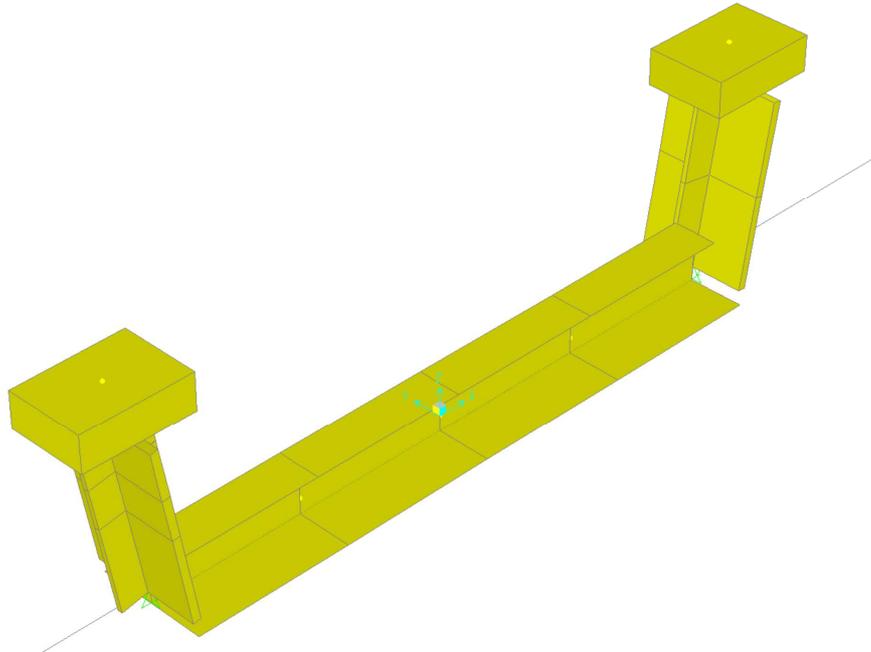
Lo schema statico adottato è quello di una trave (la cui linea d'asse segue il perimetro della sezione trasversale dell'impalcato) su due appoggi posti alla base delle pareti inclinate della vasca.

Sono stati pertanto modellati gli irrigidimenti riferendosi ad una striscia longitudinale pari all'interasse degli stessi (0.495m) a cui sono state applicate le relative azioni agenti nel piano della sezione trasversale dell'impalcato.

Si riporta di seguito una vista estrusa del modello e le caratteristiche geometriche e meccaniche delle sezioni resistenti utilizzate.

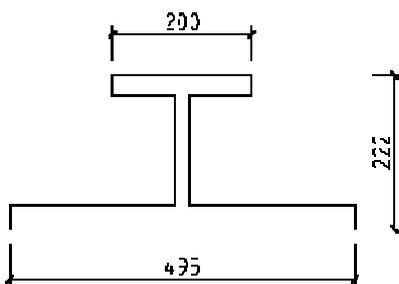


Vista estrusa modello trasversale con supporto passerella



Vista estrusa modello trasversale senza supporto passerella

Sezione resistente irrigidimento nella piastra di base

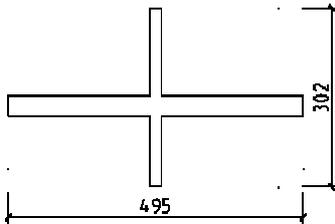


ala sup	30.0	mm
ala inf.	35.0	mm
anima	20.0	mm
J_3	0,00017	m ³
W_{3sup}	0,00116	m ³
W_{3inf}	-0,00243	m ³
y_{inf}	-0,07185	m
y_{sup}	0,15015	m
A_2	0,00444	m ²
$A_{assiale}$	0,02647	m ²

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO

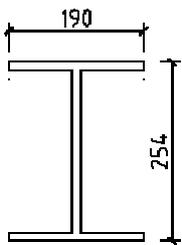
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	CLVI0307001A	0	14 di 68

Sezione resistente pareti laterali



spess vert.	20.0	mm
spess oriz.	35.0	mm
J_3	0,00005	m ³
W_{3sup}	0,00030	m ³
W_{3inf}	-0,00034	m ³
y_{inf}	-0,14110	m
y_{sup}	0,16090	m
A_2	0,00665	m ²
$A_{assiale}$	0,02647	m ²

Sezione resistente trave passerella



ala sup	20.0	mm
ala inf.	20.0	mm
anima	20.0	mm
J_3	0,00008	m ³
W_{3sup}	0,00062	m ³
W_{3inf}	-0,00062	m ³
y_{inf}	-0,12700	m
y_{sup}	0,12700	m
A_2	0,00305	m ²

5 ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

5.1 Carichi permanenti strutturali G1

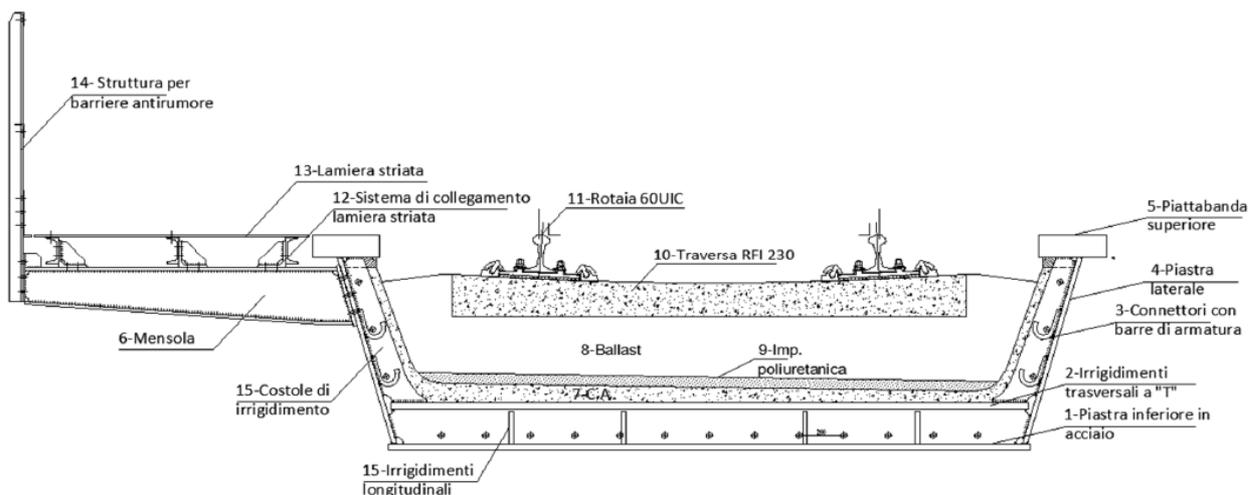
Questa categoria di carichi comprende il peso proprio degli elementi strutturali. Il carico viene automaticamente considerato nel modello di calcolo sulla base delle caratteristiche geometriche delle sezioni attribuite agli elementi del modello e delle caratteristiche di peso specifico del materiale attribuito alla sezione.

Il peso a metro lineare della sola vasca in acciaio è pari a: $0.2732 \text{mq} \times 25 \text{ kN/mc} \times 1.15 = 24.7 \text{ kN/m}$.

L'unico carico G1 applicato al modello è quello relativo agli irrigidimenti trasversali calcolato come di seguito:

	A	L - s	Int	Peso a ml
	mq	m	m	kN/m
Inferiori	0.00914	2.783	0.495	4.0
Laterali	0.16122	0.02	0.495	0.5
				4.5
			x 1.15 =	5.23

5.2 Carichi permanenti portati (non strutturali) G2



Sezione dell'impalcato del ponte in esame

5.2.1 Massicciata

Gli elementi da considerare come appartenenti alla massicciata sono:

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO

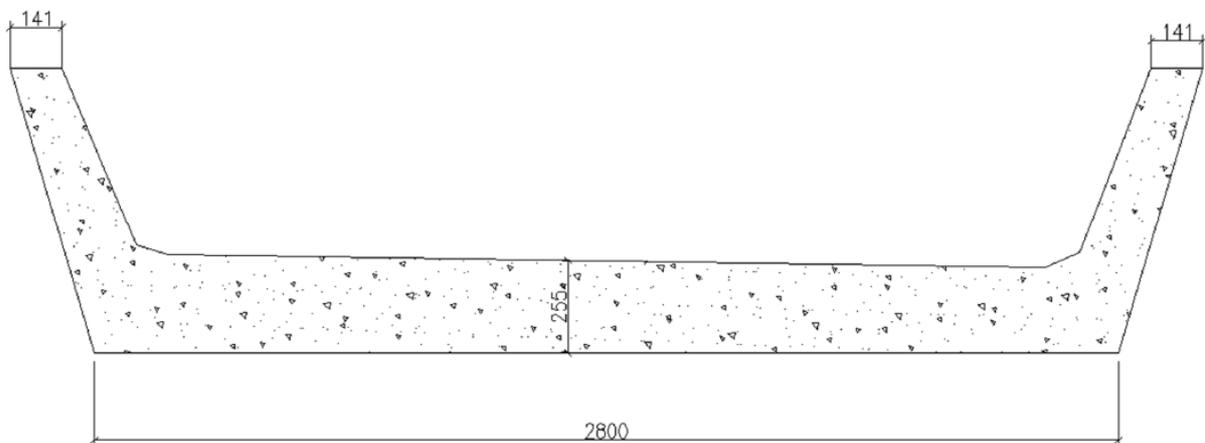
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	CLVI0307001A	0	16 di 68

- Ballast
- Strato di impermeabilizzante poliuretano
- Traversa
- Rotaia

Risulta:

Peso al metro cubo della massciata	$G_{2\text{mass}}$	18 kN/m ³
Altezza media	h_{mass}	0,8 m
Larghezza media	L_{mass}	2,85 m
Carico al metro lineare	$g_{2\text{mass}}$	41,04 kN/m

5.2.2 Strato di c.a.



Dimensioni dello strato di c.a. presente all'interno del cassone metallico

Peso al metro cubo del cls	γ_{cls}	25 kN/m ³
Area	A_{cls}	0,92 m ²
Carico al metro lineare (longit)	$g_{2\text{cls}}$	23 kN/m

5.2.3 Passerella

Il collegamento tra la lamiera striata e la mensola dell'impalcato è costituito da 2 UPN 140, da 2 angolari 200x100x12 e da 2 fazzoletti triangolari interni con passo 250 mm.

La lamiera striata ha peso a mq di 0.39 kN/mq e una larghezza di 1.23m.

Si riporta di seguito il calcolo dei carichi dei vari elementi costituenti la passerella per unità di lunghezza ed il momento rispetto al baricentro dell'impalcato:

Interasse sostegni		0.99	m
Distanza baricentro passerella da baricentro vasca		2.4	m
2 UPN 140	0.32	kN/m	
2 angolari	0.55	kN/m	
2 fazzoletti	0.02	kN/m	
Lamiera striata	0.48	kN/m	
Anima sostegno	0.18	kN/m	
Ala inf sostegno	0.16	kN/m	
Ala sup sostegno	0.16	kN/m	
Parapetto	0.31	kN/m	
	<hr/>	2.17	kN/m
x 1.15	2.50	kN/m	
m	5.99	kNm/m	

5.3 Azioni variabili da traffico

I carichi verticali sono definiti per mezzo di modelli di carico. Sono previsti due modelli di carico distinti:

LM71 - modello di carico rappresentativo del traffico normale;

SW - modello di carico rappresentativo del traffico pesante.

I valori caratteristici dei carichi attribuiti ai modelli di carico debbono essere moltiplicati per il coefficiente di adattamento α il cui valore deve essere assunto in accordo alla tabella seguente.

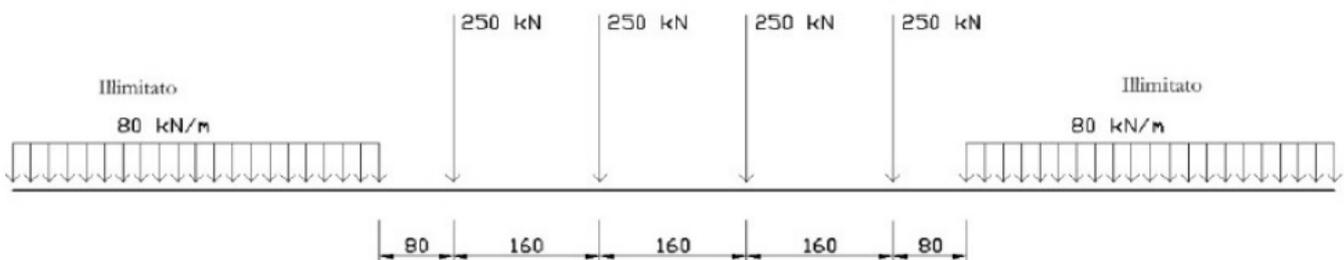
MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE α
LM71	1,1
SW/0	1,1
SW/2	1,0

Inoltre va considerato anche l'incremento dinamico mediante il coefficiente $\phi=1.34$ (§ 5.4)

5.3.1 Treno di carico LM 71

Il modello di carico LM71 schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale e risulta costituito da:

- quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m;
- carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0,8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata.



Modello di carico LM71

Per questo modello di carico è prevista un'eccentricità del carico rispetto all'asse del binario, dipendente dallo scartamento "s", per tenere conto dello spostamento dei carichi. L'eccentricità è indipendente dal tipo di struttura e di armamento. Tale eccentricità è definita in termini di rapporto massimo fra i carichi relativi a due ruote appartenenti al medesimo asse

$$QV2/QV1=1,25$$

e risulta quindi pari a $s/18$ con $s=1435\text{mm}$ (scartamento standard). Questa eccentricità deve essere considerata nella direzione più sfavorevole.

Il carico distribuito deve essere segmentato al di sopra dell'opera andando a caricare solo quelle parti che forniscono un incremento del contributo ai fini della verifica dell'elemento per l'effetto considerato.

Si riporta di seguito un estratto del foglio di calcolo utilizzato per eseguire l'analisi dei carichi.

Carico concentrato sul singolo asse	Q_{vk}	250 [KN]
Numero assi da considerare	n_a	4
Interasse tra gli assi	i_a	1,6 [m]
Carico distribuito in entrambe le direzioni	q_{vk}	80 [KN/m]

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 26	CLVI0307001A	0	19 di 68

Distanza dai carichi concentrati	i_c	0,8 [m]
Coefficiente alfa	α	1,1
Carico concentrato sul singolo asse x α	$Q_{vk,LM} \times \alpha \times \phi$	368.5 [KN]
Carico distribuito in entrambe le direzioni x α	$q_{vk,LM} \times \alpha \times \phi$	117.9 [KN/m]
Scartamento	s	1435 [mm]
Eccentricità rispetto l'asse del binario	e	0,08 [m]

5.3.1.1 Applicazione del carico LM71 in direzione longitudinale (Modello 1)

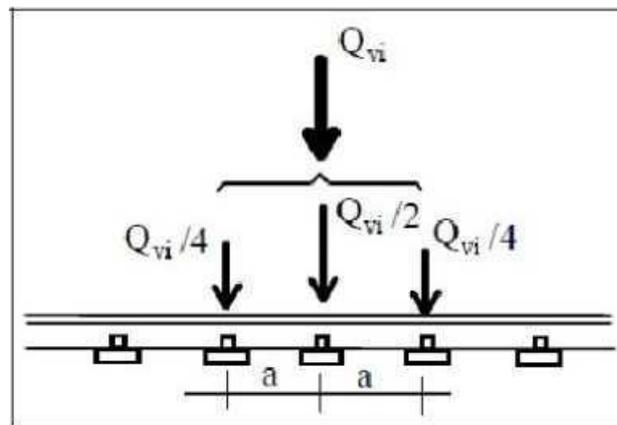
Il carico è stato applicato lungo l'asse degli elementi mediante forze concentrate e carichi uniformemente distribuiti.

Oltre ai carichi verticali sono stati applicati i momenti che simulano l'eccentricità del carico in direzione trasversale.

5.3.1.2 Applicazione del carico LM71 in direzione trasversale (Modello 2)

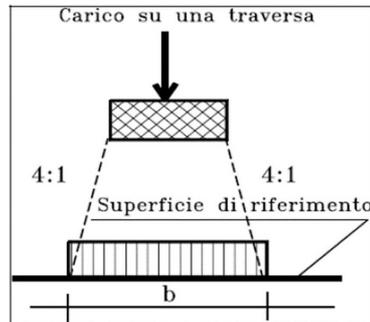
E' stata in primo luogo eseguita la redistribuzione longitudinale dei carichi concentrati del modello LM71.

Un carico d'asse Q_{vi} può essere distribuito su tre traverse consecutive poste ad interasse uniforme "a", ripartendolo fra la traversa che la precede, quella su cui insiste e quella successiva, nelle seguenti proporzioni: 25%, 50%, 25%.

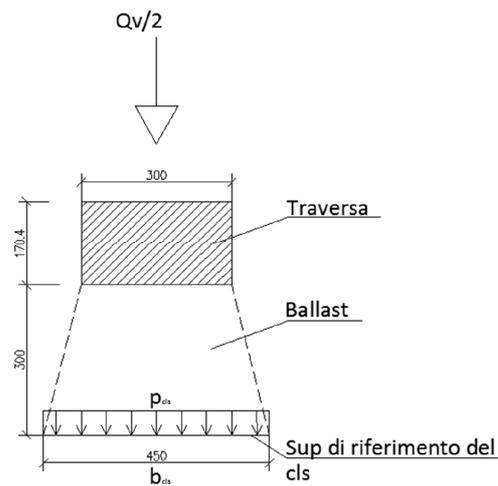


Nel caso in oggetto il carico longitudinale viene ripartito per mezzo delle traverse e del ballast.

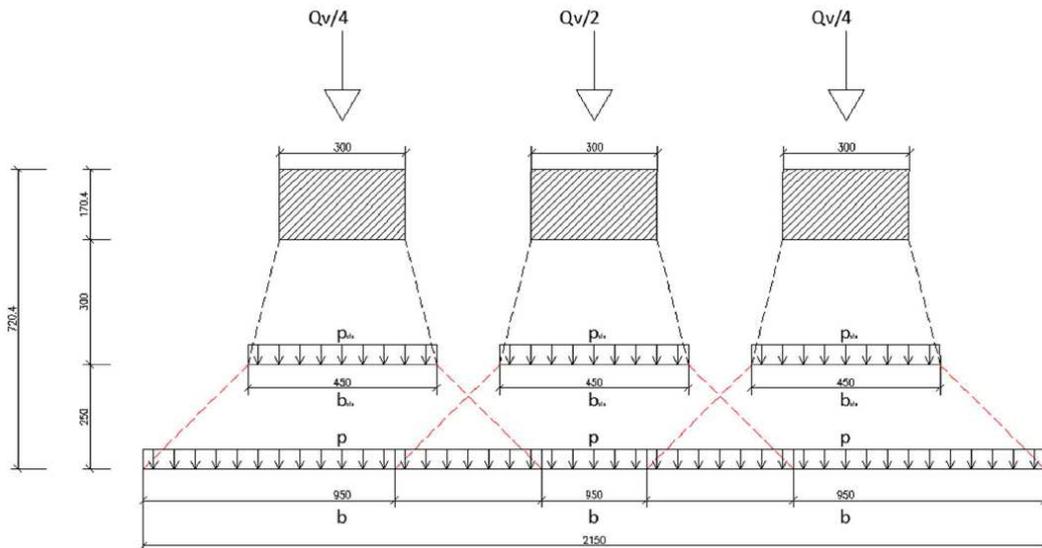
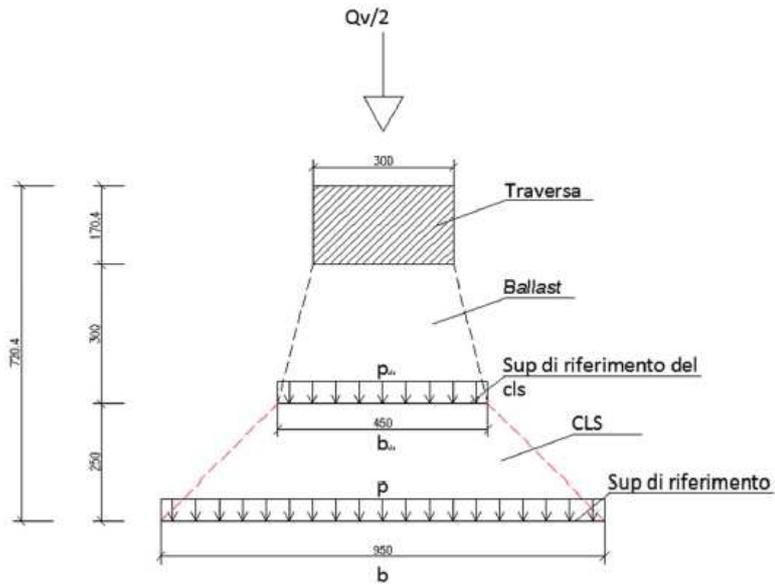
La distribuzione del carico avviene secondo lo schema di seguito riportato:



Considerando una prima distribuzione attraverso il ballast sulla superficie di riferimento del calcestruzzo, si ottiene:



In realtà volendo considerare i carichi agenti sulla piastra metallica dell'impalcato, si considera un'ulteriore redistribuzione del carico attraverso lo strato di calcestruzzo (diffusione 1:1).



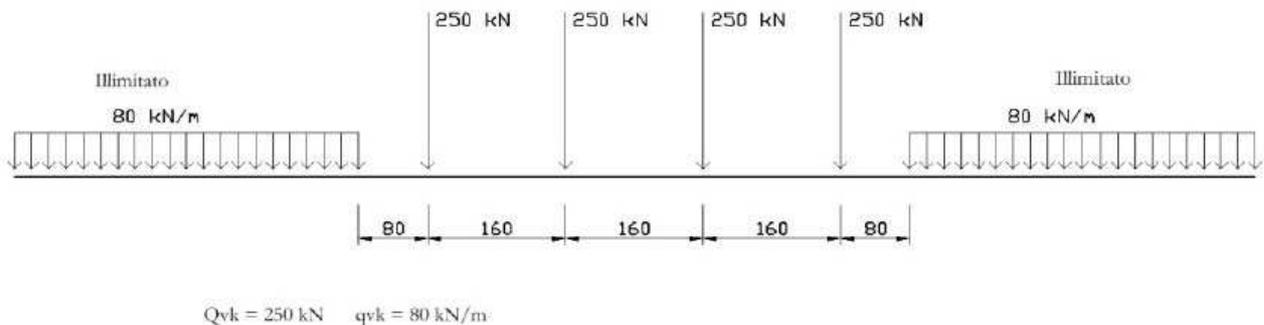
RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	CLVI0307001A	0	22 di 68

Le superfici di riferimento dei singoli carichi concentrati agenti sulle traverse risultano pari a 950mm, dunque si sovrappongono. E' dunque possibile schematizzare il carico d'asse concentrato $Q_v = 275 \text{ kN}$ come carico distribuito su una lunghezza (vedi figura precedente)

$$B = 2150 \text{ mm}$$

Essendo B maggiore dell'interasse tra i singoli carichi d'asse del modello LM71 (pari a 1,60m), i carichi distribuiti di ogni carico d'asse si sovrappongono tra loro.



È dunque possibile schematizzare i 4 carichi d'asse come un unico carico distribuito (per semplicità uniforme) sulla lunghezza L_{rif}

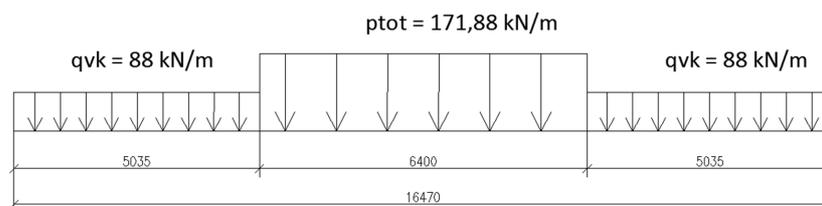
$$L_{rif} = 4 \cdot 1,60 = 6,40 \text{ m}$$

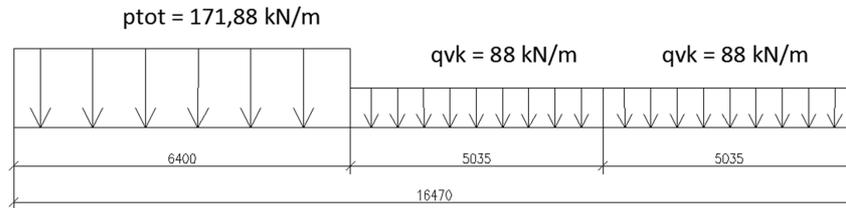
$$p_{tot} = (1,1 \times 250 \times 4) / 6,40 = 171,88 \text{ kN/m}$$

Al fine dei calcoli strutturali si considerano due possibili distribuzioni longitudinali di carico sul ponte:

- A) carichi concentrati in mezzeria;
- B) carichi concentrati in prossimità dell'appoggio.

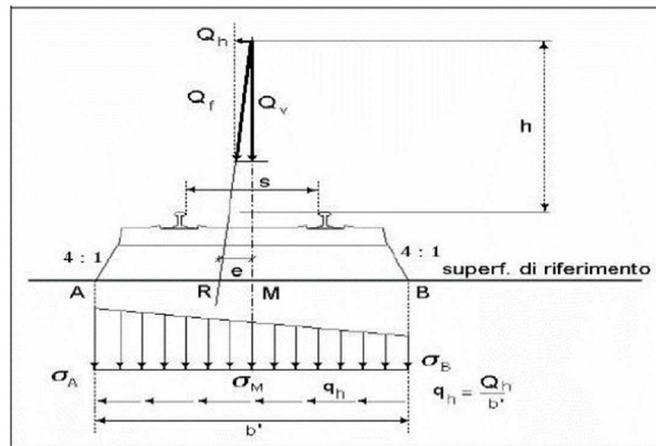
Di seguito si riportano i corrispondenti schemi di carico relativi al modello LM71.





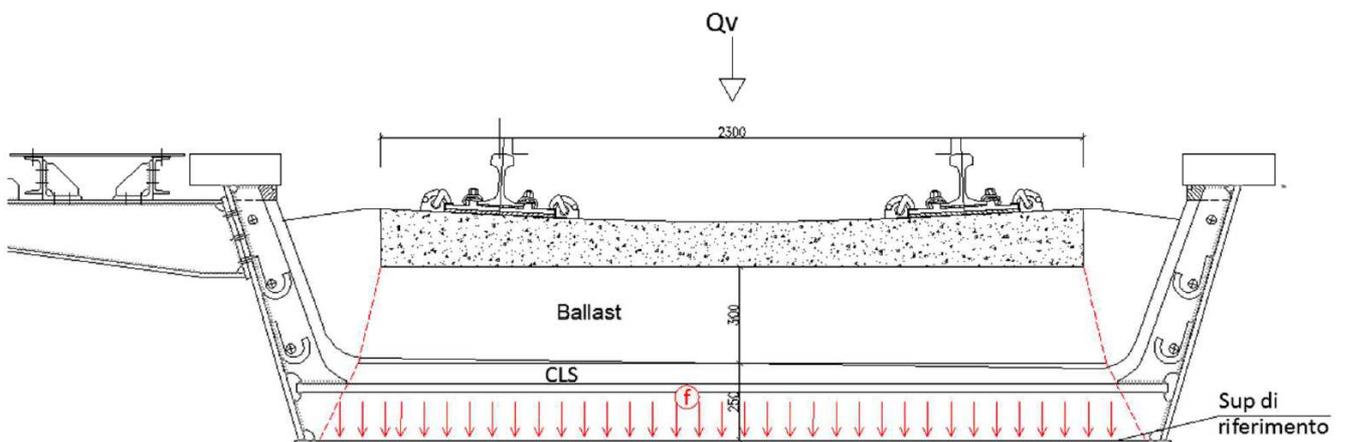
Schema di carico B: carichi d'asse all'appoggio

La distribuzione trasversale del carico concentrato attraverso le traverse e il ballast avviene secondo lo schema (Specifiche RFI) di seguito riportato.



Si considera una lunghezza (profondità) del concio trasversale pari alla lunghezza di competenza del singolo carico d'asse $Q_v = 275 \text{ kN}$. Profondità del concio trasversale = 1,60 m.

Analogamente a quanto fatto in precedenza si riporta lo schema di distribuzione del carico concentrato Q_v attraverso il ballast e il calcestruzzo, agente linearmente sulla piastra metallica inferiore:



Larghezza traversa		Lt	2300	mm
Spessore traversa		St	170	mm
Spessore ballast		Sb	300	mm
Sup riferimento cls		bcls	2450	mm
Spessore Cls		Scls	250	mm
Sup di riferimento		b	2950	mm

Essendo la piastra inferiore di larghezza pari a 2800mm i carichi si considerano diffusi su tutta la larghezza della piastra, ovvero

$$\text{Brif} = 2800 \text{ mm}$$

Per il modello di carico LM71 è prevista una eccentricità del carico rispetto all'asse del binario, dipendente dallo scartamento s , per tenere conto dello spostamento dei carichi; pertanto, essa è indipendente dal tipo di struttura e di armamento.

Tale eccentricità è calcolata sulla base del rapporto massimo fra i carichi afferenti a due ruote appartenenti al medesimo asse che deve essere

$$QV2/QV1=1,25$$

e risulta quindi pari a $s/18$ con $s=1435\text{mm}$ (scartamento standard).

Tenendo conto che l'aliquota dei suindicati carichi sull'interasse di 0.495 m, e considerando l'incremento dinamico $\phi=1.34$ vale:

$$p_{tot} = 110.6 \text{ kN}$$

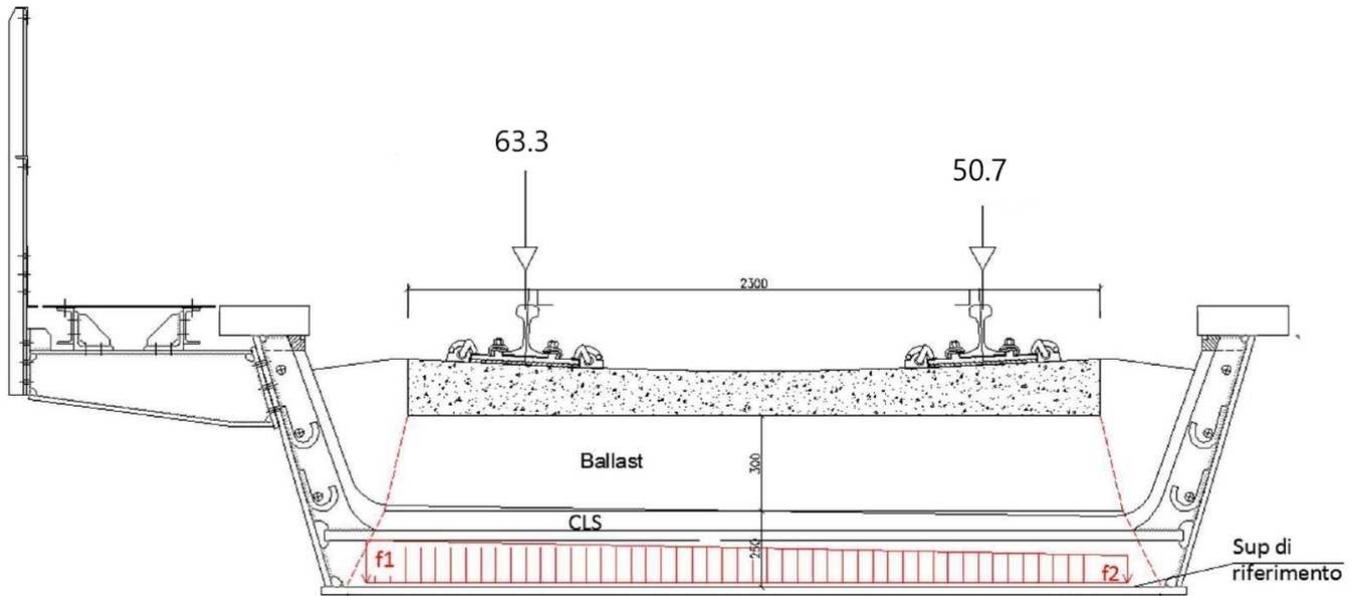
risulta:

kN

kN

Qv2	Qv1	chek
50.7	63.3	1.25

La distribuzione lineare sulla piastra metallica non sarà più uniforme ma avrà andamento lineare tra i valori tensionali $f1$ ed $f2$.

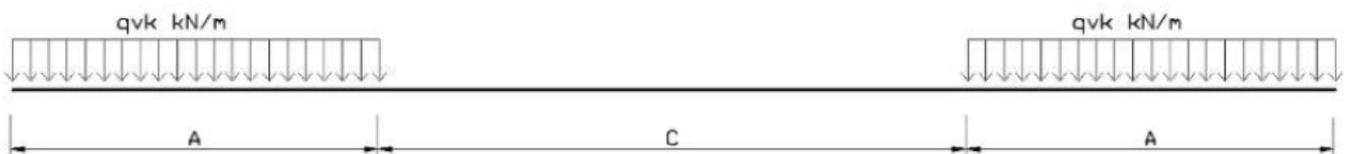


$f1=45 \text{ kN/m}$

$f2=36 \text{ kN/m}$

5.3.2 Treno di carico SW

Il modello di carico SW schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante e la sua articolazione è mostrata nella figura successiva.



Sono previste due distinte configurazioni denominate SW/0 ed SW/2.

TIPO DI CARICO	qvk [KN/m]	A [m]	C[m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

SW/0:

Carico distribuito qvk 133 [KN/m]

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	CLVI0307001A	0	26 di 68

Estensione carico	a	15 [m]
Distanza tra i carichi distribuiti	b	5.3 [m]
Coefficiente alfa	α	1.1
Carico distribuito	$q_{vk} \times \alpha \times \phi$	196.0 [KN/m]

SW/2:

Carico distribuito	q_{vk}	150 [KN/m]
Estensione carico	a	25 [m]
Distanza tra i carichi distribuiti	b	7 [m]
Coefficiente alfa	α	1
Carico distribuito	$q_{vk} \times \alpha \times \phi$	201.0 [KN/m]

5.3.2.1 Applicazione del carico SW in direzione longitudinale (Modello 1)

Il carico è stato applicato lungo l'asse degli elementi mediante carichi uniformemente distribuiti.

Oltre ai carichi verticali sono stati applicati i momenti che simulano l'eccentricità del carico in direzione trasversale.

5.3.3 Carichi sui marciapiedi

I marciapiedi non aperti al pubblico sono utilizzati solo da personale autorizzato. I carichi accidentali sono schematizzati da un carico uniformemente distribuito del valore di 10,0 KN/m². Questo carico non deve considerarsi contemporaneo al transito dei convogli ferroviari e deve essere applicato sopra i marciapiedi in modo da dar luogo agli effetti locali più sfavorevoli. A questo tipo di carico distribuito non si applica l'incremento dinamico.

Carico accidentale distribuito marciapiedi $q_m = 10$ [KN/m²]

Essendo la larghezza del marciapiede pari a 1,50m il carico al metro lineare risulta essere $q_m = 15$ kN/m

Il momento per unità di lunghezza rispetto al baricentro dell'impalcato è pari a:

$$q_m \times d = 15 \text{ kN/m} \times 2.4\text{m} = 36 \text{ kNm/m}$$

	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 2 - QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE-PAVIA					
	RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO	COMMESSA NMOZ	LOTTO 20	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLVI0307001A	REV. 0

5.4 Effetti dinamici

Le sollecitazioni e le deformazioni determinate sulle strutture del ponte dall'applicazione statica dei treni di carico devono essere incrementate per tenere conto della natura dinamica del transito dei convogli. In particolare, occorre considerare i seguenti aspetti:

- le rapide variazioni di carico determinate dalla velocità di transito dei convogli e gli effetti inerziali indotti sulla struttura;
- le variazioni degli effetti dei carichi assiali risultanti dalle irregolarità della via e delle ruote.

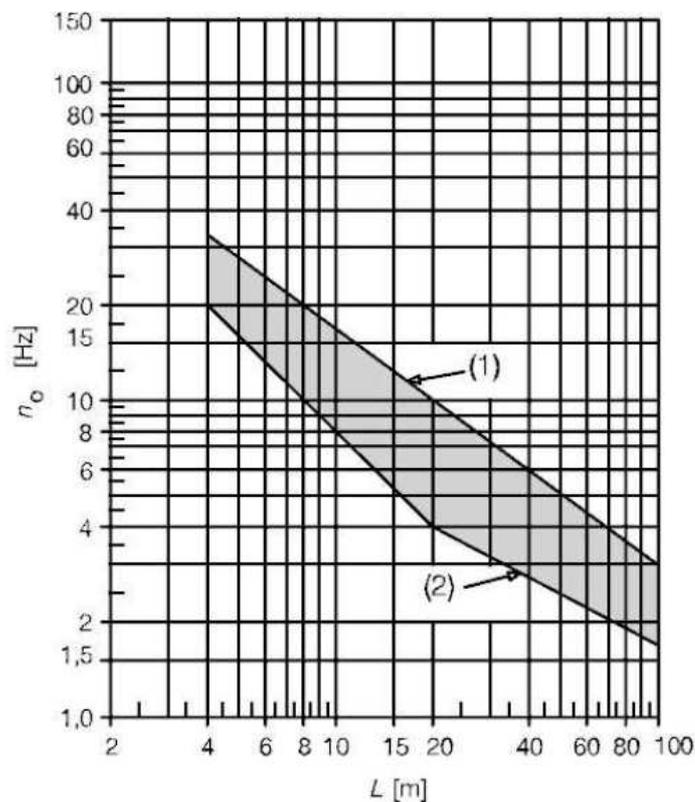
I principali fattori che influenzano il comportamento dinamico sono i seguenti:

- la velocità del convoglio che percorre il ponte,
- la luce L dell'elemento e la lunghezza della linea di influenza degli spostamenti dell'elemento considerato, la massa della struttura,
- la frequenza naturale dell'intera struttura e dell'elemento pertinente della struttura e le associate forme modali (modi di vibrare),
- il numero degli assali, i carichi dell'assale e l'interasse fra gli assali,
- lo smorzamento della struttura,
- le irregolarità verticali del binario,
- la massa ammortizzata e non ammortizzata e le caratteristiche delle sospensioni del veicolo,
- le imperfezioni del veicolo (appiattimenti delle ruote, ovalizzazione delle ruote, difetti delle sospensioni, etc.),
- le caratteristiche dinamiche del binario (ballast, traversine, componenti del binario, etc.).

Nella analisi dei ponti ferroviari gli effetti di amplificazione vengono valutati nel modo seguente:

- per le tipologie di ponti usuali e per velocità di percorrenza non superiori a 200 Km/h, quando la frequenza propria della struttura ricade all'interno del fuso indicato nella seguente figura, è sufficiente utilizzare un'analisi statica che porti in conto gli effetti dinamici mediante un coefficiente di amplificazione dinamica φ ;
- per le tipologie di ponti usuali, ove la velocità di percorrenza sia superiore a 200 Km/h e quando la frequenza propria della struttura non ricade all'interno del fuso indicato nella figura seguente e comunque per tipologie

non convenzionali (ponti strallati, ponti sospesi, ponti di grande luce, ponti metallici difforni dalle tipologie in uso in ambito ferroviario, ecc.) dovrà effettuarsi un'analisi dinamica adottando convogli reali e parametri di controllo specifici dell'infrastruttura e del tipo di traffico previsto dalle norme.



(1) Limite superiore della frequenza naturale

(2) Limite inferiore della frequenza naturale

Limiti della frequenza naturale del ponte n_0 [Hz] in funzione della luce della campata L [m].

Al fine di individuare il tipo di analisi da effettuare si segue il diagramma di flusso riportato nel manuale di progettazione RFI DTC SI PS MA IFS 001 B riportato di seguito.

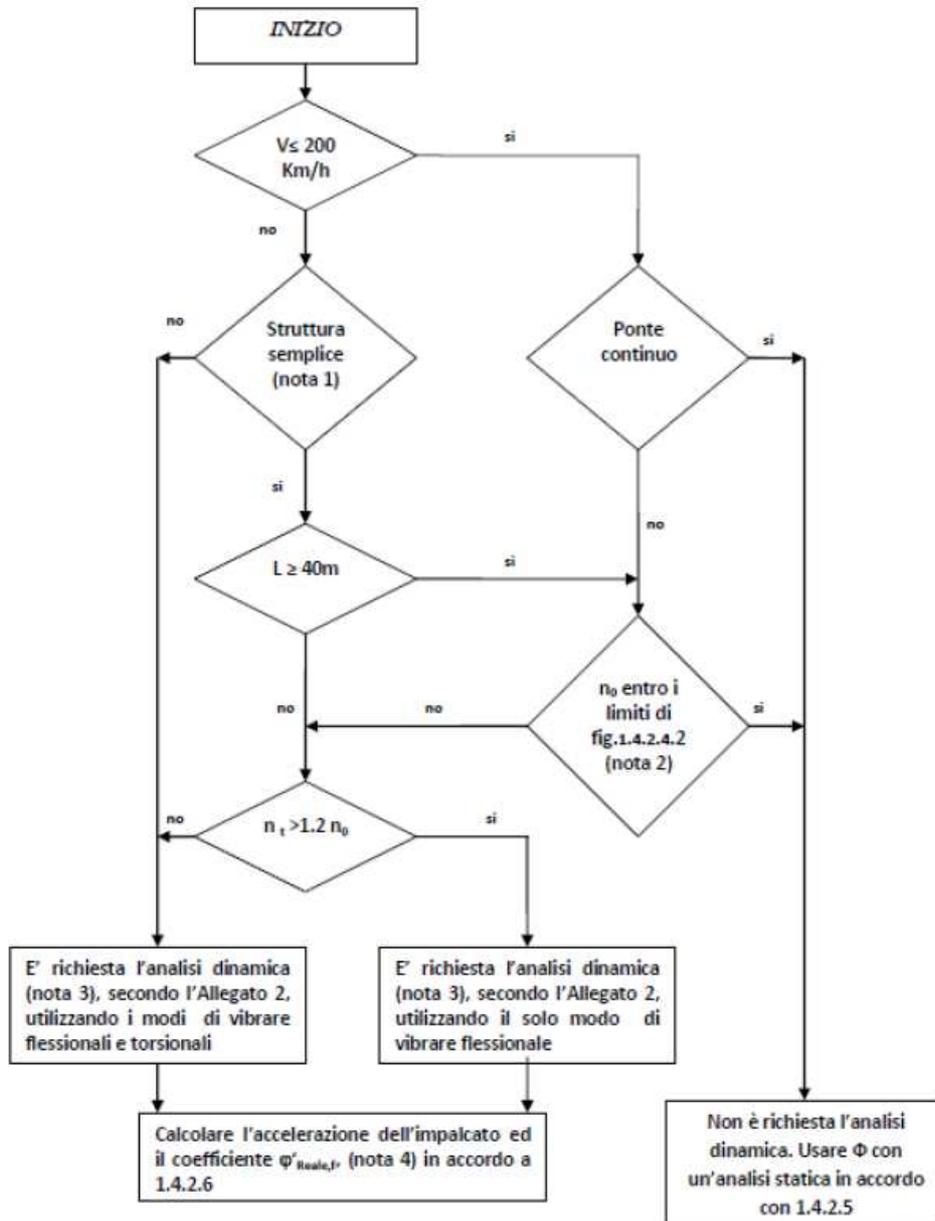


Diagramma di flusso per determinare se è richiesta l'analisi dinamica

I vari simboli stanno ad indicare:

- V: massima velocità della linea [Km/h]. Per ogni linea o tratto di linea esistono limiti di velocità derivanti dalle caratteristiche del tracciato e dalle condizioni dell'armamento. Tali velocità massime sono anche dette velocità di fiancata, perché sono riportate nelle fiancate dell'orario di servizio. Esse devono essere inferiori o uguali alle velocità di rango indicate lungo la linea in apposite tabelle.

Per il ponte in questione la velocità massima di attraversamento del ponte è pari a 160 Km/h

- L: luce della campata in semplice appoggio da assumere pari a $L\phi$ per ponti continui [m].

Il ponte in questione ha campate semplicemente appoggiate e dunque si adotta una lunghezza L pari alla luce della campata.

- n_0 : prima frequenza naturale flessionale del ponte caricato con le azioni permanenti [Hz].

- n_T è la prima frequenza naturale torsionale del ponte caricato con le azioni permanenti [Hz].

Queste ultime due vengono estratte dal modello di calcolo caricato con le sole azioni permanenti e considerando un contributo del calcestruzzo pari al 50% come indicato nel manuale di progettazione RFI DTC SI PS MA IFS 001 B:

- Impalcati a cassone in acciaio con rivestimento in cls armato

In tale tipologia non è prevista una lamiera di fondo di grande spessore, ma il fondo della struttura è realizzato con una lamiera di spessore più contenuto (fino a 40 mm) opportunamente nervata con costolature trasversali. Il calcestruzzo armato, disposto internamente alla struttura, a completare la "vasca" di contenimento del ballast non viene portato in conto ai fini della resistenza, mentre nei calcoli contribuisce parzialmente (50%) a determinare la deformabilità della struttura.

Nel presente caso risulta quanto segue.

$V < 200\text{Km/h}$ → Ponte continuo: NO → non rientra nei limiti di del diagramma delle frequenze naturali → Non è richiesta l'analisi dinamica: si usa un'analisi statica con coefficiente ϕ in accordo alle norme.

Infatti:

- il limite superiore di n_0 è pari a: $94,76 * L^{-0,748}$ dove L è la luce della campata per ponti in semplice appoggio.
- il limite inferiore di n_0 è pari a: $80/L$ dove L è la luce della campata per ponti in semplice appoggio.

Essendo la luce L pari a 14 m, risulta:

$$n_{0\text{sup}} = 13,16 \text{ Hz}$$

$$n_{0\text{inf}} = 5,71 \text{ Hz}$$

Dall'analisi modale dell'impalcato risulta

$$n_0 = 6,47 \text{ Hz}$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 2 - QUADRUPLICAMENTO PIEVE EMANUELE-PAVIA					
	RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO	COMMESSA NMOZ	LOTTO 20	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLVI0307001A	REV. 0

I coefficienti di incremento dinamico ϕ che aumentano l'intensità dei modelli di carico teorici, si assumono pari a ϕ_2 o ϕ_3 in dipendenza del livello di manutenzione della linea. In particolare in questo caso si sceglie di utilizzare prudenzialmente i valori relativi al caso di "linee con normale standard manutentivo", nonostante il ponte subisca interventi di manutenzione con cadenza annuale, pertanto:

(b) per linee con normale standard manutentivo:

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\phi} - 0.2} + 0.73 \quad \text{con la limitazione } 1.00 \leq \Phi_3 \leq 2.00 \quad (5.2.7)$$

dove L_ϕ rappresenta la lunghezza "caratteristica" in metri, così come definita in Tab.

1.4.2.5.3-1.

Stralcio manuale di progettazione RFI DTC SI PS MA IFS 001 B: indicazioni per il calcolo del coefficiente di incremento dinamico ϕ_3

$$L_\phi = 14 \text{ m}$$

$$\phi = 1,34$$

Il coefficiente di incremento dinamico si applica per il progetto e la verifica degli impalcati, mentre per il calcolo delle pile con snellezza inferiore a 30, delle spalle, delle fondazioni, dei muri di sostegno e delle spinte del terreno possono essere considerati coefficienti dinamici unitari.

5.5 Azione laterale di serpeggio

L'azione laterale indotta dal serpeggio si considera mediante una forza concentrata, agente orizzontalmente, applicata alla sommità della rotaia più alta perpendicolarmente all'asse del binario.

Il valore caratteristico di tale forza è

$$Q_{sk} = 100 \text{ KN}$$

La norma impone che tale valore venga moltiplicato per α ma non per il coefficiente di incremento dinamico. La norma specifica anche che tale forza laterale deve essere sempre combinata con i carichi verticali.

Risulta quanto segue:

Carico di serpeggio	Q_{sk}	100 [KN]
---------------------	----------	----------

Coefficiente alfa	α	1,1
-------------------	----------	-----

Carico di serpeggio Q_{sk} 110 [KN]

5.5.1 Applicazione del carico di serpeggio nel Modello 1

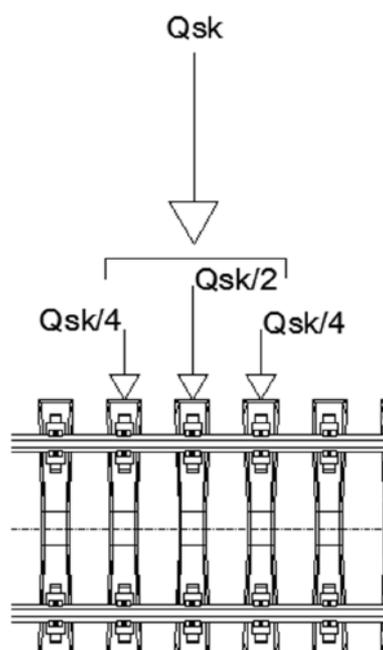
Viene applicata una forza orizzontale in direzione trasversale e il relativo momento di trasposto dalla testa binario al baricentro dell'impalcato.

Q_{sk} 100 kN
distanza testa binario - G impalcato 0.54 m

α	$F=Q_{sk} \times \alpha$ (kN)	M (kNm)
1.1 LM71	110	59.4
1.1 SW/0	110	59.4
1 SW/2	100	54

5.5.2 Applicazione del carico di serpeggio nel Modello 2

La forza è stata applicata considerando una diffusione analoga a quella prevista per i carichi concentrati del modello di treno LM71:



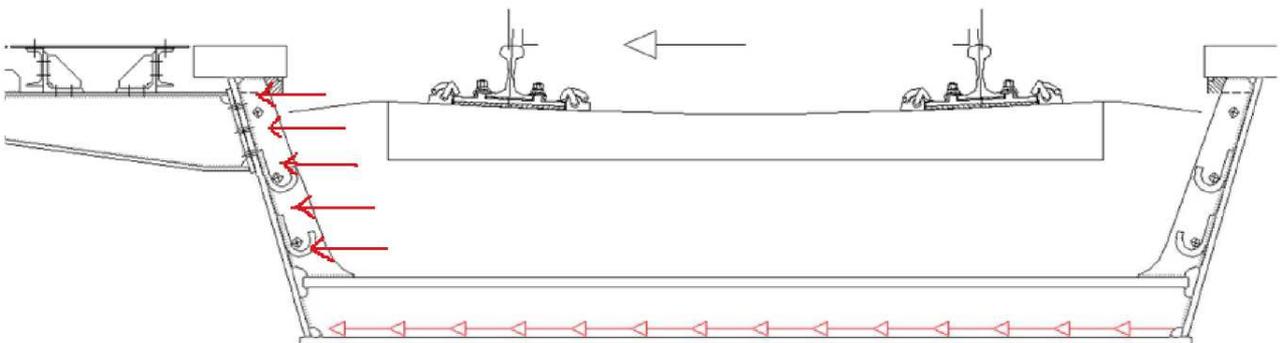
Essendo l'interasse fra le traverse pari a 0,60 m, il carico può distribuirsi linearmente:

$$Q_{sk} = 110 / 1,20 = 91,67 \text{ kN/m}$$

e sull'interasse di 0.495 m

$$Q_{sk (0.495)} = 110 / 1,20 = 45,4 \text{ kN}$$

Considerando un attrito significativo del ballast è possibile riportare la forza di serpeggio agente sulle traverse come un'azione superficiale agente sulla piastra inferiore e su una delle pareti verticali del cassone:



Schema di applicazione del carico di serpeggio: azione orizzontale

Essendo la larghezza della piastra pari a 2,8 m e quella delle pareti verticali pari a 0.803 m risulta:

$$Q_{sk (0.495)} = 12,5 \text{ kN/m}$$

Inoltre l'azione di serpeggio produce rispetto al baricentro della piastra inferiore anche un momento torcente M_{sk} , per effetto dell'eccentricità del carico orizzontale.

Considerando il braccio della forza di serpeggio pari a 0,803m (distanza tra il punto di applicazione della forza e il baricentro della piastra inferiore), risulta

$$M_{sk (0.495)} = 12,50 \cdot 0,803 = 8,2 \text{ kNm/m}$$

Questo momento distribuito è stato applicato sulla piastra inferiore e sulle pareti della vasca.

5.6 Azioni di avviamento e frenatura

Le forze di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale dello stesso. Tali forze sono da considerarsi uniformemente distribuite su una lunghezza di binario L definita in modo da ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento strutturale considerato.

I valori caratteristici considerati sono i seguenti.

Avviamento:

$$Q_{la,k} \quad 33 \text{ [KN/m]} \times L \text{ [m]} < 1000 \text{ [KN]}$$

dove L rappresenta la lunghezza sulla quale ripartire l'azione in maniera tale da ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento considerato (per i modelli di carico SW/0 e SW/2 saranno tenute in conto solo le porzioni di struttura caricate).

Frenatura:

$$\text{modelli LM 71, SW/0} \quad Q_{lb,k} \quad 20 \text{ [KN/m]} \times L \text{ [m]} < 6000 \text{ [KN]}$$

$$\text{modelli SW/2} \quad Q_{lb,k} \quad 35 \text{ [KN/m]} \times L \text{ [m]}$$

Le azioni di frenatura e di avviamento vengono combinate con i relativi carichi verticali.

La forza di avviamento si considera applicata ai primi 30.3 m di convoglio, mentre la forza di frenatura si considererà distribuita su tutta la lunghezza del ponte, per una lunghezza massima di 300 m.

Nel caso in questione le forze si applicano a tutta l'estensione longitudinale dell'impalcato.

I valori caratteristici dell'azione di frenatura e di quella di avviamento devono essere moltiplicati per α , ma non devono essere moltiplicati per ϕ .

Risulta quindi quanto segue.

AVVIAMENTO

	Fx	My	Fx/ml	My/ml
LM71	537.2	290.1	36.3	19.6
SW/0	537.2	290.1	36.3	19.6
SW/2	488.4	263.7	33.0	17.8

FRENATURA

	Fx	My	Fx/ml	My/ml
LM71	325.6	175.8	22.0	11.9
SW/0	325.6	175.8	22.0	11.9
SW/2	518.0	279.7	35.0	18.9

Le azioni sono state calcolate a partire dall'intera lunghezza del ponte pari a $L=14.8\text{m}$

I momenti sono relativi al trasporto delle forze lungo l'asse baricentrico dell'impalcato.

Per ciascun modello di carico sono stati considerati gli effetti maggiori tra l'avviamento e la frenatura:

LM71 e SW/0: avviamento

SW/2: frenatura

Sul modello longitudinale tali effetti sono stati applicati come carichi distribuiti (in termini di forze e momenti) lungo l'asse dell'impalcato.

5.7 Azione del vento

Per la determinazione dell'azione dovuta al vento si fa riferimento al DM 14.1.2008 e relativa circolare. In particolare le istruzioni prevedono che la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni e sui loro elementi proceda secondo lo schema seguente:

1. definite le caratteristiche del sito ove sorge la costruzione, si valuta la velocità di progetto e la pressione cinetica di picco del vento;
2. definita la forma, le dimensioni e l'orientamento della costruzione, si valutano le azioni aerodinamiche di picco esercitate dal vento sulla costruzione e sui suoi elementi;
3. definite le proprietà meccaniche della costruzione e dei suoi elementi si valutano le azioni statiche equivalenti.

Le analisi sono svolte considerando due condizioni di carico:

- 1) ponte non occupato da convoglio;
- 2) ponte occupato da convoglio.

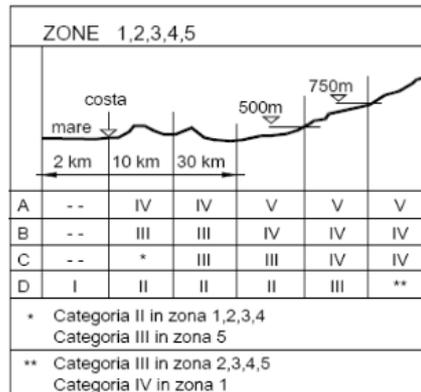
Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Usualmente tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti dirette secondo due assi principali della struttura, tali azioni esercitano normalmente all'elemento di parete o di copertura, pressioni e depressioni p (indicate rispettivamente con segno positivo e negativo) di intensità calcolate con la seguente espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

- q_b = pressione cinetica di riferimento;
- c_e = coefficiente di esposizione;

- c_p = coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico);
- c_d = coefficiente dinamico.



Definizione della categoria di esposizione

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Schema per la definizione della categoria di esposizione – cfr. NTC18

Il valore di c_e può essere ricavato mediante la relazione:

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

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

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	CLVI0307001A	0	37 di 68

1) Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	25	1000	0.01
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			100
T_R (Tempo di ritorno)			75
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$			
$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
v_b ($T_R = 50$ [m/s])			25.000
α_R (T_R)			1.02346
v_b (T_R) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s]			25.586

$$p \text{ (pressione del vento [N/mq])} = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

$$q_b \text{ (pressione cinetica di riferimento [N/mq])}$$

c_e (coefficiente di esposizione)

c_p (coefficiente di forma)

c_d (coefficiente dinamico)



Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

$$q_b = 409.17 \text{ N/mq}$$

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO

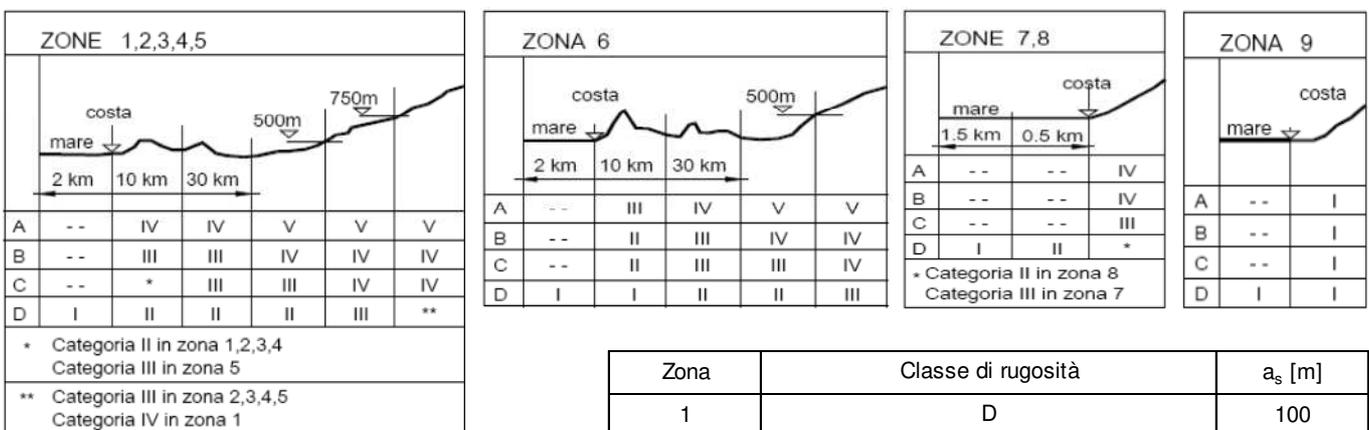
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 26	CLVI0307001A	0	38 di 68

Coefficiente di esposizione

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,....)

Categoria di esposizione



Zona	Classe di rugosità	a _s [m]
1	D	100

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

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

Cat. Esposiz.	k _r	z ₀ [m]	z _{min} [m]	c _t
II	0.19	0.05	4	1

q _b	0.41	kN/mq	
C _e	2.13		Coefficiente di esposizione calcolato per z = 7m
C _p	1.2		Coefficiente di forma
C _d	1		Coefficiente dinamico
P	1.05	kN/mq	Pressione del vento

In tal modo le azioni del vento e relativi momenti di trasporto al baricentro dell'impalcato sono i seguenti:

	H vento	R vento	Braccio	M vento
	m	kN/m	m	kNm/m
Ponte scarico	1	1.05	0	0
Ponte carico	5	5.25	2.02	10.61

5.7.1 Applicazione del carico del vento nel Modello 1

L'azione del vento viene modellata come un carico uniformemente distribuito lungo l'asse dell'impalcato in termini di forza e momento, agente nella direzione più sfavorevole.

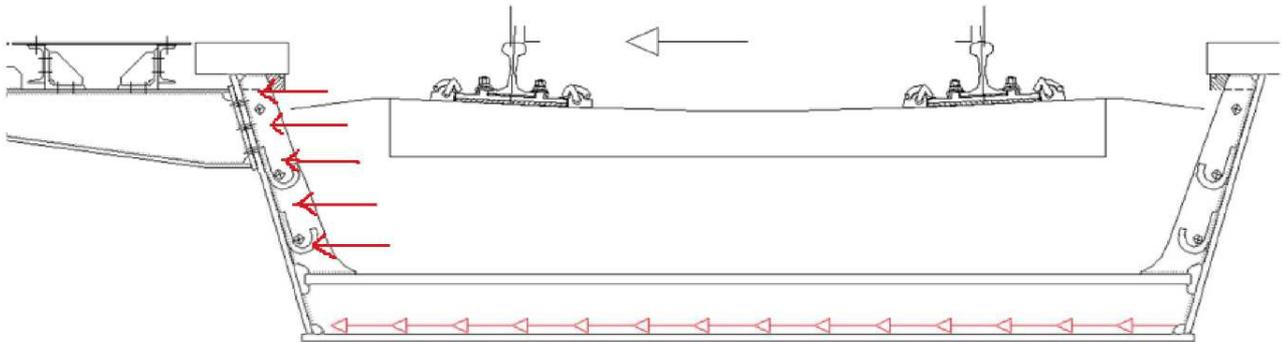
5.7.2 Applicazione del carico del vento nel Modello 2

Nel modello trasversale l'azione del vento è stata modellata secondo lo schema illustrato per il serpeggio.

Sull'interasse di 0,495 m

$$Q_{\text{vento}} (0,495) = 1,05 \cdot 0,495 = 0,52 \text{ kN/m} \quad (\text{agente sulla parete esterna})$$

Considerando un attrito significativo del ballast è possibile riportare la forza del vento agente sul treno (H = 4,0m) sulle traverse come un'azione superficiale agente sulla piastra inferiore e su una delle pareti verticali del cassone:



Schema di applicazione del carico del vento: azione orizzontale

$$Q_{\text{vento}} (0,495) = 1,05 \cdot 0,495 \cdot 4,0 / (0,816 + 2,80) = 0,6 \text{ kN/m}$$

Inoltre l'azione del vento produce rispetto al baricentro della piastra inferiore anche un momento torcente M_{vento} , per effetto dell'eccentricità del carico orizzontale.

Considerando la distanza tra la risultante della forza del vento (2,0m dal piano del ferro) e il baricentro della piastra inferiore risulta

$$M_{\text{sk}} (0,495) = 1,10 \cdot 0,495 \cdot 4,0 \cdot ((4,0+0,803) / 2) / (2 \cdot 0,816 + 2,80) = 1,13 \text{ kNm/m}$$

Questo momento distribuito è stato applicato sulla piastra inferiore e sulle pareti della vasca.

	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 2 - QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE-PAVIA					
	RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO	COMMESSA NMOZ	LOTTO 20	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLVI0307001A	REV. 0

5.8 Azione Sismica

Con riferimento alla normativa vigente (NTC-2008), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2 del D.M. 2008), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, come definite nel § 3.2.1 del D.M. 2008, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4 del D.M. 2008.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

F_o 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.

Gli spettri di risposta di progetto sono stati definiti per tutti gli stati limite considerati, e, note la latitudine e la longitudine del sito, si sono ricavati i valori dei parametri necessari alla definizione dell’azione sismica e quindi del relativo spettro di risposta. Più avanti sono indicati i valori di a_g , F_o e T_c^* necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

5.8.1 Vita nominale

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

Per l’opera in esame viene assunta una vita nominale $V_N = 75$.

5.8.2 Classe d’uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d’uso così definite:

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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 2 - QUADRUPLICAMENTO PIEVE EMANUELE-PAVIA					
	RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO	COMMESSA NMOZ	LOTTO 20	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLVI0307001A	REV. 0

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

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

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

Nel presente progetto si considera una **classe d'uso tipo III** con coefficiente d'uso $C_U=1,5$.

5.8.3 Periodo di riferimento

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

$$V_R = V_N \cdot C_U = 75 \cdot 1.5 = 112.5 \text{ anni (periodo di riferimento).}$$

5.8.4 Valutazione dei parametri di pericolosità sismica

Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{VR} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

	STATO LIMITE	P_{VR}: probabilità di superamento nel periodo di riferimento
SLE	SLO - Stato Limite di Operatività	81%
	SLD - Stato Limite di Danno	63%
SLU	SLV - Stato Limite di salvaguardia della Vita	10%
	SLC - Stato Limite di prevenzione del Collasso	5%

Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} = -\frac{Cu \cdot V_N}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

da cui si ottiene la seguente tabella:

Stati limite		Valori in anni del periodo di ritorno T _R al variare del periodo di riferimento V _R (anni)
SLE	SLO	68
	SLD	113
SLU	SLV	1068
	SLC	2193

Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periodo di riferimento V_R

Per il sito in esame, in base ai parametri precedentemente adottati, il periodo T_R in corrispondenza dello stato limite ultimo SLV è pari a T_R = 1068 anni.

5.8.5 Caratterizzazione sismica del terreno

5.8.5.1 Categorie di Sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale.

Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento in accordo a quanto indicato nel § 3.2.2 delle NTC2008.

I terreni di progetto possono essere caratterizzati come appartenenti a terreni di **Categoria C**.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 2 - QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE-PAVIA					
	RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO	COMMESSA NMOZ	LOTTO 20	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLVI0307001A	REV. 0

5.8.5.2 Condizioni topografiche

In condizioni topografiche superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Classificazione topografie superfici

Le categorie topografiche appena definite si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

L'area interessata risulta classificabile come **T1**.

5.8.5.3 Amplificazione Stratigrafica e Topografica

In riferimento a quanto indicato nel §3.2.3.2.1 delle NTC2008 per la definizione dello spettro elastico in accelerazione è necessario valutare il valore del coefficiente $S = S_S \cdot S_T$ e di C_C in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche; si fa riferimento nella valutazione dei coefficienti alle tabelle che sono riportate di seguito:

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella delle espressioni per S_S e C_C

Categoria Topografica	Ubicazione dell'opera dell'intervento	S _T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Tabella 1: Tabella valori massimi del coeff. di amplificazione topografica S_T

Il valore del coefficiente di amplificazione topografica è posto pari a **S_T = 1**

I valori dei coefficienti di amplificazione stratigrafica sono pari a **S_S = 1,50** e **C_C = 1,571**

5.8.6 Parametri sismici di calcolo

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATITUDINE:

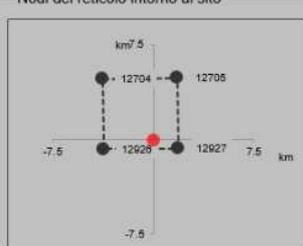
Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche: Grafici spettri di risposta, Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche: Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo: Sito esterno al reticolo, Interpolazione su 3 nodi, Interpolazione corretta

Interpolazione:

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

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

Individuazione della pericolosità del sito (Fase 1)

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

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

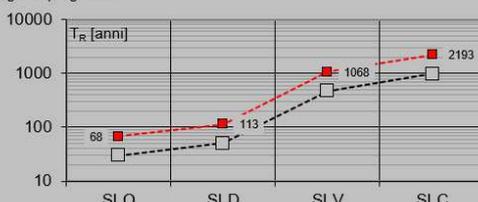
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

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

Elaborazioni

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

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

Scelta della strategia di progettazione (Fase 2)

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo info $S_S =$ $C_C =$ info

Categoria topografica info $h/H =$ $S_T =$ info

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

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) $\eta =$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_0 Regol. in altezza info

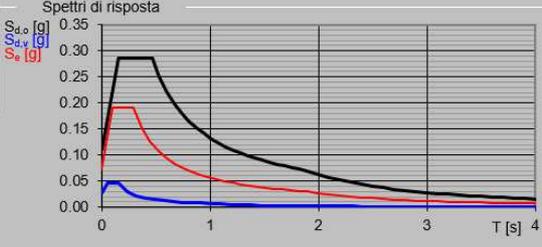
Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q $\eta =$ info

Elaborazioni

- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



— Spettro di progetto - componente orizzontale

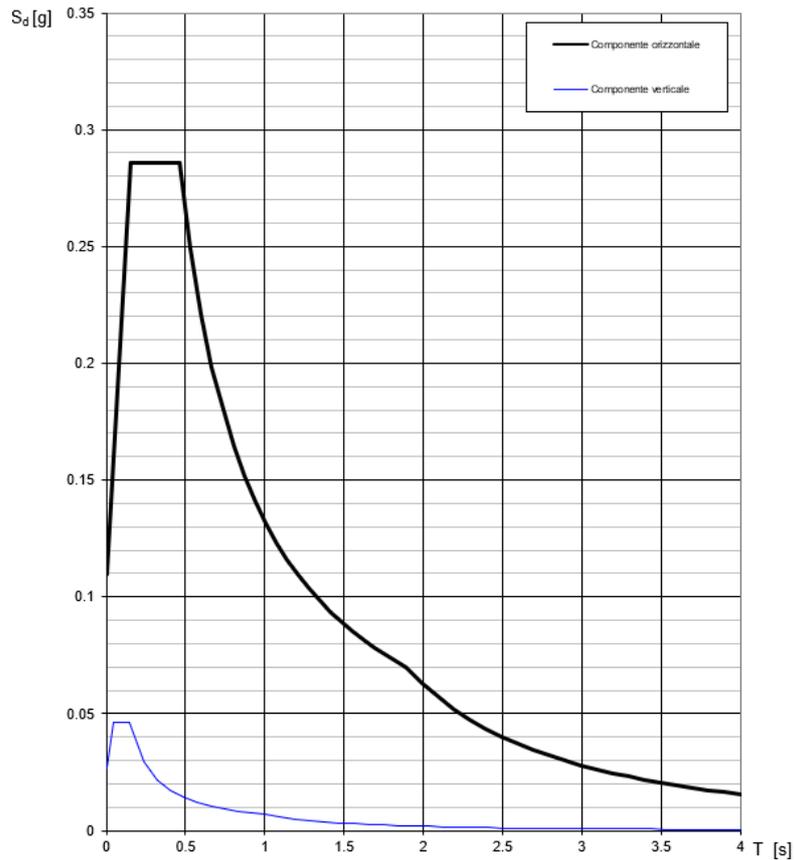
— Spettro di progetto - componente verticale

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

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

Determinazione dell'azione di progetto (Fase 3)

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



Spettro di progetto: grafico

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.073 g
F_0	2.606
T_C	0.295 s
S_S	1.500
C_C	1.571
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.154 s
T_C	0.463 s
T_D	1.893 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_c(T)$ sostituendo η con η/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	0.110
T_B	0.154	0.286
T_C	0.463	0.286
	0.531	0.249
	0.599	0.221
	0.667	0.198
	0.736	0.180
	0.804	0.165
	0.872	0.152
	0.940	0.141
	1.008	0.131
	1.076	0.123
	1.144	0.116
	1.212	0.109
	1.280	0.103
	1.348	0.098
	1.416	0.094
	1.484	0.089
	1.552	0.085
	1.620	0.082
	1.688	0.078
	1.757	0.075
	1.825	0.073
T_D	1.893	0.070
	1.993	0.063
	2.093	0.057
	2.194	0.052
	2.294	0.048
	2.394	0.044
	2.495	0.040
	2.595	0.037
	2.695	0.035
	2.796	0.032
	2.896	0.030
	2.996	0.028
	3.097	0.026
	3.197	0.025
	3.298	0.023
	3.398	0.022
	3.498	0.020
	3.599	0.019
	3.699	0.018
	3.799	0.017
	3.900	0.016
	4.000	0.016

Spettro di progetto: valori

5.8.7 Applicazione del sisma nel Modello 1

La modellazione dell'azione sismica è stata effettuata mediante un'analisi lineare dinamica.

In tal modo è stata eseguita un'analisi modale finalizzata alla determinazione dei modi di vibrare della costruzione.

Gli effetti del sisma, rappresentato dallo spettro di risposta di progetto, sono stato determinati per ciascuno dei modi di vibrare considerato.

Per la definizione dello spettro di progetto è stato assunto un fattore di struttura $q=1$.

È stato considerato un numero di modi di vibrare la cui massa partecipante totale è superiore all'85%.

La combinazione degli effetti relativi ai singoli modi è stata effettuata mediante una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo (CQC).

La massa sismica è calcolata secondo l'espressione:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{1j}$$

Per i carichi dovuti al transito dei treni si assumerà $\psi_2 = 0.2$.

Prudenzialmente è stata considerata la maggiore massa sismica relativa al treno di carico SW/2.

6 COMBINAZIONI DI CARICO

Nella progettazione dei ponti va considerata l'eventuale contemporaneità di più treni, secondo quanto previsto dalle norme ed indicato nella tabella seguente.

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

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

⁽²⁾ Salvo i casi in cui sia esplicitamente escluso

Il ponte analizzato corrisponde al caso di binario unico, pertanto si fa riferimento alla configurazione con treno LM71 o SW/0, nel caso di traffico normale, ed alla configurazione con treno SW/2, nel caso di traffico pesante.

Tutti gli effetti delle azioni vengono determinati con i carichi e le forze disposti nelle posizioni più sfavorevoli. Le azioni che producono effetti favorevoli sono trascurate (ad eccezione dei casi in cui si considerino i treni di carico SW che debbono considerarsi applicati per l'intera estensione del carico).

Gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli vanno sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti indicati nella seguente tabella.

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,00	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,00	0,00	1,0 (0,0)	1,0(0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,00	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6; 0,4)	-	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	fessurazione

Azione dominante
(1) Includendo tutti i fattori ad essi relativi (Φ, α , ecc...)
(2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1, 2, 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali.

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

Le azioni derivanti da ciascuno dei gruppi di carico sono da intendersi come un'unica azione caratteristica da utilizzarsi nella definizione dei valori rari e frequenti.

Ai fini delle analisi da condurre gli effetti di frenatura e avviamento sono stati considerati in maniera che l'uno escluda l'altro. Dunque o si hanno effetti di frenatura oppure di avviamento. Per i modelli di carico LM/71 e LM/71bis è stata considerata l'azione di avviamento Q_{1a}, mentre il modello di carico SW/2 è stata considerata l'azione di frenatura Q_{1b}. Le azioni sono state considerate agenti in un unico verso.

Per semplicità le azioni da traffico LM/71, LM/71bis ed SW/2 sono riferite nel seguito senza i pedici "vk" presenti invece nell'analisi dei carichi.

Sono stati definiti i seguenti 16 gruppi di carico (ogni gruppo va inteso due volte per il doppio segno delle azioni di frenatura o avviamento):

Gruppo 1 LM71 Mmax

LM 71 disposto in modo da massimizzare il momento in campata	1
Avviamento	0,5
Serpeggio	1

Gruppo 3 LM71 Mmax

LM 71 disposto in modo da massimizzare il momento in campata	1
Avviamento	1

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	CLVI0307001A	0	51 di 68

Serpeggio 0.5

Gruppo 1 LM71 Tmax

LM 71 disposto in modo da massimizzare il taglio in appoggio 1

Avviamento 0.5

Serpeggio 1

Gruppo 3 LM71 Tmax

LM 71 disposto in modo da massimizzare il taglio in appoggio 1

Avviamento 1

Serpeggio 0.5

Gruppo 1 SW/0

SW/0 1

Avviamento 0.5

Serpeggio 1

Gruppo 3 SW/0

SW/0 1

Avviamento 1

Serpeggio 0.5

Gruppo 1 SW/2

SW/2 1

Avviamento 0.5

Serpeggio 1

Gruppo 3 SW/2

SW/2 1

Avviamento 1

Serpeggio

0.5

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC-2008 al par.2.5.3:

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

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

Combinazione caratteristica rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d'esercizio:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} \dots;$$

Combinazione caratteristica frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots;$$

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

Combinazione sismica: $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} \dots$

Per le verifiche SLU si adottano i valori dei coefficienti parziali e dei coefficienti di combinazione riportati nelle seguenti figure.

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

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.

⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.

⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 2 - QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE-PAVIA					
	RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO	COMMESSA NMOZ	LOTTO 20	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLVI0307001A	REV. 0

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

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr ₁	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr ₂	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr ₃	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr ₄	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F _{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T _k	0,60	0,60	0,50

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

6.1 Combinazioni SLU

In riferimento allo SLU le azioni da traffico sono state combinate con i carichi permanenti, i carichi permanenti non strutturali e le altre azioni variabili.

Per ogni gruppo di carico definito in precedenza è stata definita una combinazione allo SLU, per un totale pertanto di 16 combinazioni SLU.

In entrambi i modelli trasversali è stata definita una unica combinazione di carico.

Di seguito si riportano i coefficienti utilizzati per ogni combinazione di carico:

	g1	g2	Gruppo	Vento
SLU	1.35	1.5	1.45	0.9

6.2 Combinazioni SLE

Analogamente a quanto fatto per gli SLU sono state definite le combinazioni di carico agli SLE.

Sono state così definite:

8 combinazioni RARE

8 combinazioni FREQUENTI

1 combinazione QUASI PERMANENTE.

Di seguito si riportano i coefficienti utilizzati per ogni combinazione di carico.

	g1	g2	Gruppo	Vento
SLE RARE	1	1	1	0.6
SLE FREQUENTI	1	1	0.8	0
SLE QUASI PERM.	1	1	0	0

6.3 Combinazioni SISMICHE

Sono state definite le combinazioni sismiche in presenza del treno di carico che produce i maggiori effetti sulla struttura.

I coefficienti di combinazione adottati sono i seguenti:

COMBINAZIONE	COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE			
	PESO PROPRIO	PERMANENTI PORTATI	TRAFFICO	SISMA
SISMICA	1,00	1,00	0,20	1,00

Per ogni direzione del sisma è stato considerato il 100% del sisma in quella direzione ed il 30% del sisma nelle altre direzioni ortogonali.

7 VERIFICHE SLU

7.1 Verifiche strutturali in direzione longitudinale

A partire dalle caratteristiche di sollecitazione sono state calcolate le tensioni agenti lungo l'intero impalcato per tutte le combinazioni di carico allo SLU.

Il calcolo tensionale è stato condotto nel seguente modo:

$$\sigma = N/A + M_3/I_3 y + M_2/I_2 x$$

$$\tau_y = V_2 / A_2$$

$$\tau_x = V_3 / A_3$$

Con:

x e y assi baricentrici orizzontale e verticale nel piano della sezione dell'impalcato

N: sforzo normale

M₃: momento flettente con vettore momento agente secondo x

I₃: momento di inerzia attorno all'asse x

M₂: momento flettente con vettore momento agente secondo y

I₂: momento di inerzia attorno all'asse y

V₂ e A₂ rispettivamente taglio ed area di taglio secondo l'asse y

V₃ e A₃ rispettivamente taglio ed area di taglio secondo l'asse x

A	0.2732	m ²
Jx	0.0513	m ⁴
Jy	0.4715	m ⁴
y _{sup}	0.5352	m
y _{inf}	-0.4998	m
x _{sup}	1.75	m
x _{inf}	1.45	m
A _{taglio x}	0.2135	m ²
A _{taglio y}	0.0712	m ²

Le tensioni sono state calcolate nei quattro vertici più esterni della sezione.

Infine sono state calcolate le tensioni ideali negli stessi punti.

La verifica risulta soddisfatta se $\sigma_{IDEALE} \leq f_{yd}$.

Si riportano di seguito le maggiori tensioni nei quattro punti.

Nell'allegato 1 si riporta il calcolo tensionale completo.

Convenzioni segni tensioni: $\sigma < 0$ trazione

Tensioni σ :

	$\sigma_N + \sigma_{sup,M3} - \sigma_{sup,M2}$	$\sigma_N + \sigma_{sup,M3} + \sigma_{sup,M2}$	$\sigma_N + \sigma_{inf,M3} - \sigma_{inf,M2}$	$\sigma_N + \sigma_{inf,M3} + \sigma_{inf,M2}$
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
Min	-5.4	-4.3	-103.4	-104.4
Max	111.8	110.6	4.5	5.4

Tensioni τ :

	τ_{v2}	τ_{v3}
	[MPa]	[MPa]
Min	-42.8	-0.6
Max	42.8	0.9

Tensioni ideali:

	$\sigma_{ideale,SUP +M3 -M2}$	$\sigma_{ideale,SUP +M3 +M2}$	$\sigma_{ideale,INF +M3 -M2}$	$\sigma_{ideale,INF +M3 +M2}$
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
	111.8	110.6	103.4	104.4

Tutte le tensioni risultano inferiori ai limiti.

7.2 Verifiche strutturali in direzione trasversale

A partire dalle caratteristiche di sollecitazione sono state calcolate le tensioni agenti lungo l'intera sezione trasversale per le combinazioni di carico allo SLU.

Il calcolo tensionale è stato condotto nel seguente modo:

$$\sigma = N/A + M_3/I_3 y$$

$$\tau_y = V_2 / A_2$$

con:

x e y assi baricentrici orizzontale e verticale nel piano della sezione dell'impalcato

N: sforzo normale

M₃: momento flettente con vettore momento agente secondo x

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 26	CLVI0307001A	0	58 di 68

I_3 : momento di inerzia attorno all'asse x

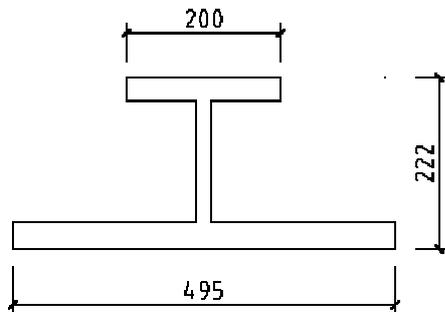
V_2 e A_2 rispettivamente taglio ed area di taglio secondo l'asse y

Le tensioni sono state calcolate agli estremi della sezione.

Infine sono state calcolate le tensioni ideali negli stessi punti.

La verifica risulta soddisfatta se $\sigma_{IDEALE} \leq f_{yd}$.

Sezione resistente piastra di base



J_3	0,00017	m^3
W_{3sup}	0,00116	m^3
W_{3inf}	-0,00243	m^3
y_{inf}	-0,07185	m
y_{sup}	0,15015	m
A_2	0,00444	m^2
$A_{assiale}$	0,02647	m^2

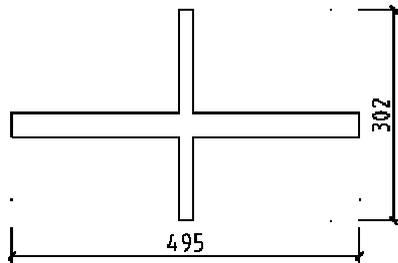
N	M3	$\sigma_{sup,N M3}$	$\sigma_{inf,N M3}$	V2	τ_{v2}	σ_{id}	
[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	[kN]	[MPa]	[MPa]	
44,0	70,0	58,4	-30,4	19,0	4,3	58,9	Sez_D centrale
70,0	10,0	5,9	-6,8	77,0	17,3	30,8	Sez_D laterale_Sx
19,0	-20,0	-17,9	7,5	134,0	30,2	55,2	Sez_D laterale_Dx

< 195,2 Mpa < 338,1 Mpa

Sezione resistente pareti laterali

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 26	CLVI0307001A	0	59 di 68

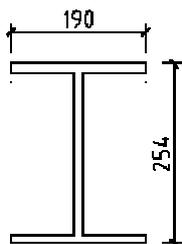


J_3	0,00005	m ³
W_{3sup}	0,00030	m ³
W_{3inf}	-0,00034	m ³
y_{inf}	-0,14110	m
y_{sup}	0,16090	m
A_2	0,00665	m ²
$A_{assiale}$	0,02647	m ²

N	M3	$\sigma_{sup,N M3}$	$\sigma_{inf,N M3}$	T2	τ_{T2}	σ_{id}	
[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	[kN]	[MPa]	[MPa]	
-7,0	10,5	35,2	-30,3	1,0	0,2	30,3	Sez_D inferiore_Sin
-5,0	5,5	18,5	-15,8	1,0	0,0	15,8	Sez_D superiore_Sin
-4,0	-20,0	-66,3	58,4	20,0	3,0	66,5	Sez_D inferiore_Des
-3,0	-9,0	-29,8	26,3	12,0	0,5	29,8	Sez_D superiore_Des
-32,0	-12,0	-38,7	36,2	5,5	0,8	36,2	Sez_E inferiore_Sin
-30,0	-15,0	-48,7	44,9	5,5	0,2	44,9	Sez_E superiore_Sin
-4,0	-20,0	-66,3	58,4	20,0	3,0	66,5	Sez_E inferiore_Des
-3,0	-9,0	-29,8	26,3	12,0	0,5	29,8	Sez_E superiore_Des

< 195,2 Mpa < 338,1 Mpa

Sezione resistente trave passerella



RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 26	CLVI0307001A	0	60 di 68

J_3	0,00008 m ³
W_{3sup}	0,00062 m ³
W_{3inf}	-0,00062 m ³
y_{inf}	-0,12700 m
y_{sup}	0,12700 m
A_2	0,00305 m ²

M3	$\sigma_{sup,M3}$	$\sigma_{inf,M3}$	T2	τ_{T2}	σ_{id}
[kNm]	[MPa]	[MPa]	[kN]	[MPa]	[MPa]
-19,5	-31,35	31,35	25,5	8,37	34,54

< 195,2 Mpa < 338,1 Mpa

7.3 Stato tensionale complessivo nella piastra di base della sezione di mezzeria derivante dai due modelli

Tensioni σ longitudinali:

	$\sigma_N + \sigma_{inf,M3} + \sigma_{inf,M2}$
	[MPa]
Min	-104.4
Max	5.4

Tensioni τ :

	τ_{v2}	τ_{v3}
	[MPa]	[MPa]
Min	-42.8	-0.6
Max	42.8	0.9

Tensioni σ trasversali:

$\sigma_{inf,N M3}$	τ_{v2}
[MPa]	[MPa]
-30,4	4,3

$$\sigma_{id,VM} = \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2}$$

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	CLVI0307001A	0	61 di 68

Tensione ideale:

σ_{ideale}	
[MPa]	
115	< 338,1

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 2 - QUADRUPLICAMENTO PIEVE EMANUELE-PAVIA					
	RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO	COMMESSA NMOZ	LOTTO 20	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLVI0307001A	REV. 0

8 VERIFICHE SLE

Di seguito si riportano le verifiche agli SLE per l'impalcato metallico.

Le verifiche sono condotte con riferimento al punto 1.8.3.2.2 delle specifiche RFI "Requisiti concernenti le deformazioni e le vibrazioni". Le verifiche di deformazione sono eseguite considerando la combinazione caratteristica rara degli SLE.

Tutte le verifiche di deformabilità dell'impalcato sono state condotte considerando il contributo di rigidità dato dalla vasca di c.a. al 50 % come previsto dalla specifica RFI.

8.1 Verifica all'inflessione verticale

Verifica con limite L/600

Il massimo valore di spostamento verticale dell'impalcato sotto i carichi accidentali ferroviari non deve eccedere il valore limite di L/600.

Nel caso in oggetto lo spostamento verticale limite S_{vlim} risulta pari a:

$$S_{vlim} = 14000/600 = 23,3 \text{ mm}$$

La massima deformazione verticale derivante dal traffico ferroviario è pari a $8.9\text{mm} < S_{vlim}$. (Gruppo 1 SW/2)

Verifica con limite L/1000

Il massimo valore di spostamento verticale dell'impalcato sotto i carichi accidentali dell'LM71 non deve eccedere il valore limite di L/1000.

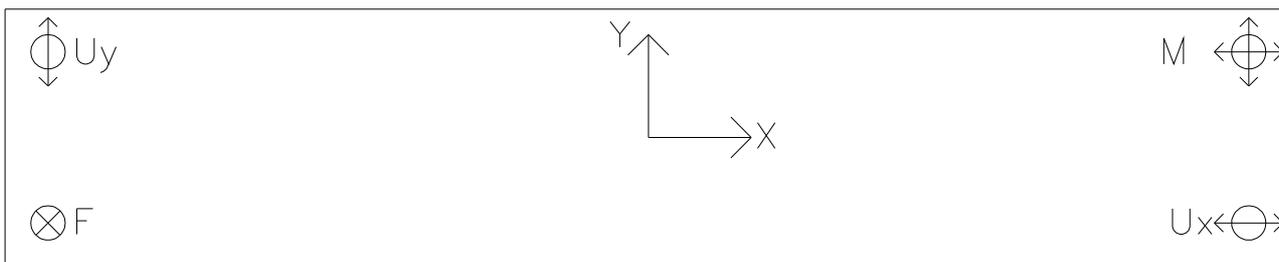
Nel caso in oggetto lo spostamento verticale limite S_{vlim} risulta pari a:

$$S_{vlim} = 14000/1000 = 14,00 \text{ mm}$$

La massima deformazione verticale derivante dal traffico ferroviario LM71 è pari a $8.5\text{mm} < S_{vlim}$. (Gruppo 1 LM71).

9 SCARICHI AGLI APPOGGI

Schema appoggi:



SPALLA
FISSA

SPALLA
MOBILE

Si riporta di seguito l'output del modello di calcolo delle reazioni nei due punti di appoggio per le combinazioni allo SLU e sismiche SLV.

Il Nodo n.1 è relativo all'appoggio fisso mentre il nodo n.2 all'appoggio mobile.

F1: forza secondo X

F2: forza secondo Y

F3: forza secondo Z

M1: momento secondo X

M2: momento secondo Y

M3: momento secondo Z

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
2	SLUSTR1	Combination		-388	115	2796	-281	0	356
2	SLUSTR2	Combination		-388	187	3340	-316	0	211
2	SLUSTR3	Combination		-776	75	2781	-259	0	216
2	SLUSTR4	Combination		-776	111	3325	-277	0	144
2	SISMA_X_SLV	Combination	Max	124	44	1000	-73	0	135
2	SISMA_X_SLV	Combination	Min	-331	-24	1000	-73	0	-65
2	SISMA_Y_SLV	Combination	Max	-35	124	1000	-73	0	369
2	SISMA_Y_SLV	Combination	Min	-172	-104	1000	-73	0	-299
2	SLUSTR5	Combination		-388	115	3110	-348	0	356
2	SLUSTR6	Combination		-776	75	3095	-326	0	216
2	SLUSTR7	Combination		-374	107	3164	-348	0	331
2	SLUSTR8	Combination		-749	71	3149	-329	0	204
2	SLUSTR9	Combination		388	115	2826	-281	0	356
2	SLUSTR10	Combination		388	187	3370	-316	0	211

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	CLVI0307001A	0	64 di 68

2	SLUSTR11	Combination	776	75	2841	-259	0	216
2	SLUSTR12	Combination	776	111	3385	-277	0	144
2	SLUSTR13	Combination	388	115	3140	-348	0	356
2	SLUSTR14	Combination	776	75	3155	-326	0	216
2	SLUSTR15	Combination	374	107	3192	-348	0	331
2	SLUSTR16	Combination	749	71	3207	-329	0	204
14	SLUSTR1	Combination	0	115	2826	-281	0	-356
14	SLUSTR2	Combination	0	42	2453	-245	0	-121
14	SLUSTR3	Combination	0	75	2841	-259	0	-216
14	SLUSTR4	Combination	0	39	2468	-241	0	-99
14	SISMA_X_SLV	Combination Max	0	43	1008	-73	0	66
14	SISMA_X_SLV	Combination Min	0	-23	1008	-73	0	-136
14	SISMA_Y_SLV	Combination Max	0	120	1008	-73	0	302
14	SISMA_Y_SLV	Combination Min	0	-100	1008	-73	0	-372
14	SLUSTR5	Combination	0	115	3140	-348	0	-356
14	SLUSTR6	Combination	0	75	3155	-326	0	-216
14	SLUSTR7	Combination	0	107	3192	-348	0	-331
14	SLUSTR8	Combination	0	71	3207	-329	0	-204
14	SLUSTR9	Combination	0	115	2796	-281	0	-356
14	SLUSTR10	Combination	0	42	2423	-245	0	-121
14	SLUSTR11	Combination	0	75	2781	-259	0	-216
14	SLUSTR12	Combination	0	39	2408	-241	0	-99
14	SLUSTR13	Combination	0	115	3110	-348	0	-356
14	SLUSTR14	Combination	0	75	3095	-326	0	-216
14	SLUSTR15	Combination	0	107	3164	-348	0	-331
14	SLUSTR16	Combination	0	71	3149	-329	0	-204

A partire dai suindicati risultati sono stati valutati gli scarichi sui quattro appoggi dell'impalcato.

Spalla fissa – Appoggio fisso

$$F_x = F_1/2 \pm M_3/\text{interasse appoggi}$$

$$F_y = F_2$$

$$F_z = F_3/2 \pm M_1/\text{interasse appoggi}$$

Spalla fissa – Appoggio mobile in y (Uy)

$$F_x = F_1/2 \pm M_3/\text{interasse appoggi}$$

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	CLVI0307001A	0	65 di 68

$$F_y = 0$$

$$F_z = F_3/2 \pm M_1/\text{interasse appoggi}$$

Spalla mobile – Appoggio multidirezionale in x e y (M)

$$F_x = 0$$

$$F_y = 0$$

$$F_z = F_3/2 \pm M_1/\text{interasse appoggi}$$

Spalla mobile – Appoggio mobile in x (Ux)

$$F_x = 0$$

$$F_y = F_2$$

$$F_z = F_3/2 \pm M_1/\text{interasse appoggi}$$

SPALLA FISSA - APPOGGIO FISSO

	$F_x = F_1/2 + M_3/\text{int}$	$F_x = F_1/2 - M_3/\text{int}$	$F_y = F_2$	$F_z = F_3/2 + M_1/\text{int}$	$F_z = F_3/2 - M_1/\text{int}$
SLUSTR1	-67	-321	115	1298	1498
SLUSTR2	-119	-269	187	1557	1783
SLUSTR3	-311	-465	75	1298	1483
SLUSTR4	-337	-440	111	1564	1762
SISMA_X_SLV	111	14	44	474	526
SISMA_X_SLV	-189	-142	-24	474	526
SISMA_Y_SLV	114	-149	124	474	526
SISMA_Y_SLV	-193	21	-104	474	526
SLUSTR5	-67	-321	115	1431	1679
SLUSTR6	-311	-465	75	1431	1664
SLUSTR7	-69	-305	107	1457	1706
SLUSTR8	-302	-447	71	1457	1692
SLUSTR9	321	67	115	1313	1513
SLUSTR10	269	119	187	1572	1798
SLUSTR11	465	311	75	1328	1513
SLUSTR12	440	337	111	1594	1792
SLUSTR13	321	67	115	1446	1694
SLUSTR14	465	311	75	1461	1694

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 26	CLVI0307001A	0	66 di 68

SLUSTR15	305	69	107	1472	1721
SLUSTR16	447	302	71	1486	1721

	$F_x = F1/2 + M3/int$	$F_x = F1/2 - M3/int$	$F_y = F2$	$F_z = F3/2 + M1/int$	$F_z = F3/2 - M1/int$
min	-337	-465	-104	474	526
max	465	337	187	1594	1798

SPALLA FISSA - APPOGGIO UNIDIREZIONALE Y

	$F_x = F1/2 + M3/int$	$F_x = F1/2 - M3/int$	F_y	$F_z = F3/2 + M1/int$	$F_z = F3/2 - M1/int$
SLUSTR1	-67	-321	0	1298	1498
SLUSTR2	-119	-269	0	1557	1783
SLUSTR3	-311	-465	0	1298	1483
SLUSTR4	-337	-440	0	1564	1762
SISMA_X_SLV	111	14	0	474	526
SISMA_X_SLV	-189	-142	0	474	526
SISMA_Y_SLV	114	-149	0	474	526
SISMA_Y_SLV	-193	21	0	474	526
SLUSTR5	-67	-321	0	1431	1679
SLUSTR6	-311	-465	0	1431	1664
SLUSTR7	-69	-305	0	1457	1706
SLUSTR8	-302	-447	0	1457	1692
SLUSTR9	321	67	0	1313	1513
SLUSTR10	269	119	0	1572	1798
SLUSTR11	465	311	0	1328	1513
SLUSTR12	440	337	0	1594	1792
SLUSTR13	321	67	0	1446	1694
SLUSTR14	465	311	0	1461	1694
SLUSTR15	305	69	0	1472	1721
SLUSTR16	447	302	0	1486	1721

	$F_x = F1/2 + M3/int$	$F_x = F1/2 - M3/int$	F_y	$F_z = F3/2 + M1/int$	$F_z = F3/2 - M1/int$
min	-337	-465	0	474	526
max	465	337	0	1594	1798

SPALLA MOBILE - APPOGGIO MULTIDIREZIONALE

	Fx	Fy	Fz = F3/2 + M1/int	Fz = F3/2 - M1/int
SLUSTR1	0	0	1313	1513
SLUSTR2	0	0	1139	1314
SLUSTR3	0	0	1328	1513
SLUSTR4	0	0	1148	1320
SISMA_X_SLV	0	0	478	530
SISMA_X_SLV	0	0	478	530
SISMA_Y_SLV	0	0	478	530
SISMA_Y_SLV	0	0	478	530
SLUSTR5	0	0	1446	1694
SLUSTR6	0	0	1461	1694
SLUSTR7	0	0	1472	1721
SLUSTR8	0	0	1486	1721
SLUSTR9	0	0	1298	1498
SLUSTR10	0	0	1124	1299
SLUSTR11	0	0	1298	1483
SLUSTR12	0	0	1118	1290
SLUSTR13	0	0	1431	1679
SLUSTR14	0	0	1431	1664
SLUSTR15	0	0	1457	1706
SLUSTR16	0	0	1457	1692

	Fx	Fy	Fz = F3/2 + M1/int	Fz = F3/2 - M1/int
min	0	0	478	530
max	0	0	1486	1721

SPALLA MOBILE - APPOGGIO UNIDIREZIONALE

	Fx	Fy = F2	Fz = F3/2 + M1/int	Fz = F3/2 - M1/int
SLUSTR1	0	115	1313	1513
SLUSTR2	0	42	1139	1314
SLUSTR3	0	75	1328	1513
SLUSTR4	0	39	1148	1320
SISMA_X_SLV	0	43	478	530

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	CLVI0307001A	0	68 di 68

SISMA_X_SLV	0	-23	478	530
SISMA_Y_SLV	0	120	478	530
SISMA_Y_SLV	0	-100	478	530
SLUSTR5	0	115	1446	1694
SLUSTR6	0	75	1461	1694
SLUSTR7	0	107	1472	1721
SLUSTR8	0	71	1486	1721
SLUSTR9	0	115	1298	1498
SLUSTR10	0	42	1124	1299
SLUSTR11	0	75	1298	1483
SLUSTR12	0	39	1118	1290
SLUSTR13	0	115	1431	1679
SLUSTR14	0	75	1431	1664
SLUSTR15	0	107	1457	1706
SLUSTR16	0	71	1457	1692

	Fx	Fy = F2	Fz = F3/2 + M1/int	Fz = F3/2 - M1/int
min	0	-100	478	530
max	0	120	1486	1721