

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

ITINERARIO NAPOLI-BARI.

RADDOPPIO TRATTA CANCELLO - BENEVENTO.

II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO - VITULANO.

Elaborati tipologici Ponti e Viadotti

Relazione di calcolo - Impalcato L=12,50m

SCALA:

-

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

IF0H 02 D 11 CL VI0000 001 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	M.Piscitelli	Ottobre 2017	F.Bavetta	Ottobre 2017	F.Cerrone	Ottobre 2017	F. Arduini Febbraio 2018
B	EMISSIONE ESECUTIVA	M.Piscitelli	Febbraio 2018	F.Bavetta	Febbraio 2018	F.Cerrone	Febbraio 2018	

ITALFERR S.p.A.  
Direzione Tecnica  
Infrastrutture Centro  
Dot. Ing. Fabrizio Arduini  
n. 16992/101A  
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma

File: IF0H02D11CLVI000001B.doc

n. Elab.: 0L 035\_10

## INDICE

1.	GENERALITA' .....	5
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	6
1.2	CRITERI DI CALCOLO.....	9
1.3	UNITÀ DI MISURA.....	9
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	10
2.1	ELABORATI DI RIFERIMENTO.....	10
3.	MATERIALI .....	11
3.1	CLASSI DI ESPOSIZIONE E COPRIFERRI .....	11
3.2	CALCESTRUZZO PER IMPALCATO (C 32/40) .....	12
3.3	ACCIAIO PER PROFILATI E LAMIERE (S 355J0).....	13
3.4	ACCIAIO PER PIOLI (S235).....	14
3.5	ACCIAIO IN BARRE D'ARMATURA PER C.A. (B450C) .....	16
4.	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO .....	17
4.1	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO DELL'OPERA .....	18
4.2	PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA.....	20
4.3	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CATEGORIA TOPOGRAFICA .....	25
5.	ANALISI DEI CARICHI .....	27
5.1	PESI PERMANENTI STRUTTURALI E NON STRUTTURALI.....	27
5.2	CARICHI VARIABILI .....	28
5.2.1	Azioni da traffico ferroviario.....	28
5.2.1.1	Incremento dinamico.....	31
5.2.1.2	Contemporaneità dei treni sui binari.....	31
5.2.2	Azioni orizzontali da avviamento / frenatura .....	32
5.2.3	Forza centrifuga.....	33
5.2.4	Serpeggio.....	33

5.2.5	Carico sui marciapiedi.....	33
5.2.6	Azioni da Vento .....	34
5.2.7	Azioni aerodinamiche indotte dal transito dei convogli.....	40
5.2.8	Azioni parassite dei vincoli .....	41
5.3	AZIONE SISMICA.....	43
6.	COMBINAZIONI DI CARICO .....	46
6.1	COMBINAZIONI DI CARICO PER DETERMINAZIONE SCARICHI SUGLI APPARECCHI DI APPOGGIO.....	48
6.2	COMBINAZIONI DI CARICO PER DETERMINAZIONE SOLLECITAZIONI TRAVE IMPALCATO .....	52
7.	CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI.....	53
7.1	VERIFICHE ALLO SLU .....	53
7.1.1	Pressoflessione.....	53
7.1.2	Taglio .....	54
7.2	VERIFICA SLE.....	56
7.2.1	Verifiche alle tensioni.....	56
7.2.2	Verifiche a fessurazione .....	57
8.	SOLLECITAZIONI SULLA FASCIA BRS .....	58
9.	CALCOLO TRAVE DI BORDO FASCIA.....	63
10.	RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI SULLA TRAVE DI BORDO FASCIA.....	67
10.1	MODELLO DI CARICO: TRENO LM71.....	67
10.2	MODELLO DI CARICO: TRENO SW/2 .....	68
11.	VERIFICHE DI RESISTENZA .....	69
12.	VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ.....	70
12.1	FREQUENZA PROPRIA DELL'IMPALCATO .....	71
12.2	FRECCIA SOTTO I CARICHI ACCIDENTALI DINAMIZZATI LM71 .....	72
12.3	ROTAZIONE AGLI APPOGGI.....	73

Elaborati tipologici Ponti e Viadotti- Relazione di calcolo - Impalcato L=12,50m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	02 D 11	CL	VI0000 001	B	4 di 83

12.4	SGHEMBO.....	73
13.	VERIFICA DELLO SBALZO TRASVERSALE .....	75
14.	AZIONI SUGLI APPOGGI .....	77

## 1. GENERALITA'

Il presente documento si inserisce nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici di progetto definitivo del Raddoppio dell'Itinerario Ferroviario Napoli-Bari nella Tratta Canello-Benevento/ 2° Lotto Funzionale Frasso Telesino – Vitulano.

Le Analisi e Verifiche nel seguito esposte fanno in particolare riferimento alla tipologia di impalcato a travi a doppio T incorporate di luce pari a 12.5m prevista in corrispondenza della campata compresa fra la spalla S2 e la pila P1 del viadotto VI04 e per i viadotti VI09 e VI10 a singola campata.

Di seguito si riportano in forma sintetica le caratteristiche salienti delle opere citate:

WBS	Pk in (m)	Pk fin (m)	L(m)	Campate	Luci Calcolo Impalcato	Geometria Asse	B.A.R.	Zona sismica Locale	Categoria di Sottosuolo	Ss x St
VI04	19+741.05	19+775.55	34.50	2	21.10+11.60	Curva - R=1600m	DX	S1	C	1.31
VI09	28+455.00	28+467.50	12.50	1	11.6	Rettifilo/inizio clot	SX	S2	C	1.25
VI10	30+484.10	30+496.60	12.50	1	11.6	Rettifilo	-	S3	C	1.18

Si segnala che ai fini della valutazione delle sollecitazioni di progetto per il dimensionamento degli apparecchi di appoggio è stata esaminata la situazione relativa al viadotto VI10 risultata maggiormente gravosa in quanto a combinazione degli effetti associati alla geometria dell'impalcato e alla configurazione plano-altimetrica del tracciato e al sisma.

Per la valutazione delle sollecitazioni di progetto utili al dimensionamento delle sottostrutture si è in ogni caso tenuto conto, nell'ambito della specifica relazione di calcolo delle sottostrutture delle singole opere, delle effettive condizioni locali (geometria, condizioni di carico, condizioni geotecniche e sismiche).

Per la verifica delle travi dell'impalcato, è stato considerato in ogni caso un Raggio di curvatura minimo tra quelli in esame, ovvero Rc=1600m.

## 1.1 Descrizione dell'opera

Il viadotto in esame è costituito da un'unica campata di luce pari a 12.50 m.

L'impalcato è costituito da 28 travi metalliche HE600M incorporate 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.

La distanza tra il piano ferro e l'intradosso impalcato risulta pari a 1.573 m.

L'opera in oggetto è progettata per una vita nominale VN pari a 75 anni. Gli si attribuisce inoltre una classe d'uso III ("Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza.") ai sensi del D. Min. 14/01/2008, da cui scaturisce un coefficiente d'uso CU = 1.5.

I dati di progetto per la verifica dell'impalcato sono:

### Caratteristiche tracciato

Raggio di curvatura:	Rettifilo
Sopraelevazione della rotaia:	$s_r = 10$ cm
Velocità di progetto	$V_1 = 160$ km/h
Ponte di categoria:	Cat A
Numero binari:	$nb = 2$

### Caratteristiche geometriche impalcato

Lunghezza dell'impalcato di progetto:	$L_{imp} = 12.5$ m
Larghezza strutturale dell'impalcato:	$B_i = 11.93$ m
Larghezza del ballast:	$B_b = 770$ cm
Spessore medio del ballast:	$S_b = 80$ cm
Larghezza di ripartizione per verifiche:	$B_{rs} = 4.0$ m

Spessori dell'impalcato (min - max):  $S_{sn}=72 \text{ cm} - S_{sm}=77.3 \text{ cm}$

Profilo delle travi in acciaio: HE600M

Interasse delle travi:  $l_p= 42 \text{ cm}$

Numero totale travi:  $n_{pt}= 28$

Di seguitosi riportano le sezioni rappresentativa dell'impalcato, che si riferiscono alle due tipologie previste nel progetto.

SEZIONE B-B-Scala 1:50

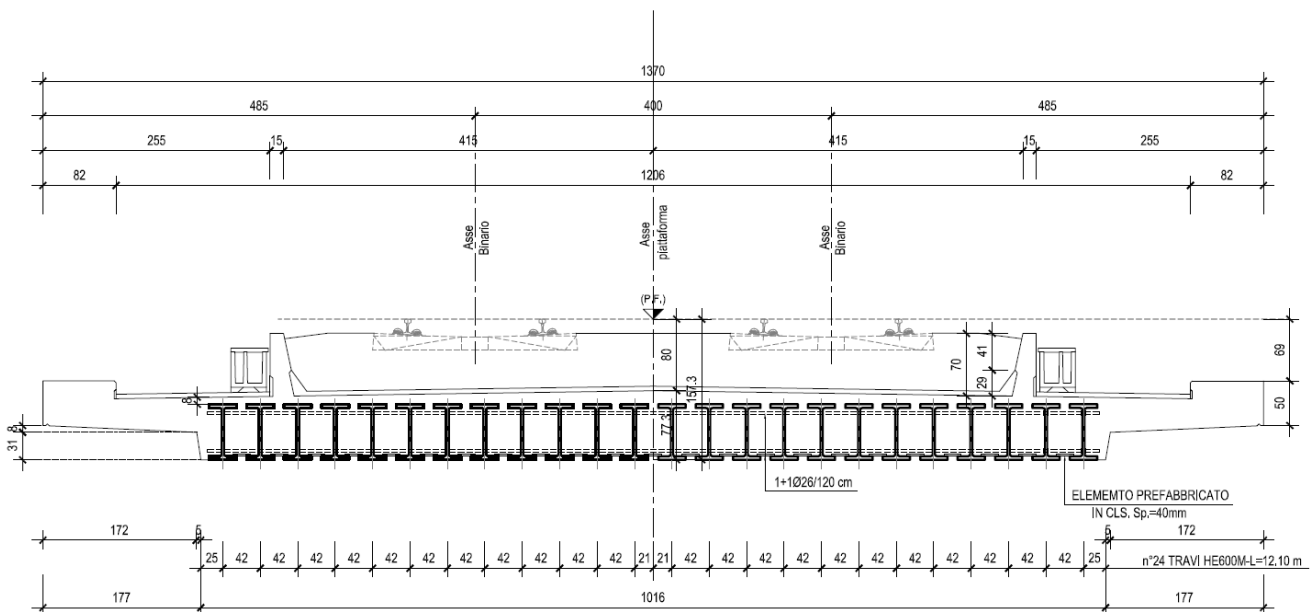


Figura 1 – Sezione trasversale impalcato standard





## 1.2 CRITERI DI CALCOLO

Ai fini della verifica delle travi di impalcato, secondo la specifica RFI DTC SICS MA SP IFS 001 A per una luce di calcolo maggiore di 9 m, l'impalcato rientra nelle specifiche del Tipologico 2, pertanto ai fini delle verifiche di resistenza e deformabilità i carichi vengono ripartiti sulla larghezza:  $B_{rs} = 4.0$  m.

Per cui il numero di travi comprese in tale fascia è:

$$N_{ps} = B_{rs}/I_p = 4.0/0.42 \approx 9$$

Le azioni vengono combinate in modo da determinare le massime sollecitazioni negli elementi strutturali.

È stata tuttavia condotta, parallelamente, una analisi globale dell'intero impalcato per la determinazione degli scarichi sugli apparecchi di appoggio.

## 1.3 Unità di misura

Nel seguito si adotteranno le seguenti unità di misura:

- per le lunghezze  $\Rightarrow$  m, mm
- per i carichi  $\Rightarrow$  kN, kN/m<sup>2</sup>, kN/m<sup>3</sup>
- per le azioni di calcolo  $\Rightarrow$  kN, kNm
- per le tensioni  $\Rightarrow$  Mpa

## 2. **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Di seguito si riporta l'elenco generale delle Normative Nazionali ed internazionali vigenti alla data di redazione del presente documento, quale riferimento per la redazione degli elaborati tecnici e/o di calcolo dell'intero progetto nell'ambito della quale si inserisce l'opera oggetto della presente relazione:

- Rif. [1] Ministero delle Infrastrutture, DM 14 gennaio 2008, «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] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE I / Aspetti Generali (RFI DTC SI MA IFS 001 A)
- Rif. [4] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 1 / Ambiente e Geologia (RFI DTC SI AG MA IFS 001 A – rev 30/12/2016)
- Rif. [5] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 2 / Ponti e Strutture ( RFI DTC SI PS MA IFS 001 A– rev 30/12/2016 )
- Rif. [6] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 3 / Corpo Stradale (RFI DTC SI CS MA IFS 001 A– rev 30/12/2016)
- Rif. [7] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 4 / Gallerie (RFI DTC SI GA MA IFS 001 A– rev 30/12/2016)
- Rif. [8] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 5 / Prescrizioni per i Marciapiedi e le Pensiline delle Stazioni Ferroviarie a servizio dei Viaggiatori (RFI DTC SI CS MA IFS 002 A– rev 30/12/2016)
- Rif. [9] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 6 / Sagome e Profilo minimo degli ostacoli (RFI DTC SI CS MA IFS 003 A– rev 30/12/2016)
- 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
- Rif. [11] Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture, Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento (UNI EN 1991-1-4)
- Rif. [12] UNI 11104: Calcestruzzo : Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1

### 2.1 **Elaborati di riferimento**

Costituiscono parte integrante di quanto esposto nel presente documento, l'insieme degli elaborati di progetto specifici relativi all'opera in esame e riportati in elenco elaborati.

Elaborati tipologici Ponti e Viadotti- Relazione di calcolo - Impalcato L=12,50m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	02 D 11	CL	VI0000 001	B	11 di 83

### 3. MATERIALI

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali previsti per la realizzazione delle strutture oggetto di calcolo nell'ambito del presente documento:

#### 3.1 CLASSI DI ESPOSIZIONE E COPRIFERRI

Con riferimento alle specifiche di cui alla norma UNI 11104, si definiscono di seguito le classi di esposizione del calcestruzzo delle diverse parti della struttura oggetto dei dimensionamenti di cui al presente documento:

- Impalcato: XC4/XF1;

Classe esposizione norma UNI 9658	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206-1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
<b>1 Assenza di rischio di corrosione o attacco</b>						
1	X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici in ambiente molto asciutto.	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico.	-	C 12/15	
<b>2 Corrosione indotta da carbonatazione</b>						
Nota: - Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nell'opera o nel doppiamento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettono quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera tra il calcestruzzo e il suo ambiente.						
2 a	XC1	Asciutto o permanentemente bagnato.	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immerse in acqua.	0,60	C 25/30	
2 a	XC2	Bagnato, raramente asciutto.	Parti di strutture di contenimento liquidi, liofilazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.	0,60	C 25/30	
5 a	XC3	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta.	0,55	C 28/35	
4 a	XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non comprese nella classe XC2	0,50	C 32/40	
5 b						
<b>3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare</b>						
5 a	XD1	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri.	0,55	C 28/35	
4 a	XD2	Bagnato, raramente asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua anche industriale contenente cloruri (Piscine).	0,50	C 32/40	
5 b			Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.	0,45	C 35/45	

Classe esposizione norma UNI 9658	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206-1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
<b>4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare</b>						
4 a	XS1	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità.	0,50	C 32/40	
5 b		Permanentemente sommerso.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immerse in acqua.	0,45	C 35/45	
		Zone esposte agli spruzzi o alle maree.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.	0,45	C 35/45	
<b>5 Attacco dei cicli di gelo/disgelo con o senza disgelanti *</b>						
2 b	XF1	Moderata saturazione d'acqua, in presenza di agente disgelante.	Superfici verticali di calcestruzzo come facciate e colonne esposte alla pioggia ed al gelo. Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo, alla pioggia o all'acqua.	0,50	C 32/40	
3	XF2	Moderata saturazione d'acqua, in presenza di agente disgelante.	Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti.	0,50	C 25/30	3,0
2 b	XF3	Elevata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante.	Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetti ai fenomeni di gelo, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo.	0,50	C 25/30	3,0
3	XF4	Elevata saturazione d'acqua, con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare.	Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo ed ai sali disgelanti in modo diretto o indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare.	0,45	C 28/35	3,0
<b>6 Attacco chimico**</b>						
5 a	XA1	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Contentori di fanghi e vasche di decantazione. Contentori e vasche per acque reflue.	0,55	C 28/35	
4 a	XA2	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi.	0,50	C 32/40	
5 b			Elementi strutturali o pareti a contatto di acque industriali fortemente aggressive. Contentori di foraggi, mangimi e liquame provenienti dall'allevamento animale. Torri di raffreddamento di fumi di gas di scarico industriali.	0,45	C 35/45	
5 c	XA3	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1				

\*) Il grado di saturazione della seconda colonna riflette la relativa frequenza con cui si verifica il gelo in condizioni di saturazione:  
- moderato: occasionalmente gelato in condizioni di saturazione;  
- elevato: alta frequenza di gelo in condizioni di saturazione.

\*\*) Da parte di acque del terreno e acque fuenti.

#### Classi di esposizione secondo norma UNI - 11104

La determinazione delle classi di resistenza dei conglomerati dei conglomerati, di cui ai successivi paragrafi, sono state inoltre determinate tenendo conto delle classi minime stabilite dalla stessa norma UNI-EN 11104, di cui alla successiva tabella:

2.

UNI 11104:2004

prospetto 4 Valori limiti per la composizione e le proprietà del calcestruzzo

	Classi di esposizione																	
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione				Corrosione delle armature indotta da cloruri			Attacco da cicli di gelo/disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico					
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti			XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2
Massimo rapporto <i>a/c</i>	-	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45
Minima classe di resistenza <sup>1)</sup>	C12/15	C25/30	C28/35	C32/40	C32/40	C35/45	C28/35	C32/40	C35/45	32/40	25/30	28/35	28,35	32/40	35/45			
Minimo contenuto in cemento (kg/m <sup>3</sup> )	-	300	320	340	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	360			
Contenuto minimo in aria (%)													3,0 <sup>a)</sup>					
Altri requisiti													Aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo	È richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati <sup>b)</sup>				

<sup>1)</sup> Nel prospetto 7 della UNI EN 206-1 viene riportata la classe C8/10 che corrisponde a specifici calcestruzzi destinati a sottofondazioni e ricoprimenti. Per tale classe dovrebbero essere definite le prescrizioni di durabilità nei riguardi di acque o terreni aggressivi.  
<sup>a)</sup> Quando il calcestruzzo non contiene aria aggiunta, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aerato per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo, da determinarsi secondo UNI 7087, per la relativa classe di esposizione.  
<sup>b)</sup> Qualora la presenza di solfati comporti le classi di esposizione XA2 e XA3 è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156.

Classi di resistenza minima del calcestruzzo secondo UNI – 11104

I copriferri di progetto adottati per le barre di armatura, tengono infine conto inoltre delle prescrizioni di cui alla Tabella C4.1.IV della Circolare n617 del 02-02-09; si è in particolare previsto di adottare i seguenti Copriferri minimi espressi in mm

- Impalcato: 40 mm

### 3.2 Calcestruzzo per Impalcato (C 32/40)

Valore caratteristico della resistenza a compressione cubica a 28 gg:

$$R_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

Valore caratteristico della resistenza a compressione cilindrica a 28 gg:

$$f_{ck} = 33.2 \text{ MPa} \quad (0,83 \cdot R_{ck})$$

Resistenza a compressione cilindrica media:

$$f_{cm} = 41.2 \text{ MPa} \quad (f_{ck} + 8)$$

Resistenza a trazione assiale:

$$f_{ctm} = 3.10 \text{ MPa} \quad \text{Valore medio}$$

$$f_{ctk,0.05} = 2.17 \text{ MPa} \quad \text{Valore caratteristico frattile 5\%}$$

Resistenza a trazione per flessione:

$$f_{ctm} = 3.7 \text{ MPa} \quad \text{Valore medio}$$

Elaborati tipologici Ponti e Viadotti- Relazione di calcolo - Impalcato L=12,50m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	02 D 11	CL	VI0000 001	B	13 di 83

$$f_{ctk,0,05} = \boxed{2.6} \text{ MPa} \quad \text{Valore caratteristico frattile 5\%}$$

**Coefficiente parziale per le verifiche agli SLU:**

$$\gamma_c = \boxed{1.5}$$

*Per situazioni di carico eccezionali, tale valore va considerato pari ad 1,0*

**Resistenza di calcolo a compressione allo SLU:**

$$f_{cd} = \boxed{18.8} \text{ MPa} \quad (0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_s)$$

**Resistenza di calcolo a trazione diretta allo SLU:**

$$f_{ctd} = \boxed{1.45} \text{ MPa} \quad (f_{ctk,0,05} / \gamma_s)$$

**Resistenza di calcolo a trazione per flessione SLU:**

$$f_{ctd\ f} = \boxed{1.74} \text{ MPa} \quad 1,2 \cdot f_{ctd}$$

*Per spessori minori di 50mm e calcestruzzi ordinari, tale valore va ridotto del 20%*

**Modulo di elasticità normale :**

$$E_{cm} = \boxed{33643} \text{ MPa}$$

**Modulo di elasticità tangenziale:**

$$G_{cm} = \boxed{14018} \text{ MPa}$$

**Modulo di Poisson:**

$$\nu = \boxed{0.2}$$

□

**Coefficiente di dilatazione lineare**

$$\alpha = \boxed{0.00001} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

**Tensione di aderenza di calcolo acciaio-calcestruzzo**

$$\eta = 1.00$$

$$f_{bd} = \boxed{3.25} \text{ MPa} \quad (2,25 \cdot f_{ctk} \cdot \eta / \gamma_s)$$

*Nel caso di armature molto addensate, o ancoraggi in zona tesa tale valore va diviso per 1,5*

**Tensioni massime per la verifica agli SLE** (Prescrizioni Manuale RFI Parte 2-Sezione 2)

$$\sigma_{cmax\ QP} = (0,40 f_{ck}) = \boxed{13.28} \text{ MPa} \quad \text{(Combinazione di Carico Quasi Permanente)}$$

$$\sigma_{cmax\ R} = (0,55 f_{ck}) = \boxed{18.26} \text{ MPa} \quad \text{(Combinazione di Carico Caratteristica - Rara)}$$

*Per spessori minori di 50mm e calcestruzzi ordinari, tale valori vanno ridotti del 20%*

### 3.3 Acciaio per profilati e lamiere (S 355J0)

**Classe Acciaio**

S 355 J0

**Modulo di elasticità**

$E_r =$  210000 N/mm<sup>2</sup>

**Modulo di Poisson:**

$\nu =$  0.3

**Coefficiente di dilatazione lineare**

$\alpha =$  0.00001 °C<sup>-1</sup>

**Modulo di elasticità trasversale**

$G =$  80769 N/mm<sup>2</sup>

**Densità**

$\gamma =$  7850 Kg/m<sup>3</sup> = 76.98 KN/m<sup>3</sup>

**Spessore massimo elementi**

<40 mm

**Tensione caratteristica allo snervamento:**

$f_{yk} =$  355 N/mm<sup>2</sup>

**Tensione caratteristica di rottura:**

$f_{tk} =$  510 N/mm<sup>2</sup>

**Coefficienti parziali per le verifiche agli SLU:**

[ $\gamma_{m0}$ ] Resistenza sezioni cl 1-4	[ $\gamma_{m1}$ ] Instabilità membrature	[ $\gamma_{m1}$ ] Instabilità membrature ponti ferr. e strad.	[ $\gamma_{m2}$ ] Resistenza sezioni forate
1.05	1.05	1.10	1.25

**Resistenze di calcolo:**

$Rd_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	$Rd_{1-a}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$Rd_{1-b}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$Rd_2$ (N/mm <sup>2</sup> )
338.1	338.1	322.7	284.0

**3.4 Acciaio per pioli (S235)**

**Classe Acciaio**

S

**Modulo di elasticità**

$E_f =$    $N/mm^2$

**Modulo di Poisson:**

$\nu =$

**Coefficiente di dilatazione lineare**

$\alpha =$    $^\circ C^{-1}$

**Modulo di elasticità trasversale**

$G =$    $N/mm^2$

**Densità**

$\gamma =$    $Kg/m^3 =$    $KN/m^3$

**Spessore massimo elementi**

mm

**Tensione caratteristica allo snervamento:**

$f_{yk} =$    $N/mm^2$

**Tensione caratteristica di rottura:**

$f_{tk} =$    $N/mm^2$

**Coefficienti parziali per le verifiche agli SLU:**

[ $\gamma_{m0}$ ] Resistenza sezioni cl 1-4	[ $\gamma_{m1}$ ] Instabilità membrature	[ $\gamma_{m1}$ ] Instabilità membrature ponti ferr. e strad.	[ $\gamma_{m2}$ ] Resistenza sezioni forate
1.05	1.05	1.10	1.25

**Resistenze di calcolo:**

$Rd_o(N/mm^2)$	$Rd_{1-a}(N/mm^2)$	$Rd_{1-b}(N/mm^2)$	$Rd_2(N/mm^2)$
223.8	223.8	213.6	188.0

### 3.5 Acciaio in barre d'armatura per c.a. (B450C)

*Tensione caratteristica di rottura:*

$$f_{tk} = \boxed{540} \text{ MPa (frattile al 5\%)}$$

*Tensione caratteristica allo snervamento:*

$$f_{yk} = \boxed{450} \text{ MPa (frattile al 5\%)}$$

*Fattore di sovrarresistenza (nel caso di impiego di legame costitutivo tipo bilineare con incrudimento)*

$$k = f_{tk}/f_{yk} = \boxed{1.20} \text{ MPa}$$

*Allungamento a rottura (nel caso di impiego di legame costitutivo tipo bilineare con incrudimento)*

$$(A_{gt})_k = \quad \epsilon_{uk} = \boxed{7.5} \%$$

$$\epsilon_{ud} = \quad 0,9 \epsilon_{uk} = \boxed{6.75} \%$$

*Coefficiente parziale per le verifiche agli SLU:*

$$\gamma_c = \quad \mathbf{1.15}$$

*Per situazioni di carico eccezionali, tale valore va considerato pari ad 1,0*

*Resistenza di calcolo allo SLU:*

$$f_{yd} = \boxed{391.3} \text{ MPa } (f_{yk}/\gamma_s)$$

*Modulo di elasticità :*

$$E_f = \boxed{210000} \text{ MPa}$$

*Tensione massima per la verifica agli SLE (Prescrizioni Manuale RFI Parte 2-Sezione 2)*

$$\sigma_{s \max} = (0,75 f_{yk}) = \boxed{360} \text{ MPa} \quad \text{Combinazione di Carico Caratteristica(Rara)}$$



#### 4. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

Nel seguente paragrafo è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica utili alla determinazione delle azioni sismiche di progetto dell'opera cui si riferisce il presente documento, in accordo a quanto specificato a riguardo dal D.M. 14 gennaio 2008 e relativa circolare applicativa.

L'opera in questione rientra in particolare nell'ambito del Progetto di Raddoppio della tratta Ferroviaria Frasso Telesino – Vitulano, che si sviluppa per circa 30Km, da ovest verso est, attraversando il territorio di diverse località tra cui Dugenta/Frasso (BN), Amorosi (BN), Telese(BN), Solopaca(BN), San Lorenzo Maggiore(BN), Ponte(BN), Torrecuso(BN), Vitulano (BN) , Benevento – Località Roseto (BN).

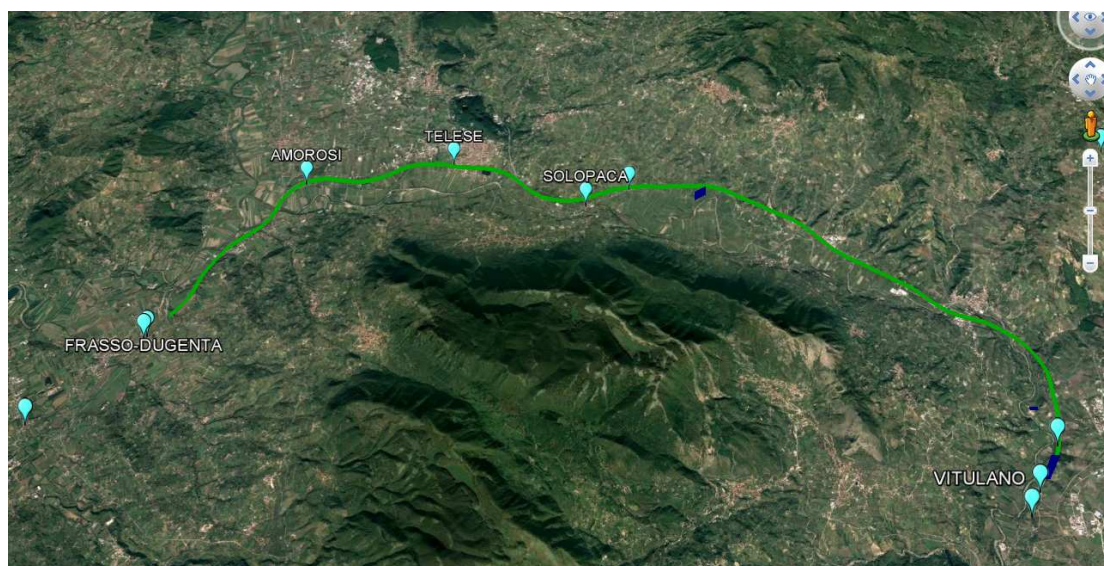


Figura 2 – Configurazione planimetrica tracciato

In considerazione della variabilità dei parametri di pericolosità sismica con la localizzazione geografica del sito, ed allo scopo di individuare dei tratti omogenei nell'ambito dei quali assumere costanti detti parametri, si è provveduto a suddividere il tracciato in tre sottozone sismiche, a seguito di un esame generale del livello pericolosità sismica dell'area che evidenzia un graduale incremento dell'intensità sismica da ovest verso est; nella fattispecie le zone sismiche "omogenee" individuate, sono quelle di seguito elencate:

Zona S1 : da pk 16+500 a pk 22+500 (Dugenta/Frasso – Amorosi)

Zona S2 : da pk 22+500 a pk 30+000 (Amorosi – Solopaca)

Zona S3 : da pk 30+000 a pk 46+577 (Solopaca-Ponte-Vitulano)

Per ciascuna zona, sono stati dunque individuati, in funzione del periodo di riferimento dell'azione sismica (VR), i parametri di pericolosità sismica (ag/g, F0 e Tc\*) rappresentativi delle più severe condizioni di pericolosità riscontrabili lungo il tratto di riferimento, assumendo in particolare come riferimento le seguenti Località

Zona S1 : Amorosi (BN)

Zona S2 : Solopaca (BN)

Zona S3 : Ponte (BN)

Nei paragrafi seguenti è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica per ciascuna delle località di riferimento.

L'opera in esame ricade nella zona sismica denominata Zona S1

#### 4.1 Vita Nominale e Classe d'uso dell'Opera

Per la valutazione dei parametri di pericolosità sismica è necessario definire, oltre alla localizzazione geografica del sito, la Vita nominale dell'opera strutturale (VN), 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, e la Classe d'Uso a cui è associato un coefficiente d'uso (CU)

La vita nominale delle infrastrutture ferroviarie può, di norma, assumersi come indicato nella seguente tabella.

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V <sub>N</sub> [anni]
1	Opere nuove su infrastrutture ferroviarie progettate con le norme vigenti prima del DM14/1/2008 a velocità convenzionale V<250 Km/h	50
2	Altre opere nuove a velocità V<250 Km/h	75
3	Altre opere nuove a velocità V>250 Km/h	100
4	Opere di grandi dimensioni: ponti e viadotti con campate di luce maggiore di 150 m	≥100

Per l'opera in oggetto si considera una vita nominale VN = 75 anni (categoria 2)

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI-BARI.</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO.</b> <b>II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO.</b>					
	Elaborati tipologici Ponti e Viadotti- Relazione di calcolo - Impalcato L=12,50m	COMMESSA <b>IF0H</b>	LOTTO <b>02 D 11</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>VI0000 001</b>	REV. <b>B</b>

Riguardo invece la Classe d'Uso, il Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008, individua le seguenti quattro categorie

- Classe I: costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- Classe II: costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe III o in Classe IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- Classe III: costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- Classe IV: costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione di strade", e di tipo quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti o reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

All' opera in oggetto corrisponde pertanto una Classe III a cui è associato un coefficiente d'uso pari a (NTC – Tabella 2.4.II):

$$C_u = 1.5$$

I parametri di pericolosità sismica vengono quindi valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_u$ , ovvero:

$$V_R = V_N \cdot C_u$$

Pertanto, per l'opera in oggetto, il periodo di riferimento è pari a  $V_R = 75 \times 1.5 = 112.5$  anni.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI-BARI.</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO.</b> <b>II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO.</b>					
	Elaborati tipologici Ponti e Viadotti- Relazione di calcolo - Impalcato L=12,50m	COMMESSA <b>IF0H</b>	LOTTO <b>02 D 11</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>VI0000 001</b>	REV. <b>B</b>

## 4.2 Parametri di pericolosità sismica

La valutazione dei parametri di pericolosità sismica, che ai sensi del D.M. 14-01-2008, costituiscono il dato base per la determinazione delle azioni sismiche di progetto su una costruzione (forme spettrali e/o forze inerziali) dipendono, come già in parte anticipato in precedenza, dalla localizzazione geografica del sito, dalle caratteristiche della costruzione (Periodo di riferimento per valutazione azione sismica / VR) oltre che dallo Stato Limite di riferimento/Periodo di ritorno dell'azione sismica.

Il DM 14.01.08 definisce in particolare la pericolosità sismica di un sito attraverso i seguenti parametri::

- **ag/g**: accelerazione orizzontale relativa massima al suolo, su sito di riferimento rigido;
- **Fo**: valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- **T<sub>c</sub>\***: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per quanto detto al precedente paragrafo, risulta:

**Localizzazione Geografica** : Amorosi (BN), Solopaca (BN), Ponte (BN)

Periodo di riferimento Azione sismica  $V_R = 112.5$  anni,

Riguardo, infine gli stati limite di verifica/periodo di ritorno dell'azione sismica, la normativa individua in particolare 4 situazioni tipiche riferendosi alle prestazioni che la costruzione nel suo complesso deve poter espletare, riferendosi sia agli elementi strutturali, che a quelli non strutturali / impianti, come di seguito descritto:

- **Stato Limite di Operatività (SLO)**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD)**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile all'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture o crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione invece conserva una parte della resistenza e della rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

A ciascuno stato limite di verifica è quindi associata una probabilità di superamento  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ , secondo quanto indicato nel seguito:

Stati Limite		$P_{VR}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tab. 3.2.1 DM 14.01.08

A ciascuna probabilità di superamento  $P_{VR}$  è quindi associato un Periodo di Ritorno dell'azione sismica  $T_R$ , valutabile attraverso la seguente relazione:

$$T_R = - V_R / \ln(1-P_{VR}) \quad (\text{periodo di ritorno dell'azione sismica})$$

Nel caso in esame risulta dunque, con riferimento ai diversi stati limite :

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]
SLO	68
SLD	113
SLV	1068
SLC	2193

**Zona S1 da pk 16+500 a pk 22+500 (Dugenta/Frasso – Amorosi)**

Di seguito si riportano i parametri di pericolosità sismica da assumere come riferimento per la determinazione delle Azioni sismiche di progetto per opere ricadenti nella parte di tracciato dell'infrastruttura individuata come zona S1:

Località : Amorosi (BN)

Località	
Comune	Amorosi
Provincia	Benevento
Regione	Campania
Latitudine	41,2042407
Longitudine	14,4648703

VR = 112.5 anni

Sulla scorta di quanto riportato in Allegato A delle Norme Tecniche per le costruzioni DM 14.01.08, si ottiene:

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	68	0.078	2.428	0.324
SLD	113	0.099	2.440	0.340
SLV	1068	0.273	2.352	0.419
SLC	2193	0.357	2.394	0.433

Tabella di riepilogo Parametri di pericolosità sismica zona S1

### Zona S2 da pk 22+500 a pk 30+000 (Amorosi – Solopaca)

Di seguito si riportano i parametri di pericolosità sismica da assumere come riferimento per la determinazione delle Azioni sismiche di progetto per opere ricadenti nella parte di tracciato dell'infrastruttura individuata come zona S2:

Località : Solopaca (BN)

Località	
Comune	Solopaca
Provincia	Benevento
Regione	Campania
Latitudine	41,1937370
Longitudine	14,5550380

$V_R = 112.5$  anni

Sulla scorta di quanto riportato in Allegato A delle Norme Tecniche per le costruzioni DM 14.01.08, si ottiene:



SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	68	0.088	2.368	0.316
SLD	113	0.113	2.377	0.331
SLV	1068	0.322	2.346	0.401
SLC	2193	0.419	2.430	0.425

Tabella di riepilogo Parametri di pericolosità sismica zona S2

### Zona S3 da pk 30+000 a pk 46+577 (Solopaca-Ponte-Vitulano)

Di seguito si riportano i parametri di pericolosità sismica da assumere come riferimento per la determinazione delle Azioni sismiche di progetto per opere ricadenti nella parte di tracciato dell'infrastruttura individuata come zona **S2**:

Località : Ponte (BN)

Località	
Comune	Ponte
Provincia	Benevento
Regione	Campania
Latitudine	41,2139730
Longitudine	14,6935400

$V_R = 112.5$  anni

Sulla scorta di quanto riportato in Allegato A delle Norme Tecniche per le costruzioni DM 14.01.08, si ottiene:



SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	68	0.097	2.343	0.310
SLD	113	0.127	2.332	0.326
SLV	1068	0.367	2.346	0.395
SLC	2193	0.473	2.445	0.427

Tabella di riepilogo Parametri di pericolosità sismica zona S3



### 4.3 Categoria di sottosuolo e categoria topografica

Le Categoria di Sottosuolo e le Condizioni Topografiche sono valutate come descritte al punto 3.2.2 del DM 14.01.08, ovvero:

Tabella 3.2.II – *Categorie di sottosuolo*

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

Tabella 3.2.III – *Categorie aggiuntive di sottosuolo.*

Categoria	Descrizione
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Tabella 3.2.IV – *Categorie topografiche*

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 $i > 30^\circ$

Tabella di riepilogo Categoria di Sottosuolo e Topografiche DM 14.01.08

Note la Categoria di Sottosuolo e le Condizioni Topografiche, la costruzione degli spettri passa infine attraverso la definizione dei coefficienti di Amplificazione Stratigrafica ( $S_S$  e  $C_C$ ) e Topografica ( $S_T$ ), mediante le indicazioni di cui alle tab 3.2.V e 3.2.VI del DM 14.01.08, che si ripropongono nel seguito per chiarezza espositiva:

Tabella 3.2.V – Espressioni di  $S_s$  e di  $C_c$

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

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o 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

Per il caso in esame, come riportato all'interno della relazione geotecnica e di calcolo del lotto in esame (lotto1) (cod. elaborato IF0H02D 11CLGE0001004A), risulta una categoria di sottosuolo di tipo C e una classe Topografica T1.

## 5. ANALISI DEI CARICHI

### 5.1 Pesì permanenti strutturali e non strutturali

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.

#### G1 (Permanenti strutturali)

##### Impalcato :

$\gamma_{ca} =$	25	KN/m <sup>3</sup>		$A_{cavedi} =$	1.46	m <sup>2</sup>
$\gamma_{tr} =$	2.85	KN/m	(Peso a metro 1 travi HE600M)	n° cavedi=	2	
$A_{ca} =$	16.23	m <sup>2</sup>	(Area impalcato)			
$A_{tr} =$	0.04	m <sup>2</sup>	(Area travi)			
n travi =	28	m <sup>3</sup>	(n° totale travi)			
$A_{ca,netta} =$	12.19	m <sup>2</sup>	(Area impalcato al netto delle travi)			
<b>Tot G1 =</b>	<b>384.6</b>	KN/m	(peso complessivo struttura impalcato per metro in direzione longitudinale)			

#### G2 (Permanenti non strutturali)

##### Ballast/Armamento

$\gamma_{armam} =$	18	KN/m <sup>3</sup>	
L =	7.70	m	(lunghezza complessiva trasversale)
s =	0.80	m	(spessore)
G2a =	110.9	KN/m	(peso complessivo armamento a metro lineare in direzione longitudinale)

##### Impermeabilizzazione e Massetto di protezione

$\gamma_{mass} =$	21	KN/m <sup>3</sup>	
L =	7.70	m	(lunghezza complessiva trasversale)
s =	0.05	m	(spessore)
G2b =	8.1	KN/m	(peso complessivo armamento a metro lineare in direzione longitudinale)

##### Canalette portacavi

G2c =	0.0	KN/m	(peso complessivo canalette portacavi(n <sup>2</sup> ) a metro lineare in direzione longitudinale)
-------	-----	------	--

### Velette in c.a. a margine impalcato

G2d=  KN/m (peso complessivo velette a margine impalcato per metro lineare in direzione longitudinale.)

### Barriere Antirumore

Si fa riferimento cautelativamente al caso di doppia barriera, anche se non contemplato attualmente dal progetto, in previsione di eventuali future integrazioni degli interventi di mitigazione acustica

p<sub>barr</sub> =  KN/m<sup>2</sup> (peso barriera a metro quadro)

hb =  m (Barriera H4)

nb =  ( n° barriere previste )

G2e=  KN/m (peso complessivo barriere antirumore a metro lineare in direzione longitudinale.)

tot.G2 =  KN/m (Carico permanente complessivo non strutturale per metro in direzione longitudinale)

## 5.2 Carichi variabili

Per i sovraccarichi mobili si considerano gli effetti prodotti dai modelli di carico rappresentativi del traffico normale (LM71) e pesante (SW/2). Tali effetti sono amplificati per il coefficiente di adattamento  $\alpha$  e per il coefficiente dinamico  $\Phi_3$ ; per il solo modello di carico LM71 si considera inoltre un'eccentricità e di carico rispetto l'asse del binario pari a  $e_t = 143.5/18 = 8$  cm.

Sono inoltre portate in conto le azioni di frenatura ed avviamento, di serpeggio, di vento sul treno e l'effetto della sopraelevazione delle rotaie.

### 5.2.1 Azioni da traffico ferroviario

Per la valutazione delle azioni da traffico ferroviario trasmesse dall'impalcato alle spalle si è fatto riferimento ai modelli di carico previsti dalle norme.

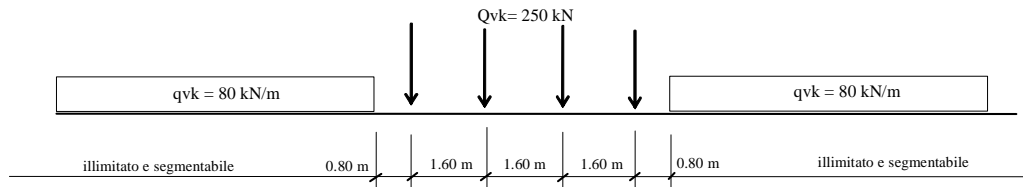
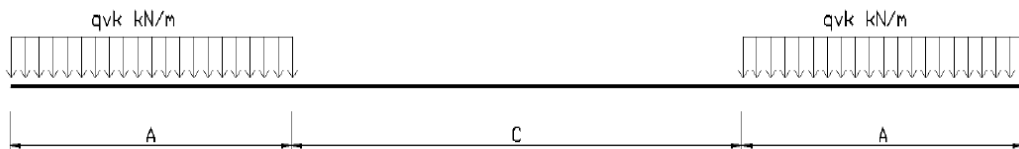


Figura 3 – Modello di carico LM71



<i>Tipo di carico</i>	$Q_{vk}$ [kN/m]	<i>A</i> [m]	<i>C</i> [m]
<i>SW/0</i>	133	15,00	5,30
<i>SW/2</i>	150	25,00	7,00

Tab. 5.2.I. caratteristiche treni di carico SW

Figura 4 – Modello di carico SW

In particolare si sono considerati i carichi equivalenti (taglianti e flettenti) previsti dalle norme ferroviarie RFI DTC SI PS MA IFS 001 A in funzione della luce di impalcato netta. Tali carichi sono comprensivi del coefficiente di adattamento  $\alpha$ .

**Q1,1(Carico Accidentale da traffico N Max/MTmax) e Q1,2 ( Carico Accidentale da traffico Tlong max)**

**Nota:** I carichi sono comprensivi del coefficiente di adattamento  $\alpha$

LM71X1,1

Carico Equivalente Tagliante: 

170.0
-------

 KN/m

Carico Equivalente flettente: 

157.0
-------

 KN/m

SW0X1,1

Carico Equivalente Tagliante: 

149.2
-------

 KN/m

Carico Equivalente flettente: 

149.2
-------

 KN/m

SW2X1,0

Carico Equivalente Tagliante: 

153.0
-------

 KN/m

Carico Equivalente flettente: 

153.0
-------

 KN/m

tot.Q1,1a = 

170.0
-------

 KN/m  
et(m) = 

2.08
------

 m

(Condizione 1 binari carichi con LM71) ▼  
(eccentricità trasversale rispetto al baricentro impalcato 2000+1435/18)

tot.Q1,1b = 

153.0
-------

 KN/m  
et(m) = 

2.08
------

 m

(Condizione 1 binari carichi con sw2) ▼  
(eccentricità trasversale rispetto al baricentro impalcato 2000+1435/18)

tot.Q1,2a= 

340.0
-------

 KN/m  
et(m) = 

0.08
------

 m

(Condizione 2 binari carichi con LM71) ▼  
(eccentricità trasversale rispetto al baricentro impalcato 1435/18)

tot.Q1,2b = 

323.0
-------

 KN/m  
et(m) = 

0.08
------

 m

(Condizione 1 binario carico con LM71+1 binario con SW2- gruppo carico 1/3) ▼  
(eccentricità trasversale rispetto al baricentro impalcato 1,435/18)

### 5.2.1.1 Incremento dinamico

Trattandosi di Viadotto con velocità di percorrenza non superiore a 160 Km/h con frequenza propria della struttura ricadente all'interno del prospetto indicato in figura 5.2.7 del D.M. 14/01/2008, si utilizzano i valori dei coefficienti dinamici definiti al paragrafo 5.2.2.3.3 D.M. 14/01/2008 per linee con ridotto standard manutentivo.

La lunghezza caratteristica  $L_\phi$  per questa tipologia di impalcato è proprio pari alla luce di progetto del ponte. Quindi considerando una linea con normale standard manutentivo, il coefficiente di incremento dinamico si calcola secondo l'espressione:

Valutazione Coefficiente di Incremento dinamico:

**Coefficiente dinamico (Caso 5,1 della tabella 5,2,II del DM2008)**

$$L_\phi = 11.6 \text{ m}$$

$$\phi_2 = 0,82 + 1,44 / (L_\phi^{0,5} - 0,2) = 1.269 \quad 1,00 \leq \phi_2 \leq 1,67 \quad (\text{elevato standard manutentivo})$$

$$\phi_3 = 0,73 + 2,16 / (L_\phi^{0,5} - 0,2) = 1.404 \quad 1,00 \leq \phi_3 \leq 2 \quad (\text{normale standard manutentivo})$$

Caso : normale standard manutentivo

$$\Phi_3 = 1.404$$

$$Q_{1,1a} \times \Phi_3 = 238.6 \text{ KN/m}$$

$$Q_{1,1b} \times \Phi_3 = 214.8 \text{ KN/m}$$

### 5.2.1.2 Contemporaneità dei treni sui binari

La contemporaneità dei treni sui due binari, è stata considerata con riferimento alla condizione di traffico pesante. Come si vedrà in seguito, sono state considerate combinazioni di carico che prevedono anche solo un binario carico, ai fini di massimizzare il momento in direzione trasversale agente in testa alle sottostrutture.

## 5.2.2 Azioni orizzontali da avviamento / frenatura

I valori caratteristici da considerare, da moltiplicare per i coefficienti di adattamento  $\alpha$ , sono:

### Avviamento:

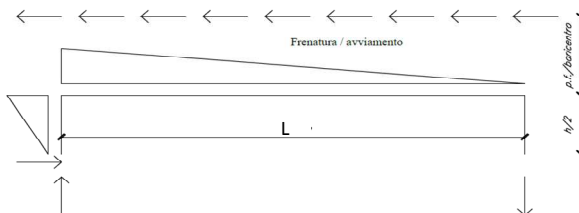
$$Q_{1a,k} = 33 \text{ [kN/m]} \times L \text{ [m]} \leq 1000 \text{ KN per modelli di carico LM71, SW/0, SW/2}$$

### Frenatura:

$$Q_{1b,k} = 20 \text{ [kN/m]} \times L \text{ [m]} \leq 6000 \text{ KN per modelli di carico LM71, SW/0}$$

$$Q_{1b,k} = 35 \text{ [kN/m]} \times L \text{ [m]} \quad \text{per modelli di carico SW/2}$$

NOTA: Viene considerata agente a livello del piano del ferro



$Q_a =$	33.0	KN/m
$L =$	12.5	m
$\alpha_{LM71}$	1.1	

(carico da avviamento per qualsiasi modello di treno per metro in direzione long-ref 2.5.1.4.3.3 manuale RFI)  
lunghezza totale di binario da considerare caricata  
(coefficiente di adattamento)

$Q_f \text{ LM71} =$	20.00	KN/m
$L =$	12.5	m
$\alpha_{LM71}$	1.1	

(carico da frenatura treno per metro in direzione long-manuale RFI)  
lunghezza totale di binario da considerare caricata  
(coefficiente di adattamento)

$Q_f \text{ SW/2} =$	35.00	KN/m
$L =$	12.5	m
$\alpha_{sw2}$	1.0	

(carico da frenatura treno per metro in direzione long-manuale RFI)  
lunghezza totale di binario da considerare caricata  
(coefficiente di adattamento)

$S_{sn} =$	0.720	m
$S_{sm} =$	0.773	m
$H_{gpf} =$	1.187	m
$H_{pf} =$	1.57	m

(Spessore dell'impalcato min)  
(Spessore dell'impalcato max)  
(distanza piano del ferro-baricentro delle travi)  
(distanza piano del ferro intradosso impalcato)



### 5.2.3 Forza centrifuga

Le forze centrifughe sono state calcolate con  $f = 1$  dato che la velocità di progetto pari 100km/h è inferiore a 120km/h.

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} (f \cdot Q_{vk}) = \frac{V^2}{127 \cdot r} (f \cdot Q_{vk}) \quad (5.2.9.a)$$

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} (f \cdot q_{vk}) = \frac{V^2}{127 \cdot r} (f \cdot q_{vk}) \quad (5.2.9.b)$$

Si distinguono i carichi per LM71 e SW2, calcolati in funzione dei carichi equivalenti flettente e tagliante. Nel caso in esame l'azione centrifuga è nulla in quanto l'opera si sviluppa in rettifilo.

### 5.2.4 Serpeggio

L'azione laterale associata al serpeggio è definita al par. 1.4.3.2 delle Istruzioni per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari, che riprende il par. 5.2.2.4.2 del DM 14.1.2008, 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  $\alpha$  e non per il coeff. dinamico.

**NOTA:** Viene considerata agente a livello del piano del ferro

$F_s =$	100.00	KN	(carico da serpeggio manuale RFI)
$\alpha$ LM71	1.1		(coefficiente di adattamento LM71)
Hgpf =	1.35	m	(distanza piano del ferro-baricentro delle travi)

### 5.2.5 Carico sui marciapiedi

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

$Q_{m1} = 10.0 \text{ kN/m}^2$ . (Un marciapiede carico)

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

### 5.2.6 Azioni da Vento

Il calcolo dell'azione del vento è condotto secondo le indicazioni del par. 3.3 del DM 14.01.2008, in cui l'effetto di tale evento è modellato, ai fini del calcolo strutturale, con una pressione normale e/o tangenziale sulla superficie di impatto effettiva o convenzionale, valutate mediante le espressioni 3.3.2 e 3.3.3 dello stesso DM, ovvero:

$p_v = q_b \times C_e \times C_p \times C_d$	(pressione normale)
$p_f = q_b \times C_e \times C_f$	(azione tangente)

Essendo:

$q_b$  : pressione cinetica di riferimento

$C_e$  : coefficiente di esposizione

$C_p$  : coefficiente di forma (o aerodinamico)

$C_d$  : coefficiente dinamico

$C_f$  : coefficiente di attrito

Per il caso dell'opera in esame, risulta in ogni caso significativa la sola azione normale che produce azioni trasversali all'impalcato e quindi alle sottostrutture.

#### Pressione Cinetica di riferimento - $q_b$

La pressione cinetica di riferimento in  $N/m^2$ , è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$$

dove

$v_b$  è la velocità di riferimento del vento (in m/s);

$\rho$  è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a  $1,25 \text{ kg/m}^3$ .

Occorre in primo luogo dunque determinare la velocità di riferimento del Vento  $v_b(T_R)$  relativa alla Vita di riferimento dell'opera  $T_r$ , assunta pari a 75 anni, utilizzando a tal riguardo la formulazione proposta al par. C3.3.2 del DM 14/02/2008, ovvero:

$$v_b (T_R) = \alpha_R \times v_b$$

con:

$$\alpha_R = 0,75 \cdot [1 - 0,2 \cdot \ln (-\ln (1-1/ T_R))]^{0,5} = 1.023$$

La velocità di riferimento del Vento  $v_b$ , riferita ad un periodo di ritorno di 10 min in 50 anni, è data dalla 3.3.1 del DM 2008; in particolare ricadendo il sito in esame in Zona 3 ed essendo l'altitudine massima dell'intera area attraversata dal tracciato di progetto dell'infrastruttura contenuta entro i 200m circa s.l.m. risulta quanto di seguito:

Sito di Riferimento : Campania (Zona 3)

$$\begin{aligned}
 V_{b,0} \text{ (m/sec)} &= \mathbf{27} \\
 a_0 \text{ (m)} &= \mathbf{500} \\
 k_a &= \mathbf{0.02} \\
 a_s \text{ (m)} &= \mathbf{200} \quad (\text{Altitudine massima slm del sito ove sorge la costruzione}) \\
 \\ 
 V_b &= \mathbf{27} \quad \text{m/s} \\
 \alpha_r &= \mathbf{1.023} \\
 V_b (TR) &= \mathbf{27.621} \quad \text{m/s} \\
 \rho &= \mathbf{1.25} \quad \text{Kg/m}^3
 \end{aligned}$$

e quindi:

$$q_b = \mathbf{476.8} \quad \text{N/m}^2 = \mathbf{0.477} \quad \text{KN/m}^2$$

### Coefficiente di forma - cp

Per la valutazione del coefficiente di forma dell'impalcato si è fatto riferimento a quanto indicato nell'EC1-4.

Nello specifico si fa riferimento ad entrambe le situazioni di *Ponte Scarico* e *Ponte carico/ con Barriera Antirumore*, considerando quest'ultimo caso ai fini delle analisi, in quanto più gravoso o comunque pressoché coincidente con il caso di presenza del convoglio.

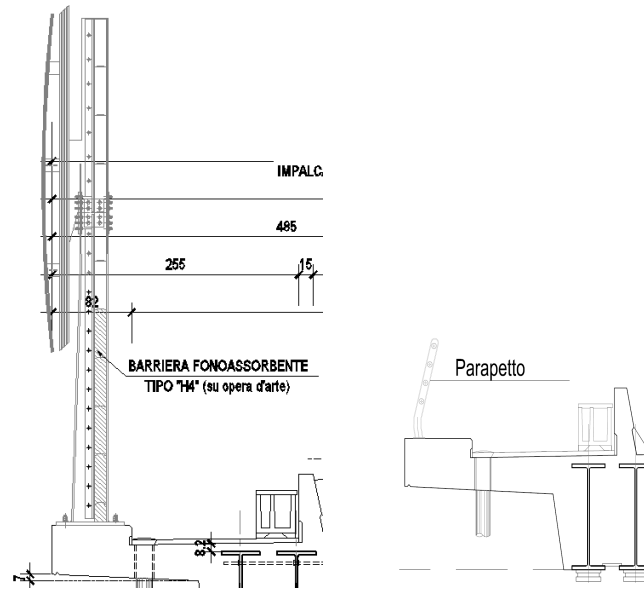
In particolare, con riferimento a quanto indicato negli schemi grafici di cui alla pagina seguente risulta:

$$d_{\text{tot}} (1) = 1.37 + 0.60 = 1.97\text{m} \quad (\text{Ponte scarico})$$

$$d_{\text{tot}} (2a) = 1.37 + 5.05 = 6.42\text{m} \quad (\text{Ponte con convoglio o Barriera antirumore su un solo lato})$$

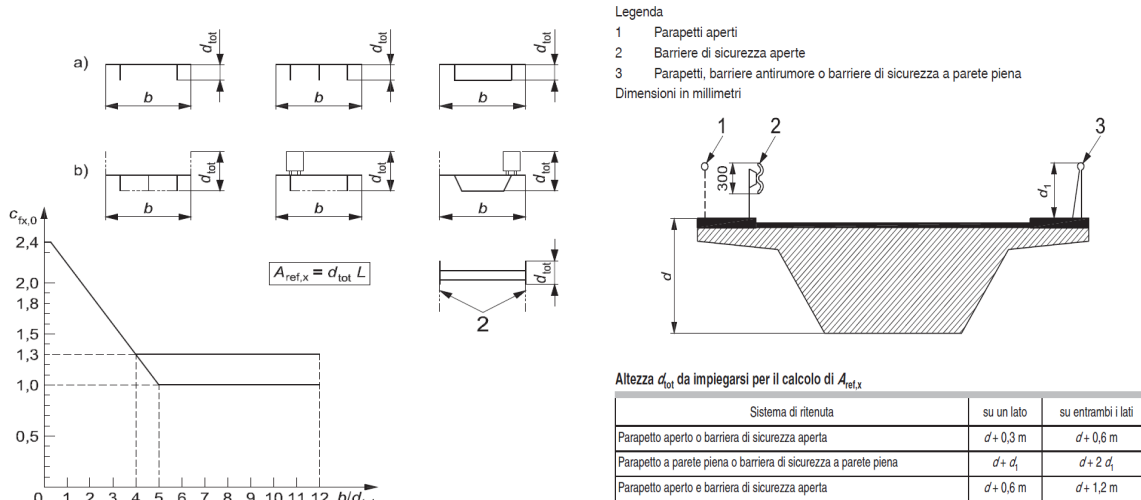
$d_{tot} (2b) = 1.37 + 2 \cdot 5.05 = 11.47 \text{ m}$  (Ponte con convoglio o Barriera antirumore su entrambi i lati)

Essendo 5.05m, l'altezza complessiva della barriera antirumore tipo H=4 prevista sulle opere d'arte e  $d_{tot}$  la dimensione complessiva da considerare ai fini del calcolo della superficie totale d'impatto



e quindi:

LUCE IMPALCATO	$A_{TOT,1}$	$A_{TOT,2a}$	$A_{TOT,2b}$
12.50	$12.50 \times 1.97 \cong 24.6 \text{ m}^2$	$12.50 \times 6.42 \cong 80.25 \text{ m}^2$	$12.50 \times 11.47 \cong 143.4 \text{ m}^2$



Riferimenti EC1-4 per la valutazione del coefficiente di forma.

Si procede dunque, nel seguito, con il calcolo dei coefficienti di forma nei tre casi in riferimento:

**Calcolo coefficiente di forma per impalcato Caso 1 (rif. §8.3.1 EC1-4)**

$d_{tot}$  (m)      1,97  
 $b$  (m)          13,7    larghezza totale dell'impalcato  
 $b/d_{tot}$  (-)      6,95  
 $C_{p1}$  :          **1,30**    coefficiente di forma

**Calcolo coefficiente di forma per impalcato Caso 2a (rif. §8.3.1 EC1-4)**

$d_{tot}$  (m)      6,42  
 $b$  (m)          13,7    larghezza totale dell'impalcato  
 $b/d_{tot}$  (-)      2,13  
 $C_{p2a}$  :        **1,90**    coefficiente di forma

**Calcolo coefficiente di forma per impalcato Caso 2b (rif. §8.3.1 EC1-4)**

$d_{tot}$  (m)      11,47    altezza totale di impatto  
 $b$  (m)          13,7    larghezza totale dell'impalcato  
 $b/d_{tot}$  (-)      1,20  
 $C_{p2b}$  :        **2,20**    coefficiente di forma

### Coefficiente di esposizione – $c_e$

Il coefficiente di esposizione, è definito al 3.3.7 del DM 14.01.08, dalle seguenti espressioni:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min} \quad (3.3.5)$$

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

dove

$k_r$ ,  $z_0$ ,  $z_{\min}$  sono assegnati in Tab. 3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

$c_t$  è il coefficiente di topografia.

Tabella 3.3.II – Parametri per la definizione del coefficiente 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

Il coefficiente di topografia è assunto, **pari ad 1**, come da indicazioni normative.

Per la determinazione invece degli altri parametri  $k_r$ ,  $z_0$  e  $z_{\min}$  è necessario invece definire la Categoria di esposizione del sito, che dipende dalla classe di rugosità del terreno e dalla distanza della costruzione della Costa secondo quanto indicato nelle tabelle seguenti:

Tabella 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

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

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

\* Categoria II in zona 1,2,3,4  
Categoria III in zona 5

\*\* Categoria III in zona 2,3,4,5  
Categoria IV in zona 1

Nello specifico, per il caso in specie risulta:

Distanza dalla Costa  $\cong$  50 Km / Altitudine max :  $\cong$  200 m

Classe di rugosità : D

→ Categoria di esposizione del sito: II

e quindi:

### Caso 1

$Z (m) = 1.67$ m	(Altezza della Costruzione)	$Z (m) = 6.4$ m	(Altezza della Costruzione)
$Z_o = 0.05$ m		$Z_o = 0.05$ m	
$Z_{min} = 4.0$ m		$Z_{min} = 4.0$ m	
$k_r = 0.19$		$k_r = 0.19$	
$c_e (Z_{min}) = 1.80$		$c_e (Z_{min}) = 1.80$	
$c_e = 1.80$		$c_e = 2.08$	

### Casi 2/2a

#### Coefficiente dinamico - cd

Il coefficiente dinamico è posto pari ad **1**, in accordo alle indicazioni di cui al DM 14.01.08.

Come anticipato ad inizio paragrafo, ai fini delle analisi si fa riferimento al caso di doppia barriera in quanto più gravoso ed in previsione di eventuali future integrazione degli elementi di mitigazione acustica.

Gli scarichi sulle sottostrutture sono pertanto quelli riportati nelle tabelle seguenti, da intendersi riferiti a ciascuno appoggio di estremità dell'impalcato.

Mentre per quanto riguarda la verifica delle travi di impalcato In via cautelativa si assume una pressione del vento pari a  $p_v = 2.5 \text{ kN/m}^2$  applicata sulla superficie del treno e su quella del ponte:

**NOTA:** Viene considerato agente sulla superficie del treno (Ht=4 m) e su quella del ponte (soletta + ballast)

Ht=	4.00	m	(altezza treno)
Hgw =	3.35	m	(distanza centro di spinta-baricentro delle travi)
p <sub>w</sub> =	2.50	kPa	(Pressione vento)
Q <sub>w</sub> =	14.50	kN/m	Q <sub>w</sub> = p <sub>v</sub> * (Ht + S <sub>b</sub> + S <sub>sn</sub> )

### 5.2.7 Azioni aerodinamiche indotte dal transito dei convogli

Per la valutazione delle azioni aerodinamiche indotte dal transito dei convogli si è fatto riferimento a quanto riportato al punto 2.5.1.4.6 delle istruzioni RFI [RFI DTC SICS MA IFS 001 con riferimento al caso di “Superfici verticali parallele al binario”].

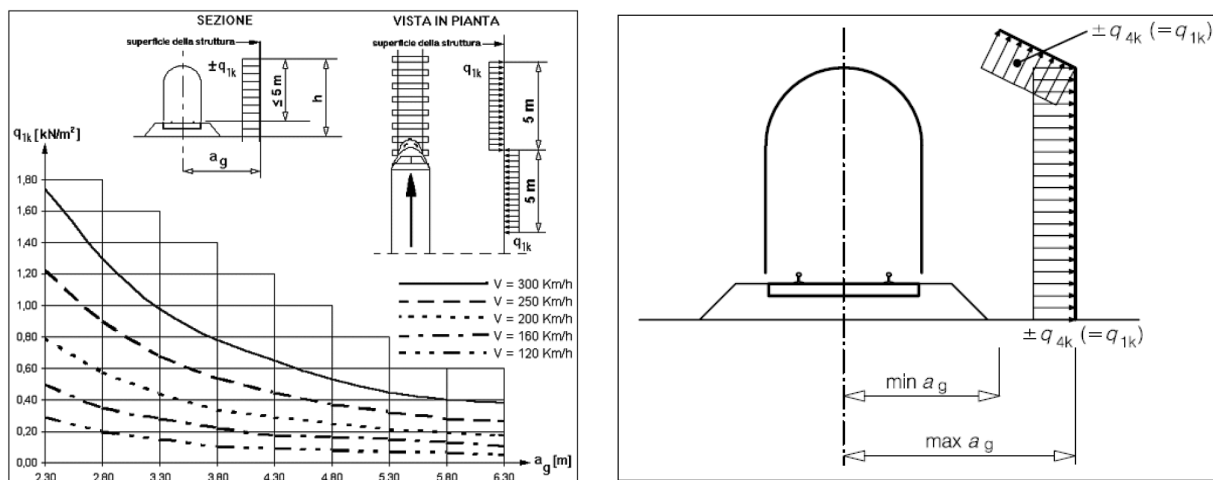


Figura 5 – Valori caratteristici delle azioni e definizione della distanza minima e massima della barriera dal convoglio [NTC – Fig. 5.2.8 e 5.2.11]

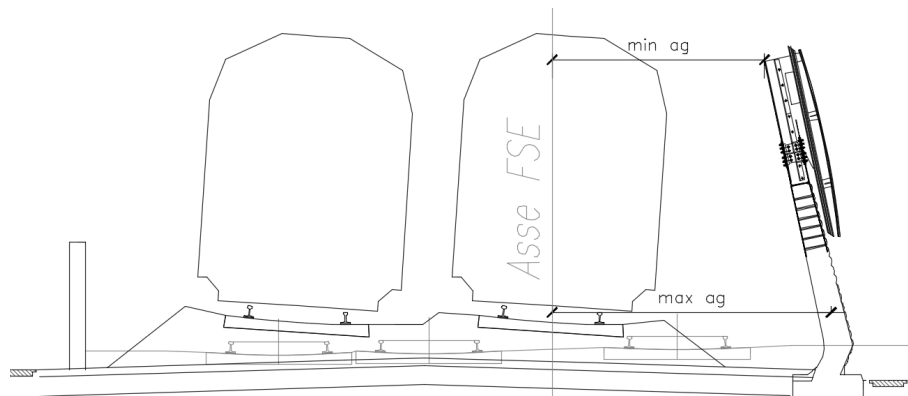


Figura 6 – Criterio di valutazione della distanza minima e massima del convoglio dalla barriera per i casi in esame

Per la linea in esame è possibile considerare, cautelativamente, convogli con forme aerodinamiche sfavorevoli e aventi velocità di linea pari a 160 km/h. Pertanto si ha:



dmed = 4,00m  
V= 160 Km/h  
dal grafico :

qaK=	0.20	KN/m2	
Lb =	12.50	m	lunghezza barriera
hb=	5.05	m	altezza barriera
Yb=	2.40	m	altezza base barriera da testa muro frontale
ygb=	4.93	m	baricentro barriera da testa muro frontale

### 5.2.8 Azioni parassite dei vincoli

Le resistenze parassite dei vincoli sono valutate sulla base del paragrafo 2.5.1.6.3 delle norme RFI con riferimento al caso di viadotti a trave semplicemente appoggiati:

- Spalle:  $F_a = f \cdot (V_g + V_q)$ ;
- Pile: facendo riferimento all'apparecchio d'appoggio maggiormente caricato fra i due presenti sulla pila, si considererà agente  $F_a = f \cdot (0,20 \cdot V_g + V_q)$

Dove:

$V_g$  = Reazione verticale massima associata ai carichi permanenti;

$V_q$  = Reazione verticale massima associata ai carichi mobili dinamizzati.

Nel caso in esame le azioni trasmesse alle sottostrutture sono pari a:

f= 0.04

Vg1 (KN)	Vg2 (KN)
2403.44	996.18

VQ1-1a (KN)	VQ1-1b (KN)	VQ1-2a(KN)	VQ1-2b(KN)	VQm1(KN)	VQm2(KN)
(1LM71)	(1SW2)	(2LM71)	(1LM71+SW2)	1 marciapiedi	2 marciapiedi
1491.50	1342.35	2983.00	2833.85	156.25	312.50

Elaborati tipologici Ponti e Viadotti- Relazione di calcolo - Impalcato L=12,50m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	02 D 11	CL	VI0000 001	A	42 di 83

**QP1a** (azione su spalla mobile) 1 LM71+1MARC

TL	201.89	KN	SLE
TL	283.56	KN	SLU
TL	147.92	KN	SISMA

**QP1b** (azione su spalla mobile) 1 SW2 + 1 MARC

TL	195.93	KN	SLE
TL	274.91	KN	SLU
TL	146.72	KN	SISMA

**QP2a** (azione su spalla mobile) 2 LM71 + 2 marc

TL	267.80	KN	SLE
TL	377.57	KN	SLU
TL	159.85	KN	SISMA

**QP2b** (azione su spalla mobile) 1 LM71 + 1SW2 + 2 marc

TL	261.84	KN	SLE
TL	368.92	KN	SLU
TL	158.66	KN	SISMA

Si specifica che i valori di sollecitazioni (TL) precedentemente riportati, per ciascuno dei casi esaminati, contemplano già i coefficienti di combinazione e/o partecipazioni proprie delle  $V_g$  e  $V_q$  da considerare per ciascuno stato limite di verifica:

Coefficienti di Combinazione e di partecipazione

$\gamma_{G1}$ =	1,35	
$\gamma_{G2}$ =	1,5	
$\gamma_{Q1}$ =	1,45	carico ferroviario
$\gamma_{Qm}$ =	1,5	carico marciapiedi

(SLE rara /SLU)

$\psi_0$ =	-
$\psi_0$ =	-
$\psi_0$ =	1
$\psi_0$ =	0,8

(Sisma)

$\psi_2$ =	-
$\psi_2$ =	-
$\psi_2$ =	0,2
$\psi_2$ =	0

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

### 5.3 Azione sismica

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

Per la valutazione dell'azione sismica associata ai carichi fissi propri e permanenti /accidentali agenti sulle spalle 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  $k_h$  (coefficiente sismico orizzontale) o  $k_v$  (coefficiente sismico verticale) secondo quanto di seguito indicato:

Forza sismica orizzontale  $F_h = k_h W$

Forza sismica verticale  $F_v = k_v W$

I valori dei coefficienti sismici orizzontali  $k_h$  e verticale  $k_v$ , relativi allo stato limite considerato, sono posti pari all'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo  $T=0$ , per la componente orizzontale, ed a quella corrispondente al periodo proprio  $T = T_0$ , per la componente verticale.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad (7.11.6)$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad (7.11.7)$$

dove

$a_{max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (7.11.8)$$

dove

$S$  = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_S$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ ), di cui al § 3.2.3.2;

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente  $\beta_m$  assume i valori riportati nella Tab. 7.11-II.

Per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente  $\beta_m$  assume valore unitario.

Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di specifici studi si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

Tabella 7.11.II - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_m$	$\beta_m$
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

Figura 7 – Coefficienti sismici (estratto D.M. 14/01/2008 p.to 7.11.6.2.1)

Con riferimento al valore da assegnare al coefficiente  $\beta_m$ , si è fatto riferimento alle indicazioni di cui alla Tabella 7.1.II riportata nella stessa sezione della norma, tenendo tuttavia conto della specifica che prescrive, nel caso di muri che non siano in grado di subire spostamenti (quale è il caso delle spalle del viadotto in questione che in virtù della elevata rigidità sia del sistema di fondazione che della parte in elevazione, è interessata da spostamenti trascurabili durante l'evento sismico) un valore del coefficiente  $\beta_m$  pari ad 1.0.

Assumendo tale valore si considera che, cautelativamente, il terreno di riempimento è rigidamente connesso alla spalla e non subisce deformazioni o movimenti relativi rispetto ad essa.

In definitiva risulta:

$a_g/g =$	0.367			
$\beta_m =$	1.00			
$S_s =$	1.181			
$ST =$	1.00			
$K_h =$	0.433	coefficiente sismico orizzontale		
$K_v =$	0.217	coefficiente sismico verticale		

Sulla scorta dei coefficienti sismici appena valutati, si è proceduto pertanto alla valutazione delle azioni trasmesse dall'impalcato alle sottostrutture, avendo considerato, come mostrato successivamente nella tabella di riepilogo delle combinazioni di carico, il caso più gravoso in termini di massa sismica associata ai carichi variabili, corrispondente in particolare alla Condizioni di doppio binario carico con treno tipo LM71.

Di seguito il riepilogo delle Azioni inerziali:

**Caso con 2 LM71 (Sisma Long Ex)**

$\Delta N$	ML	MT	TL	TT
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
<b>519.9</b>	0.0	0.0	<b>0.0</b>	<b>0.0</b>
<b>519.9</b>	0.0	0.0	<b>3464.1</b>	<b>0.0</b>

Scarichi su spalla mobile

Scarichi su spalla fissa

**Caso con 2 LM71 (Sisma trasv Ey)**

$\Delta N$	ML	MT	TL	TT
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
0.0	0.0	<b>3015.4</b>	<b>0.0</b>	<b>1732.1</b>
0.0	0.0	<b>3015.4</b>	<b>0.0</b>	<b>1732.1</b>

Scarichi su spalla mobile

**Caso con 2 LM71 (Sisma vert Ez)**

$\Delta N$	ML	MT	TL	TT
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
<b>866.0</b>	0.0	0.0	<b>0.0</b>	<b>0.0</b>
<b>866.0</b>	0.0	0.0	<b>0.0</b>	<b>0.0</b>

Scarichi su spalla mobile

Scarichi su spalla fissa

## 6. COMBINAZIONI DI CARICO

La determinazione delle Sollecitazioni di Progetto utili al dimensionamento strutturale e geotecnico delle opere oggetto del presente documento, è stata condotta utilizzando il metodo agli stati limite, secondo quanto specificato a riguardo al paragrafo 2.6 del DM 14.01.08, con riferimento all'Approccio 2.

Per la definizione dei criteri di combinazione degli effetti prodotti dalle singole condizioni elementari di carico previste sull'opera, si è fatto inoltre riferimento a quanto prescritto al prg 2.5.3 dello stesso DM , di seguito riproposto per completezza :

### 2.5.3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ .

Trattandosi nel caso in esame di opere ferroviarie, la definizione dei coefficienti parziali di combinazione ( $\gamma$ ) e di partecipazione ( $\psi$ ) è stata effettuata seguendo a riguardo le specifiche di cui al paragrafo 5.2.3 del DM 14.01.08 nonché quanto indicato nel relativo manuale di progettazione RFI già citato al paragrafo dei documenti di riferimento; nel seguito un estratto significativo sul tema dei documenti citati:

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	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 <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	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 <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 <sup>(5)</sup>	0,20 <sup>(5)</sup>
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(6)</sup>	1,00 <sup>(7)</sup>	1,00	1,00	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.  
<sup>(2)</sup> 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.  
<sup>(3)</sup> Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.  
<sup>(4)</sup> Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.  
<sup>(5)</sup> Aliquota di carico da traffico da considerare.  
<sup>(6)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna  
<sup>(7)</sup> 1,20 per effetti locali

Azioni		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr1	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	gr2	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
	gr3	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	gr4	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	F <sub>Wk</sub>	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 <sub>k</sub>	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  $\psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

**Tabella 5.2.III - Carichi mobili in funzione del numero di binari presenti sul ponte**

Numero di binari	Binari Carichi	Traffico normale		Traffico pesante <sup>(2)</sup>
		caso a <sup>(1)</sup>	caso b <sup>(1)</sup>	
1	Primo	1,0 (LM 71"++"SW/0")	-	1,0 SW/2
	secondo	1,0 (LM 71"++"SW/0")	-	1,0 SW/2
2	Primo	1,0 (LM 71"++"SW/0")	-	1,0 (LM 71"++"SW/0")
	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")	-

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

<sup>(2)</sup> Salvo i casi in cui sia esplicitamente escluso

**Tabella 5.2.IV - Valutazione dei carichi da traffico**

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

Azione dominante  
<sup>(1)</sup> Includendo tutti i fattori ad essi relativi ( $\Phi, \alpha$ , ecc..)

<sup>(2)</sup> 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.

## 6.1 Combinazioni di carico per determinazione scarichi sugli apparecchi di appoggio

Per la ricerca delle condizioni maggiormente gravose in termini di sollecitazioni di progetto sugli elementi, sono state esaminate, per ciascuno dei tre stati limite di verifica previsti dalla normativa (SLE, SLU e Sisma) 4 differenti configurazioni dei carichi variabili, corrispondenti in particolare ai gruppi di carico Gr1 e GR3, significativi per l'opera in esame, ovvero:

Configurazione 1 : 2 binari carichi con treno LM71 (Gruppo 1)

Configurazione 2 : 1 binario carico con treno LM71 + 1 binario carico con treno SW2 (Gruppo 3)



Configurazione 3 : 1 binario carico con treno LM71 (Gruppo 1)

Configurazione 4 : 1 binario carico con treno SW2 (Gruppo 1)

In concomitanza ai treni di carico sono state considerate tutte le azioni variabili a questi direttamente associate (frenatura, avviamento, ecc....) oltre agli altri carichi variabili di altra natura (vento, carichi variabili marciapiedi, azioni parassite vincoli, sisma) per un totale complessivi di 8 combinazioni di carico per la fase statica e 4 per la fase sismica, di cui nelle pagine seguenti sono riportati i relativi dettagli

	Condizione
Permanenti strutturali	G1
Permanenti NON strutturali	G2
Traffico - 1LM71	Q1,1a
Traffico - 1SW2	Q1,1b
Traffico - 2 LM71	Q1,2a
Traffico - 1 LM72 + 1 SW2	Q1,2b
Carico variabile 1 Marciapiede	Qm1
Carico variabile 2 Marciapiedi	Qm2
Carico Avviamento	Qa
Frenatura LM71	Qf1
Frenatura SW2	Qf2
Centrifuga 1 LM71	Qc1a
Centrifuga 2 LM71	Qc1b
Centrifuga SW2	Qc2
Serpeggio 1 treno	QS1
Serpeggio 2 treni	QS2
Vento	Qw
Azioni Parassite vincoli	Qp
Azioni aerodinamiche 1 treno	Qae1
Azioni aerodinamiche 2 treni	Qae2
Sisma Long	Ex
Sisma Trasv	Ey
Sisma Vert	Ez

Tabella 1 – Riepilogo condizioni elementari di carico

Per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione di calcolo sulle sottostrutture.



**ITINERARIO NAPOLI-BARI.  
RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO.  
II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO.**

Elaborati tipologici Ponti e Viadotti- Relazione di calcolo - Impalcato L=12,50m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	02 D 11	CL	VI0000 001	A	50 di 83

Coefficienti di Combinazione ( $\gamma \times \psi$ )																										
Combinazioni			G1	G2	Q1,1a	Q1,1b	Q1,2a	Q1,2b	Qm1	Qm2	Qa	Qf1	Qf2	Qc1a	Qc1b	Qc2	QS1	QS2	Qw	Qae1	Qae2	Ex	Ey	Ez		
SLE-rara	1	Gr.1 2 treni Lm71	1,00	1,00	0	0	1,00	0	0	0,80	0,50	0,50	0	0	1,00	0	0	1,00	0,60	0	1,00	0	0	0	0	$\psi^0$
	2	Gr.3 2 treni (1Lm71+1 SW2)	1,00	1,00	0	0	0	1,00	0	0,80	1,00	0	1,00	0,50	0	0,50	0	0,50	0,60	0	0,50	0	0	0	0	$\psi^0$
	3	Gr.1 1 treno LM71	1,00	1,00	1,00	0	0	0	0,80	0	0,50	0	0	1,00	0	0	1,00	0	0,60	1,00	0	0	0	0	0	$\psi^0$
	4	Gr1 1 treno SW2	1,00	1,00	0	1,00	0	0	0,80	0	0	0	0,50	1,00	0	0	1,00	0	0,60	1,00	0	0	0	0	0	$\psi^0$
SLU	5	Gr.1 2 treni Lm71	1,35	1,50	0	0	1,45	0	0	1,20	0,73	0,73	0	0	1,45	0	0	1,45	0,90	0	1,45	0	0	0	0	$\psi^0 \times \gamma$
	6	Gr.3 2 treni (1Lm71+1 SW2)	1,35	1,50	0	0	0	1,45	0	1,20	1,45	0	1,45	0,73	0	0,73	0	0,73	0,90	0	0,73	0	0	0	0	$\psi^0 \times \gamma$
	7	Gr.1 1 treno LM71	1,35	1,50	1,45	0	0	0	1,20	0	0,73	0	0	1,45	0	0	1,45	0	0,90	1,45	0	0	0	0	0	$\psi^0 \times \gamma$
	8	Gr1 1 treno SW2	1,35	1,50	0	1,45	0	0	1,20	0	0	0	0,73	1,45	0	0	1,45	0	0,90	1,45	0	0	0	0	0	$\psi^0 \times \gamma$
SLV	9	Ex+0,3Ey+0,3Ez 2 treni Lm71	1,00	1,00	0	0	0,20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0,3	0,3	$\psi^2$
	10	0,3Ex+Ey+0,3Ez 2 treni Lm71	1,00	1,00	0	0	0	0,20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,3	1	0,3	$\psi^2$
	11	Ex+0,3Ey+0,3Ez 2 treni Lm71	1,00	1,00	0,20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0,3	-0,3	$\psi^2$
	12	0,3Ex+Ey+0,3Ez 2 treni Lm71	1,00	1,00	0	0,20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,3	1	-0,3	$\psi^2$

Tabella 2 – Coefficienti di combinazione Spalla Fissa/Appoggio Fisso Pila



**ITINERARIO NAPOLI-BARI.  
RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO.  
II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO.**

Elaborati tipologici Ponti e Viadotti- Relazione di calcolo - Impalcato L=12,50m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	02 D 11	CL	VI0000 001	A	51 di 83

Combinazioni			G1	G2	Q1,1a	Q1,1b	Q1,2a	Q1,2b	Qm1	Qm2	Qa	Qf1	Qf2	Qc1a	Qc1b	Qc2	QS1	QS2	Qw	Qae1	Qae2	Ex	Ey	Ez	Qp*		
SLE-rara	1	Gr.1	2 treni Lm71	1,00	1,00	0	0	1,00	0	0	0,80	0,50	0,50	0	0	1,00	0	0	1,00	0,60	0	1,00	0	0	0	1	$\psi^0$
	2	Gr.3	2 treni (1Lm71+1 SW2)	1,00	1,00	0	0	0	1,00	0	0,80	1,00	0	1,00	0,50	0	0,50	0	0,50	0,60	0	0,50	0	0	0	1	$\psi^0$
	3	Gr.1	1 treno LM71	1,00	1,00	1,00	0	0	0	0,80	0	0,50	0	0	1,00	0	0	1,00	0	0,60	1,00	0	0	0	0	1	$\psi^0$
	4	Gr1	1 treno SW2	1,00	1,00	0	1,00	0	0	0,80	0	0	0	0,50	1,00	0	0	1,00	0	0,60	1,00	0	0	0	0	1	$\psi^0$
SLU	5	Gr.1	2 treni Lm71	1,35	1,50	0	0	1,45	0	0	1,20	0,73	0,73	0	0	1,45	0	0	1,45	0,90	0	1,45	0	0	0	1	$\psi_0 \times \gamma$
	6	Gr.3	2 treni (1Lm71+1 SW2)	1,35	1,50	0	0	0	1,45	0	1,20	1,45	0	1,45	0,73	0	0,73	0	0,73	0,90	0	0,73	0	0	0	1	$\psi_0 \times \gamma$
	7	Gr.1	1 treno LM71	1,35	1,50	1,45	0	0	0	1,20	0	0,73	0	0	1,45	0	0	1,45	0	0,90	1,45	0	0	0	0	1	$\psi_0 \times \gamma$
	8	Gr1	1 treno SW2	1,35	1,50	0	1,45	0	0	1,20	0	0	0	0,73	1,45	0	0	1,45	0	0,90	1,45	0	0	0	0	1	$\psi_0 \times \gamma$
SLV	9	Ex+0,3Ey+0,3Ez	2 treni Lm71	1,00	1,00	0	0	0,20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0,3	0,3	1	$\psi^2$
	10	0,3Ex+Ey+0,3Ez	2 treni Lm71	1,00	1,00	0	0	0	0,20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,3	1	0,3	1	$\psi^2$
	11	Ex+0,3Ey+0,3Ez	2 treni Lm71	1,00	1,00	0,20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0,3	-0,3	1	$\psi^2$
	12	0,3Ex+Ey+0,3Ez	2 treni Lm71	1,00	1,00	0	0,20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,3	1	-0,3	1	$\psi^2$

Tabella 3 – Coefficienti di combinazione Spalla Mobile/Appoggio Mobile Pila

## 6.2 Combinazioni di carico per determinazione sollecitazioni trave impalcato

Per la determinazione delle sollecitazioni di calcolo delle travi dell'impalcato sono state considerate, in relazione al modello di calcolo a fascia utilizzato, le seguenti condizioni di carico tra quelle descritte al paragrafo 5:

Condizione	
Permanenti strutturali	<b>G1</b>
Permanenti NON strutturali	<b>G2</b>
Traffico - LM71	<b>Q1,1a</b>
Avviamento	<b>Qa</b>
Frenatura	<b>Qf</b>
Centrifuga LM71	<b>Qc1</b>
Serpeggio LM71	<b>QL1</b>
Vento	<b>Qw</b>
Effetto della sopraelevazione LM71	<b>QS1</b>
Eccentricità del carico LM71	<b>Qe</b>

I coefficienti di combinazione sono riportati nella tabella seguente:

Combinazioni				G1	G2	Q1,1a	Qa	Qf	Qc1	QL1	Qw	QS1	Qe	
<b>SLE</b>	<b>1</b>	Gr.1	1 treno LM71	1.00	1.00	1.00	0.50	0	1.00	1.00	0.60	1.00	1.00	$\psi_0$
<b>SLE</b>	<b>2</b>	Gr.2	1 treno SW2	1.00	1.00	1.00	0	0.50	1.00	0.00	1.00	0.60	1.00	$\psi_0$
<b>SLU</b>	<b>3</b>	Gr.1	1 treno LM71	1.35	1.50	1.45	0.725	0.725	1.45	1.45	0.90	1.45	1.45	$\psi_0 \times \gamma$
<b>SLU</b>	<b>4</b>	Gr.2	1 treno SW2	1.35	1.50	1.45	0.725	0.725	1.45	0.00	1.45	0.90	1.45	1.45

Tabella 4 – Coefficienti di combinazione per verifica impalcato

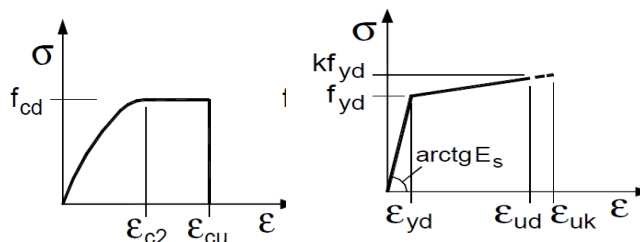
## 7. CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI

I criteri generali di verifica utilizzati per la valutazione delle capacità resistenti delle sezioni, per la condizione SLU, e per le massime tensioni nei materiali nonché per il controllo della fessurazione, relativamente agli SLE, sono quelli definiti al p.to 4.1.2 del DM 14.01.08.

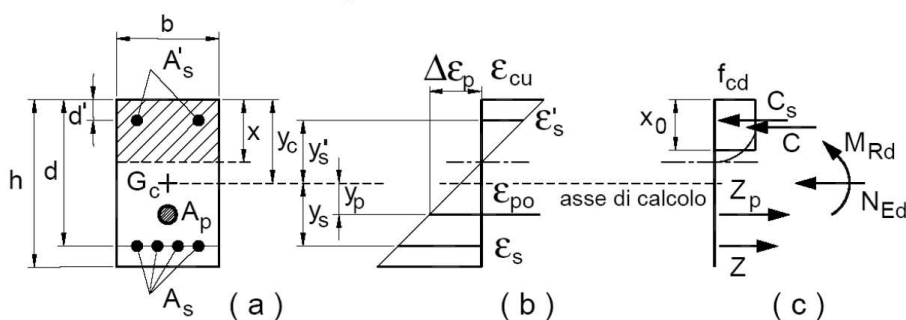
### 7.1 VERIFICHE ALLO SLU

#### 7.1.1 Pressoflessione

La determinazione della capacità resistente a flessione/pressoflessione della generica sezione, viene effettuata con i criteri di cui al punto 4.1.2.1.2.4 delle NTC08, secondo quanto riportato schematicamente nelle figure seguito, tenendo conto dei valori delle resistenze e deformazioni di calcolo riportate al paragrafo dedicato alle caratteristiche dei materiali:



Legami costitutivi Calcestruzzo ed Acciaio -



Schema di riferimento per la valutazione della capacità resistente a pressoflessione generica sezione -

La verifica consisterà nel controllare il soddisfacimento della seguente condizione:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove

$M_{Rd}$  è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a  $N_{Ed}$ ;

$N_{Ed}$  è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;

$M_{Ed}$  è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

### 7.1.2 Taglio

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  della membratura priva di armatura specifica risulta pari a:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w d$$

Dove:

- $v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$ ;
- $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$ ;
- $\rho_1 = A_{sw}/(b_w \cdot d)$
- $d$  = altezza utile per piedritti soletta superiore ed inferiore;
- $b_w = 1000$  mm larghezza utile della sezione ai fini del taglio.

In presenza di armatura, invece, la resistenza a taglio  $V_{Rd}$  è il minimo tra la resistenza a taglio trazione  $V_{Rsd}$  e la resistenza a taglio compressione  $V_{Rcd}$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

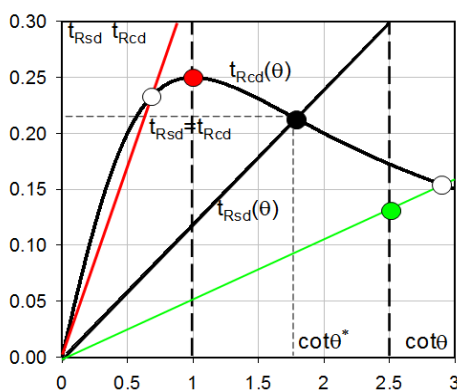
$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{(\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta)}{(1 + \text{ctg}^2 \theta)}$$

Essendo:

$$1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2,5$$

Per quanto riguarda in particolare le verifiche a taglio per elementi armati a taglio, si è fatto riferimento al metodo del traliccio ad inclinazione variabile, in accordo a quanto prescritto al punto 4.1.2.1.3 delle NTC08, considerando ai fini delle verifiche, un angolo  $\theta$  di inclinazione delle bielle compresse del traliccio resistente tale da rispettare la condizione.

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5 \quad 45^\circ \geq \theta \geq 21,8^\circ$$



- Se la  $\cot \theta^*$  è compresa nell'intervallo (1,0-2,5) è possibile valutare il taglio resistente  $V_{Rd}(=V_{Rcd}=V_{Rsd})$
- Se la  $\cot \theta^*$  è maggiore di 2,5 la crisi è da attribuirsi all'armatura trasversale e il taglio resistente  $V_{Rd}(=V_{Rsd})$  coincide con il massimo taglio sopportato dalle armature trasversali valutabile per una  $\cot \theta = 2,5$ .
- Se la  $\cot \theta^*$  è minore di 1,0 la crisi è da attribuirsi alle bielle compresse e il taglio resistente  $V_{Rd}(=V_{Rcd})$  coincide con il massimo taglio sopportato dalle bielle di calcestruzzo valutabile per una  $\cot \theta = 1,0$ .

L'angolo effettivo di inclinazione delle bielle ( $\theta$ ) assunto nelle verifiche è stato in particolare valutato, nell'ambito di un problema di verifica, tenendo conto di quanto di seguito indicato :

$$\cot \theta^* = \sqrt{\frac{v \cdot \alpha_c}{\omega_{sw}} - 1}$$

(  $\theta^*$  angolo di inclinazione delle bielle cui corrisponde la crisi contemporanea di bielle compresse ed armature)

dove

$$v = f'_{cd} / f_{cd} = 0.5$$

$f'_{cd}$  = resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

$f_{cd}$  = resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo d'anima

$\alpha_c$	coefficiente maggiorativo pari a	1	per membrature non compresse
		$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
		1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
		$2,5(1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

$\omega_{sw}$  : Percentuale meccanica di armatura trasversale.

$$\omega_{sw} = \frac{A_{sw} f_{yd}}{b s f_{cd}}$$

	<b>ITINERARIO NAPOLI-BARI. RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO. II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO.</b>					
Elaborati tipologici Ponti e Viadotti- Relazione di calcolo - Impalcato L=12,50m	COMMESSA IF0H	LOTTO 02 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0000 001	REV. A	FOGLIO 56 di 83

## 7.2 VERIFICA SLE

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure attesa, secondo quanto di seguito specificato

### 7.2.1 Verifiche alle tensioni

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente" adottando come limiti di riferimento, trattandosi nel caso in specie di opere Ferroviarie, quelli indicati nel documento " Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario RFI DTC INC PO SP IFS 001 A del 30-12-16 ", ovvero:

#### Strutture in c.a.

##### Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- per combinazione di carico caratteristica (rara):  $0,55 f_{ck}$ ;
- per combinazioni di carico quasi permanente:  $0,40 f_{ck}$ ;
- per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

##### Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare  $0.75 f_{yk}$ .



 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI-BARI.</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO.</b> <b>II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO.</b>					
	Elaborati tipologici Ponti e Viadotti- Relazione di calcolo - Impalcato L=12,50m	COMMESSA <b>IF0H</b>	LOTTO <b>02 D 11</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>VI0000 001</b>	REV. <b>A</b>

### 7.2.2 Verifiche a fessurazione

La verifica a fessurazione consiste nel controllo dell'ampiezza massima delle fessure per le combinazioni di carico di esercizio i cui valori limite sono stabiliti, nell'ambito del progetto di opere ferroviarie, nel documento RFI DTC SICS MA IFS 001 A – 2.5.1.8.3.2.4 (*Manuale di progettazione delle opere civili del 30/12/2016*).

In particolare l'apertura convenzionale delle fessure  $\delta_f$  dovrà rispettare i seguenti limiti:

- $\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$  per tutte le strutture in condizioni ambientali aggressive o molto aggressive (così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.3 del DM 14.1.2008 – Tab 4.1.III), per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;
- $\delta_f \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$  per strutture in condizioni ambientali ordinarie.

**Tabella 4.1.III** – *Descrizione delle condizioni ambientali*

<b>CONDIZIONI AMBIENTALI</b>	<b>CLASSE DI ESPOSIZIONE</b>
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 4.1.III – DM 14.01.2008

In definitiva, nel caso in esame, con riferimento alle indicazioni della tabella di cui in precedenza, si adotta il limite **w1=0,20 mm** sia per le parti in elevazione che per quelle in fondazione, in quanto in entrambi i casi trattasi di strutture a permanente contatto col terreno:

## 8. SOLLECITAZIONI SULLA FASCIA BRS

Nei seguenti paragrafi si valutano le azioni flettenti, taglianti e torcenti agenti sulla fascia resistente di larghezza pari a 4.0 m.

$B_{rs} =$	4.0	m	(Larghezza di ripartizione per verifiche)
$i_t =$	0.420	m	(interasse travi)
$N_{ps} =$	9		(numero travi presenti nella fascia Brs)

Le azioni verticali prodotte da permanenti e accidentali e quelle prodotte dalla frenatura/avviamento sono ugualmente ripartite sulle diverse travi contenute all'interno della fascia resistente di 4,0 m. 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 della fascia considerata. Analogo effetto hanno l'eccentricità di carico del treno LM e l'effetto della sopraelevazione.

### G1 (Permanenti strutturali)

#### Impalcato :

$\gamma_{ca} =$	25	KN/m <sup>3</sup>		$A_{cavedi} =$	1.46	m <sup>2</sup>
$\gamma_{tr} =$	2.85	KN/m	(Peso a metro 1 travi HE600M)	$n^{\circ} \text{ cavedi} =$	2	
$A_{ca} =$	16.23	m <sup>2</sup>	(Area impalcato)			
$A_{tr} =$	0.04	m <sup>2</sup>	(Area travi)			
$n \text{ travi} =$	28	m <sup>3</sup>	(n° totale travi)			
$A_{ca,netta} =$	12.19	m <sup>2</sup>	(Area impalcato al netto delle travi)			
<b>Tot G1 =</b>	<b>384.6</b>	KN/m	(peso complessivo struttura impalcato per metro in direzione longitudinale)			

### G2 (Permanenti non strutturali)

#### Ballast/Armamento

$\gamma_{armam} =$	18	KN/m <sup>3</sup>	
$L =$	7.70	m	(lunghezza complessiva trasversale)
$s =$	0.80	m	(spessore)
$G2a =$	110.9	KN/m	(peso complessivo armamento a metro lineare in direzione longitudinale)

#### Impermeabilizzazione e Massetto di protezione

$\gamma_{mass} =$	21	KN/m <sup>3</sup>	
$L =$	7.70	m	(lunghezza complessiva trasversale)
$s =$	0.05	m	(spessore)
$G2b =$	8.1	KN/m	(peso complessivo armamento a metro lineare in direzione longitudinale)
<b>tot.G2 =</b>	<b>119.0</b>	KN/m	(Carico permanente complessivo non strutturale per metro in direzione longitudinale)

Elaborati tipologici Ponti e Viadotti- Relazione di calcolo - Impalcato L=12,50m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	02 D 11	CL	VI0000 001	A	59 di 83

Pesi propri FASCIA Brs			
Condizione	qk [kN/m]	M1 [kNm]	T1 [kN]
G1	384.6	2518	806
G2	119.0	779	249

$$Mf1 = \frac{Q1 \cdot L_b^2}{8 \cdot B_i} \cdot B_{rs} \quad \text{Momento Flettente in mezzera}$$

$$T1 = \frac{Q1 \cdot L_b}{2 \cdot B_i} \cdot B_{rs} \quad \text{Taglio agli Appoggi}$$

**Q1,1(Carico Accidentale da traffico N Max/MTmax) e Q1,2 (Carico Accidentale da traffico Tlong max)**

**Nota:** I carichi sono comprensivi del coefficiente di adattamento  $\alpha$

LM71X1,1

Carico Equivalente Tagliante:	170.0	KN/m
Carico Equivalente flettente:	157.0	KN/m

SW0X1,1

Carico Equivalente Tagliante:	149.2	KN/m
Carico Equivalente flettente:	149.2	KN/m

SW2X1,0

Carico Equivalente Tagliante:	153.0	KN/m
Carico Equivalente flettente:	153.0	KN/m

tot.Q1,1a = 170.0 KN/m (Condizione 1 binari carichi con LM71)

tot.Q1,1b = 153.0 KN/m (Condizione 1 binari carichi con sw2)

Valutazione Coefficiente di Incremento dinamico:

**Coefficiente dinamico (Caso 5,1 della tabella 5,2,II del DM2008)**

$L_\phi =$	11.6	m	
$\phi_2 = 0,82 + 1,44 / (L_\phi^{0,5} - 0,2)$	1.269	$1,00 \leq \phi_2 \leq 1,67$	(elevato standard manutentivo)
$\phi_3 = 0,73 + 2,16 / (L_\phi^{0,5} - 0,2)$	1.404	$1,00 \leq \phi_3 \leq 2$	(normale standard manutentivo)

Caso : normale standard manutentivo

$\Phi 3 =$  1.404

**Q1,1a x  $\Phi 3 =$**  238.6 KN/m

**Q1,1b x  $\Phi 3 =$**  214.8 KN/m

Elaborati tipologici Ponti e Viadotti- Relazione di calcolo - Impalcato L=12,50m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	02 D 11	CL	VI0000 001	A	60 di 83

**CARICHI DA TRAFFICO (FASCIA Brs)**

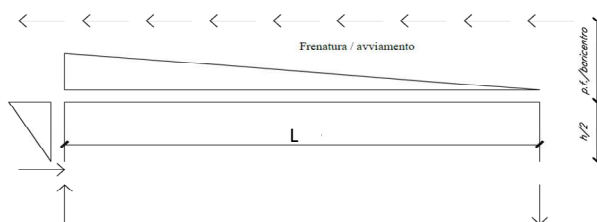
Condizione	qfk [kN/m]	qvk [kN/m]	φ3	Mf2 [kNm]	T2 [kN]
Q1,1a (1 LM71)	157.0	170.0	1.40	4305	4661
Q1,1b (1 SW/2)	153.0	153.0	1.40	4195	4195

$$Mf2 = \Phi_3 \frac{Q_{1,1,f} \cdot L_b^2}{8} \quad \text{Momento Flettente in mezzeria}$$

$$T2 = \Phi_3 \frac{Q_{1,1,t} \cdot L_b}{2} \quad \text{Taglio agli Appoggi}$$

**Qa(Carico da Frenatura/avviamento)**

NOTA: Viene considerata agente a livello del piano del ferro



Qa =	33.0	KN/m
L =	12.5	m
α LM71	1.1	

(carico da avviamento per qualsiasi modello di treno per metro in direzione long-ref 2.5.1.4.3.3 manuale RFI)  
lunghezza totale di binario da considerare caricata  
(coefficiente di adattamento)

Qf LM71 =	20.00	KN/m
L =	12.5	m
α LM71	1.1	

(carico da frenatura treno per metro in direzione long-manuale RFI)  
lunghezza totale di binario da considerare caricata  
(coefficiente di adattamento)

Qf SW/2 =	35.00	KN/m
L =	12.5	m
α sw2	1.0	

(carico da frenatura treno per metro in direzione long-manuale RFI)  
lunghezza totale di binario da considerare caricata  
(coefficiente di adattamento)

Ssn =	0.720	m
Ssm =	0.773	m
Hgpf =	1.187	m
Hpf =	1.57	m

(Spessore dell'impalcato min)  
(Spessore dell'impalcato max)  
(distanza piano del ferro-baricentro delle travi)  
(distanza piano del ferro intradosso impalcato)

**AVVIAMENTO/FRENATURA (FASCIA Brs)**

Condizione	qk [kN/m]	Mf3 [kNm]	T3 [kN]
Qa	453.8	269	57
Qf	437.5	260	55

$$Mf3 = \frac{Q_{a/f} \cdot H_{gpf}}{2} \quad \text{Momento Flettente in mezzeria}$$

$$T3 = \frac{Q_{a/f} \cdot H_{pfi}}{L} \quad \text{Taglio agli Appoggi}$$

### Qc(Centrifuga)

**NOTA:** Le azioni centrifughe sono applicate ad 1.80 sopra il piano ferro

V =	160.0	Km/h	Velocità di progetto
R =	1600.0	m	
Lf =	12.5	m	lunghezza totale di binario da considerare caricata

#### Caso 1 : LM71

v =	33.3	m/sec	Velocità di calcolo
$\alpha$ =	1.1		
f =	1.0	m	

#### Caso 2 : SW2

v =	27.8	m/sec	Velocità di calcolo
$\alpha$ =	1.0		
f =	1.0	m	

Hg,5 =	2.987	m	(distanza 1.8m piano del ferro-baricentro delle travi)
--------	-------	---	--

LM71	q <sub>ck</sub> [kN/m]	SW/2	q <sub>ck</sub> [kN/m]
1 LM71 (Qc1a,flett)	11.1	1 SW2 (Qc2,flett)	7.5
1 LM71 (Qc1a,tagl)	12.0	1 SW2 (Qc2,tagl)	7.5

AZIONE CENTRIFUGA (FASCIA Brs)		
Condizione	q <sub>k</sub> [kN/m]	MT4 [kNm/m]
1 LM71 (Qc1a,flett)	11.1	33.19
1 LM71 (Qc1a,tagl)	12.0	35.94
1 SW2 (Qc2,flett)	7.5	22.46
1 SW2 (Qc2,tagl)	7.5	22.46

azioni flettenti: Mt4f = qck,f\*Hg5

azioni taglianti: Mt4t = qck,t\* Hg5

### Eccentricità di carico LM71

NOTA: Come da normativa si assume pari a  $1.435/18=0.08$  m

et = 0.08 m (eccentricità trasversale rispetto al baricentro impalcato 1,435/18)

Eccentricità di carico LM71 (FASCIA Brs)		
Condizione	qk [kN/m]	MT5 [kNm/m]
Q1,1a flett	157.0	12.56
Q1,1a tagli	170.0	13.60

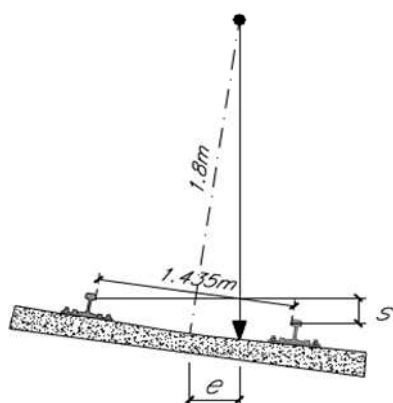
azioni flettenti:  $Mt5f = Q1,1a \cdot f \cdot 0.08$

azioni taglianti:  $Mt5t = Q1,1at \cdot 0.08$

### Effetto della sopraelevazione

NOTA: La sopraelevazione  $s$ , produce un'eccentricità di carico "e" pari a  $e=180 \cdot s/143.5$ .

Tale effetto in parte bilancia l'azione della forza centrifuga



s = 0.10 m  
e = 0.125 m

Effetto della sopraelevazione (FASCIA Brs)		
Condizione	qk [kN/m]	MT6 [kNm/m]
Q1,1a flett (1 LM71)	157.0	19.69
Q1,1a tagli (1 LM71)	170.0	21.32
Q1,1b flett (1 SW/2)	153.0	19.19
Q1,1b tagli (1 SW/2)	153.0	19.19

azioni flettenti:  $Mt6f = Q1,1f \cdot e$

azioni taglianti:  $Mt6t = Q1,1t \cdot e$

### Qs(Serpeggio)

**NOTA:** Viene considerata agente a livello del piano del ferro

Fs=	100.00	KN	(carico da serpeggio manuale RFI)
$\alpha$ LM71	1.1		(coefficiente di adattamento LM71)
Hgpf =	1.187	m	(distanza piano del ferro-baricentro delle travi)

Serpeggio (FASCIA BRS)		
Condizione	qk [kN/m]	MT7 [kNm/m]
Qs,1 (1 LM71)	8.80	10.44
Qs,2 (1 SW/2)	8.00	9.49

Serpeggio:  $Mt5 = Fs/L * Hgpf$

### Qw(Vento)

**NOTA:** Viene considerato agente sulla superficie del treno (Ht=4 m) e su quella del ponte (soletta + ballast)

Ht=	4.00	m	(altezza treno)
Hgw =	3.19	m	(distanza centro di spinta-baricentro delle travi)
pw =	2.50	kPa	(Pressione Vento)
Qw =	13.80	kN/m	$Qw = pw * (Ht + Sb + Ssn)$

Azione del Vento (fascia BRS)		
Condizione	qk [kN/m]	MT8 [kNm/m]
Qw	13.80	43.97

Vento:  $Mt8 = Qw * Hgw$

## 9. CALCOLO TRAVE DI BORDO FASCIA

Di seguito si riportano le azioni flettenti, taglianti e torcenti agenti sulla trave di bordo della fascia resistente. In particolare gli effetti delle coppie torcenti "mt" si traducono un incremento di carico verticale  $\Delta q$  sulla trave di bordo. Le sollecitazioni flettenti e taglianti sono invece equamente suddivise tra le travi appartenenti alla fascia resistente (in numero pari a Nps).

L'incremento di carico verticale prodotto sulla trave di bordo dalle coppie torcenti si valuta, in prima approssimazione, considerando la flessione su una striscia unitaria trasversale di impalcato avente sezione Brs\*h:

$$\Delta p = (mt / J') * d * i$$

Dove:

$$d = \boxed{1.89} \text{ m} \quad (\text{distanza asse trave di bordo-asse fascia})$$

$$J' = \boxed{5.33} \text{ m}^3 \quad J = h \times B_{rip.}^3 / 12 \quad (\text{inerzia striscia unitaria trasversale di impalcato di altezza Brs})$$

Pesi propri TRAVE DI BORDO		
Condizione	Mu1 [kNm]	Tu1 [kN]
G1	280	90
G2	87	28

$$Mu1 = Mf1 / N_{ps}$$

$$Tu1 = T1 / N_{ps}$$

CARICHI DA TRAFFICO (TRAVE DI BORDO)		
Condizione	Mu2 [kNm]	Tu2 [kN]
Q1,1a (1 LM71)	478	518
Q1,1b (1 SW/2)	466	466

$$Mu2 = Mf2 / N_{ps}$$

$$Tu2 = T2 / N_{ps}$$



Elaborati tipologici Ponti e Viadotti- Relazione di calcolo - Impalcato L=12,50m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	02 D 11	CL	VI0000 001	A	65 di 83

**CARICHI DA AVVIAMENTO/FRENATURA (TRAVE DI BORDO)**

Condizione	Mu3 [kNm]	Tu3 [kN]	Nu3 [kN]
Qa	30	6	50
Qf	29	6	49

$$Mu3 = Mf3 / N_{ps}$$

$$Tu3 = T3 / N_{ps}$$

$$Nu3 = qk / N_{ps}$$

**AZIONE CENTRIFUGA (TRAVE DI BORDO)**

Condizione	$\Delta q$ [kN/m]	Mu4 [kNm]	Tu4 [kN]
Qc,1	4.9	96.49	33
Qc,2	3.3	65.30	21

$$\Delta q = Kt * Mt$$

$$Mu4 = 1/8 * (Kt * Mt4f) * L_b^2$$

$$Tu4 = 1/2 * (Kt * Mt4t) * L_b$$

**Eccentricità di carico LM71 (TRAVE DI BORDO)**

Condizione	$\Delta q$ [kN/m]	Mu5 [kNm]	Tu5 [kN]
Q1,1a flett	1.9	36.51	13

$$\Delta q = Kt * Mt$$

$$Mu5 = 1/8 * (Kt * Mt5) * L_b^2$$

$$Tu5 = 1/2 * (Kt * Mt5t) * L_b$$

**Effetto della sopraelevazione (TRAVE DI BORDO)**

Condizione	$\Delta q$ [kN/m]	Mu6 [kNm]	Tu6 [kN]
Q1,1a flett (1 LM71)	2.9	57.25	20
Q1,1b flett (1 SW/2)	2.9	55.79	18

$$\Delta q = Kt * Mt$$

$$Mu6 = 1/8 * (Kt * Mt6f) * L_b^2$$

$$Tu6 = 1/2 * (Kt * Mt6t) * L_b$$

Elaborati tipologici Ponti e Viadotti- Relazione di calcolo - Impalcato L=12,50m

COMMESSA	LOTTO	GODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	02 D 11	CL	VI0000 001	A	66 di 83

Serpeggio (TRAVE DI BORDO)			
Condizione	$\Delta q$ [kN/m]	Mu7 [kNm]	Tu7 [kN]
Q1,1a flett (1 LM71)	0.12	30.35	1.55
Q1,1b flett (1 SW/2)	0.11	27.59	1.41

$$\Delta q = K_t * M_t / L_b$$

$$M_u7 = 1/8 * (K_t * M_t7) * L_b^2$$

$$T_u7 = K_t * M_t7$$

Azione del vento (TRAVE DI BORDO)			
Condizione	$\Delta q$ [kN/m]	Mu8 [kNm]	Tu8 [kN]
Qw	6.54	127.83	41

$$\Delta q = K_t * M_t$$

$$M_u8 = 1/8 * (K_t * M_t8) * L_b^2$$

$$T_u8 = 1/2 * (K_t * M_t8) * L_b$$

Dove  $k_t$  è il coefficiente di ripartizione pari a:

$$k_t = 0.15 \text{ 1/m}^2$$

$$k_t = d \times i / J$$

(coefficiente di ripartizione)

## 10. RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI SULLA TRAVE DI BORDO FASCIA

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:

### 10.1 MODELLO DI CARICO: TRENO LM71

RIEPILOGO SOLLECITAZIONI TRAVE DI BORDO FASCIA				
Condizione		N [kN]	M <sub>MEZZERIA</sub> [kNm]	T <sub>APPOGGI</sub> [kNm]
Permanenti strutturali		<b>G1</b>	0.0	90
Permanenti NON strutturali		<b>G2</b>	0.0	28
Traffico - LM71		<b>Q1,1a</b>	0.0	0
Avviamento		<b>Qa</b>	50.4	6.3
Frenatura		<b>Qf</b>	48.6	6.1
Centrifuga LM71		<b>Qc1</b>	0.0	33.4
Serpeggio LM71		<b>QL1</b>	0.0	1.6
Vento		<b>Qw</b>	0.0	40.9
Effetto della sopraelevazione LM71		<b>QS1</b>	0.0	-19.8
Eccentricità del carico LM71		<b>Qe</b>	0.0	12.7

RIEPILOGO SOLLECITAZIONI TRAVE DI BORDO FASCIA					
Condizione			N [kN]	M <sub>MEZZERIA</sub> [kNm]	T <sub>APPOGGI</sub> [kNm]
<b>SLE</b>	Gr.1	<b>1</b>	25.2	1042.4	172.8
<b>SLU</b>	Gr.1	<b>3</b>	71.8	1512.6	248.6

\*I Coefficienti Di Combinazione Sono Riportati Al Paragrafo 6.2.

## 10.2 MODELLO DI CARICO: TRENO SW/2

RIEPILOGO SOLLECITAZIONI TRAVE DI BORDO FASCIA				
Condizione		N [kN]	M <sub>MEZZERIA</sub> [kNm]	T <sub>APPOGGI</sub> [kNm]
Permanenti strutturali		<b>G1</b>	0.0	90
Permanenti NON strutturali		<b>G2</b>	0.0	28
Traffico - SW2		<b>Q1,1b</b>	0.0	0
Avviamento		<b>Qa</b>	50.4	6.3
Frenatura		<b>Qf</b>	48.6	6.1
Centrifuga SW/2		<b>Qc2</b>	0.0	20.9
Serpeggio LM71		<b>QL1</b>	0.0	1.6
Serpeggio SW/2		<b>QL2</b>	0.0	1.4
Vento		<b>Qw</b>	0.0	40.9
Effetto della sopraelevazione SW/2		<b>QS2</b>	0.0	-17.9
Eccentricità del carico LM71		<b>Qe</b>	0.0	12.7

RIEPILOGO SOLLECITAZIONI TRAVE DI BORDO FASCIA					
Condizione			N [kN]	M <sub>MEZZERIA</sub> [kNm]	T <sub>APPOGGI</sub> [kNm]
<b>SLE</b>	Gr2	<b>2</b>	24.3	997.2	161.9
<b>SLU</b>	Gr2	<b>4</b>	71.8	1447.8	233.1

\*I Coefficienti Di Combinazione Sono Riportati Al Paragrafo 6.2.

## 11. VERIFICHE DI RESISTENZA

Le verifiche di resistenza allo SLU vengono eseguite per la trave di bordo in funzione delle sollecitazioni massime tra i modelli di carico considerati.

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.

### CARATTERISTICHE PROFILO

Acciaio	S355J2		
$f_{yk} =$	355	MPa	tensione caratteristica di snervamento
$\gamma_{M0} =$	1.05	-	coefficiente parziale di sicurezza SLU
$f_{yd} =$	338	MPa	tensione di snervamento di progetto
$A =$	363.7	cm <sup>2</sup>	area
$W =$	8.77E+03	cm <sup>3</sup>	modulo di res. Plastico
$S =$	5.07E+06	mm <sup>3</sup>	momento statico per H/2
$J =$	2.37E+05	cm <sup>4</sup>	momento d'inerzia
$tw =$	21	mm	spessore anima

### Verifica a presso flessione sezione in mezzeria

$M_{mezz.} =$	1512.6	kNm
$N_{mezz.} =$	71.8	kN

### Verifica a taglio sezione in appoggio

$T_{app.} =$	248.6	kN
--------------	-------	----

I valori delle sollecitazioni sopra riportati sono già amplificati dei relativi coefficienti di amplificazione.

Le verifiche sono eseguite in termini tensionali:

$\sigma = N/A + M/W =$	174.4	MPa	tensione di compressione massima
$\tau = T \times S / (J \times Tw) =$	25.3	MPa	tensione tangenziale massima
$\sigma / f_{yd} =$	0.52	<1	coeff. di sicurezza a pressoflessione
$\tau / [f_{yd} / 3^{1/2}] =$	0.13	<1	coeff. di sicurezza a taglio

La verifica è Soddisfatta.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI-BARI.</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO.</b> <b>II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO.</b>					
	Elaborati tipologici Ponti e Viadotti- Relazione di calcolo - Impalcato L=12,50m	COMMESSA <b>IF0H</b>	LOTTO <b>02 D 11</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>VI0000 001</b>	REV. <b>A</b>

## 12. VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ

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

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

Le verifiche sono condotte con il treno di carico LM71 incrementato con il corrispondente coefficiente dinamico  $\phi_3$ . Per l'inflessione si tiene in conto anche una variazione lineare di temperatura di 10° lungo l'altezza dell'impalcato.

Il calcestruzzo è considerato interamente reagente ai fini della determinazione dell'inerzia flessionale dell'impalcato e della ripartizione trasversale dei carichi mobili con coefficiente di omogeneizzazione pari a  $n = 6$ . Nelle verifiche la fascia di impalcato reagente ha una larghezza  $b = 4.0m$ .

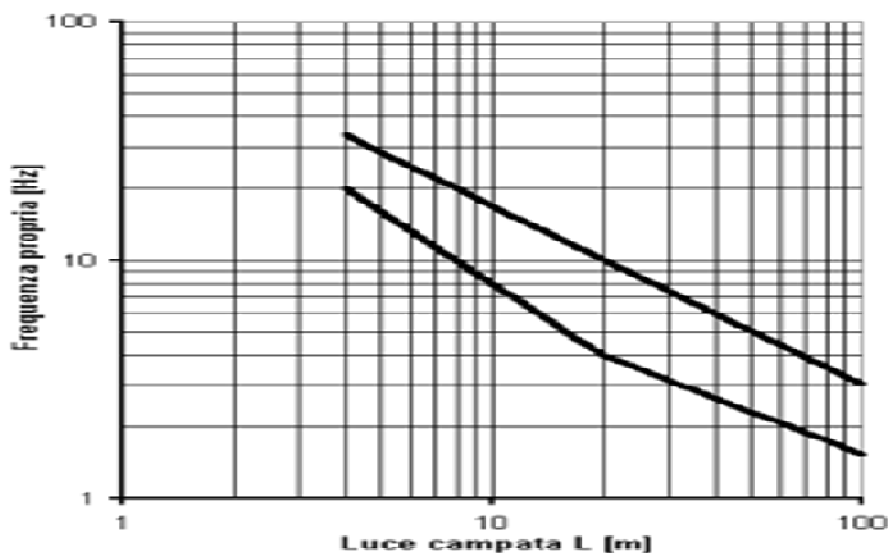
Le caratteristiche della sezione reagente omogeneizzata in cls sono di seguito riportate:

$B_{rd} =$	4	m	larghezza di ripartizione
$N_{ps} =$	9		(numero travi presenti nella fascia Brs)
$S_{sn} =$	0.720	m	(Spessore dell'impalcato min)
$J_{trave} =$	2.37E+05	cm <sup>4</sup>	momento d'inerzia trave
$n =$	6		coefficiente di omogeneizzazione
$E_{sm} =$	210000	MPa	Modulo elastico di progetto
$J_d = [B_{rd} * S_{sn}^3 / 12 + (n - 1) * N_{pd} * J_p] / n$	3.85E+06	cm <sup>4</sup>	inerzia soletta omogeneizzata all'acciaio

## 12.1 Frequenza propria dell'impalcato

Per controllare l'affidabilità del coefficiente di incremento dinamico  $\phi_3$  assunto nei calcoli si vuole accertare che la frequenza propria  $n_0$  dell'impalcato sia contenuta all'interno del fuso in fig. 5.2.7 della NTC2008 e che si riporta di seguito per chiarezza espositiva:

Figura 5.2.7 - Limiti delle frequenze proprie  $n_0$  in Hz in funzione della luce della campata



un limite superiore pari a:

$$n_0 = 94,76 \cdot L^{-0,748} \quad (5.2.2)$$

un limite inferiore pari a:

$$n_0 = 80/L \quad \text{per } 4 \text{ m} \leq L \leq 20 \text{ m} \quad (5.2.3)$$

$$n_0 = 23,58 \cdot L^{-0,592} \quad \text{per } 20 \text{ m} \leq L \leq 100 \text{ m} \quad (5.2.4)$$

$p_{1,pp}$	384.6	kN/m	peso proprio (intero impalcato)
$p_{1,perm}$	119.0	kN/m	carichi permanenti (intero impalcato)
$p_1$	503.5	kN/m	totale pp+perm. (intero impalcato)
$n_{travi,B,rip.} =$	9	-	numero travi nella zona di ripartizione
$n_{travi} =$	28	-	numero totale travi
$p'_1 = p_1 / n_{travi} \times n_{travi,B,rip.}$	161.84	kN/m	totale pp+perm. (su $B_{rip.}$ )

Elaborati tipologici Ponti e Viadotti- Relazione di calcolo - Impalcato L=12,50m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	02 D 11	CL	VI0000 001	A	72 di 83

$L_c =$	11.6	m	luce impalcato (asse appoggi)
$\delta_0 = 5/384 * p'_{1,perm} * L_c^4 / (E_p * J_f)$	4.7	mm	freccia massima per $p_{1,perm}$
$n_0 = 17,75 / (\delta_0)^{0.5}$	8.18	Hz	stima prima frequenza flessionale
$n_{0,inf} = 23.58 * L^{-0.592}$	per $20m < L \leq 100 m$	5.53	Hz
$n_{0,inf} = 80/L$	per $4m < L \leq 20 m$	6.897	Hz
$n_{0,sup} = 94.76 * L^{-0.748}$		14.51	Hz
$n_0 > n_{0,inf}$	VERIFICATO		
$n_0 < n_{0,sup}$	VERIFICATO		

## 12.2 Freccia sotto i carichi accidentali dinamizzati LM71

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

$q_{eq,flett} =$	157	kN/m	eq. Flettente LM71
$\phi_3 =$	1.40	-	coeff. dinamico
$q'_{eq,flett} =$	220.4	kN/m	$\phi_3 \times q_{eq,flett}$
$\delta = 5/384 * p_{1,perm} * L_c^4 / (E_p * J_f)$	6.42	mm	freccia in mezzeria
$\delta_{LIM} =$	11.6	mm	freccia limite (L/1000)
$\delta < \delta_{LIM}$	VERIFICATO		
$\delta / \delta_{LIM}$	0.55		



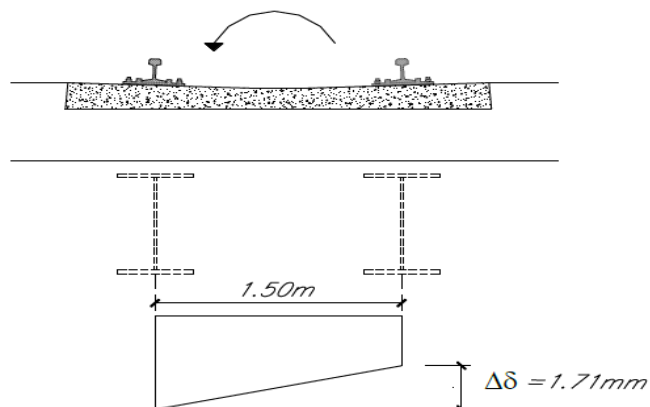
### 12.3 Rotazione agli appoggi

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

$\theta_{LM71} = 1/24 \times p \times L^3 / EJ =$	0.0018	rad	rotazione per LM71 dinamizzato
$\Delta T =$	10	°C	var. termica lin. nello spessore
$\alpha =$	1.20E-05	-	coeff. dilatazione termica dell'acciaio
$S_{sn} =$	0.72	m	altezza impalcato minima
$\theta_{\Delta T} = (\alpha \times \Delta T / S_{sn}) \times L/2$	9.67E-04	rad	rotazione per $\Delta T$
$\theta_{Tot} =$	2.74E-03	rad	rotazione per $\theta_{Tot} = \theta_{LM71} + \theta_{\Delta T}$
$H =$	1130	mm	altezza del piano di regolamento del ballast rispetto al centro di rotazione degli apparecchi di appoggio
$\theta_{LIM} =$	0.007079646	rad	rotazione limite (8/H rad, con H in [mm])
$\theta < \theta_{LIM}$	<b>VERIFICATO</b>		
$\theta / \theta_{LIM} =$	0.39		

### 12.4 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  $\Delta p$  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  $J'$ .

**Gli effetti prodotti dal treno LM71 allo SLE sono:**

forza centrifuga: $\Delta p_{4f} =$	4.94	kNm/m
eccentricità del carico: $\varphi_3 \cdot \Delta p_{5f} =$	2.62	kNm/m
sovrarelevazione: $\Delta p_{6f} =$	-2.93	kNm/m
serpeggio: $\Delta p_{7f} =$	0.12	kNm/m
vento: $0.6 \cdot \Delta p_{8f} =$	3.93	kNm/m
Totale:	8.68	kNm/m

**La freccia verticale a 3.0 metri dall'appoggio vale:**

$$k_3 = 3.0/L_b = 0.240$$

$$J_{sg} = J_d / N_{ps} = 4.28E+05 \text{ cm}^4$$

$$\Delta_{dsg} = 1/24 \cdot \Delta_p \cdot L_b^4 \cdot (k_3 - 2 \cdot k_3^3 + k_3^4) / (E_p \cdot J_{sg}) = 1.57 \text{ mm}$$

$$\text{(HP: } 120 \leq V \leq 200 \text{ km/h)} \quad \Delta_{lim} = 3.00 \text{ mm}$$

$$\Delta / \Delta_{lim} = 0.52 \quad \text{VERIFICATO}$$

\*  $\Delta_{lim}$  è definito al paragrafo 5.2.3.3.2.1 delle NTC2008

### 13. VERIFICA DELLO SBALZO TRASVERSALE

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

#### Geometria

L =	1.10	m	luce dello sbalzo
s =	0.40	m	spessore soletta (sezione di incastro)
b <sub>marc.</sub> =	1.10	m	larghezza marciapiedi

#### Analisi dei carichi

##### Peso proprio e permanenti

					V <sub>z</sub>	e	M	γ	Ψ <sub>0</sub>	Ψ <sub>1</sub>	Ψ <sub>2</sub>
					kN/m	m	kN-m/m	-	-	-	-
Peso proprio	0.44	x	25.00	=	11.00	0.55	6.05	1.35	-	-	-
*Barriera A.R.	4.00		5.05	=	20.20	1.10	22.22	1.50	-	-	-

##### Variabili

					V <sub>z</sub>	e	M	γ	Ψ <sub>0</sub>	Ψ <sub>1</sub>	Ψ <sub>2</sub>
					kN/m	m	kN-m/m	-	-	-	-
Carico Marciapiedi	10.00	x	1.10	=	11.00	0.55	6.05	1.50	0.80	0.80	0.00

					H	e	M	γ	Ψ <sub>0</sub>	Ψ <sub>1</sub>	Ψ <sub>2</sub>
					kN/m	m	kN-m/m	-	-	-	-
*Vento	2.50	x	4.00	=	10.00	3.70	37.00	1.50	0.60	0.50	0.00
*Sovrappressione	0.20	x	4.00	=	0.80	3.70	2.96	1.50	0.80	0.50	0.00

\*Ai fini delle analisi è stata considerata la presenza della barriera in quanto più gravosa ed in previsione di eventuali future integrazione degli elementi di mitigazione acustica.

### Combinazioni di carico

	SLU		RARA		FREQUENTE		Q. PERMANENTE	
	Comb.1	Comb.2	Comb.3	Comb.4	Comb.5	Comb.6	Comb.7	Comb.8
<b>Peso proprio</b>	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
<b>Cordolo</b>	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
<b>Canaletta</b>	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
<b>Veletta</b>	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
<b>Barriera A.R.</b>	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
<b>Carico Marciapiedi</b>	1.50	1.20	1.00	0.80	0.80	0.00	0.00	0.00
<b>Vento</b>	0.90	1.50	0.60	1.00	0.00	0.50	0.00	0.00
<b>Sovrapressione</b>	1.20	1.50	0.80	1.00	0.00	0.50	0.00	0.00

### Sollecitazioni risultanti

	SLU		RARA		FREQUENTE		Q. PERMANENTE	
	Comb.1	Comb.2	Comb.3	Comb.4	Comb.5	Comb.6	Comb.7	Comb.8
<b>M [kNm/m]</b>	87.4	108.7	58.9	73.1	33.1	48.3	28.3	28.3
<b>Vz [kN/m]</b>	71.6	74.6	48.8	50.8	40.0	36.6	31.2	31.2

### Verifiche

La sezione è armata con  $\varnothing 14/10$  cm superiori e  $\varnothing 12/20$  inferiori.

Non è necessaria armatura a taglio

Verifiche allo SLU - Pressoflessione retta

Combinazioni	Mlong	Tlong	C.S.	C.S.
	kNm	kN	(NRd, MRd)	(VRd)
Massime sollecitazioni	108.7	74.6	1.76	2.23

Verifiche allo SLE

Combinazioni	Mlong	$\sigma_c$	$\sigma_s$	Wk
	kNm	Mpa	Mpa	mm
RARA	73.1	-4.9	178.2	0.013

#### 14. AZIONI SUGLI APPOGGI

Al disotto delle travi disposte nella fascia centrale dell'impalcato si dispongono appoggi fissi su una spalla, denominata per l'appunto spalla fissa, e unidirezionali longitudinali sull'altra denominata spalla mobile. Sulle rimanenti travi sono previsti appoggi di tipo multidirezionale.

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

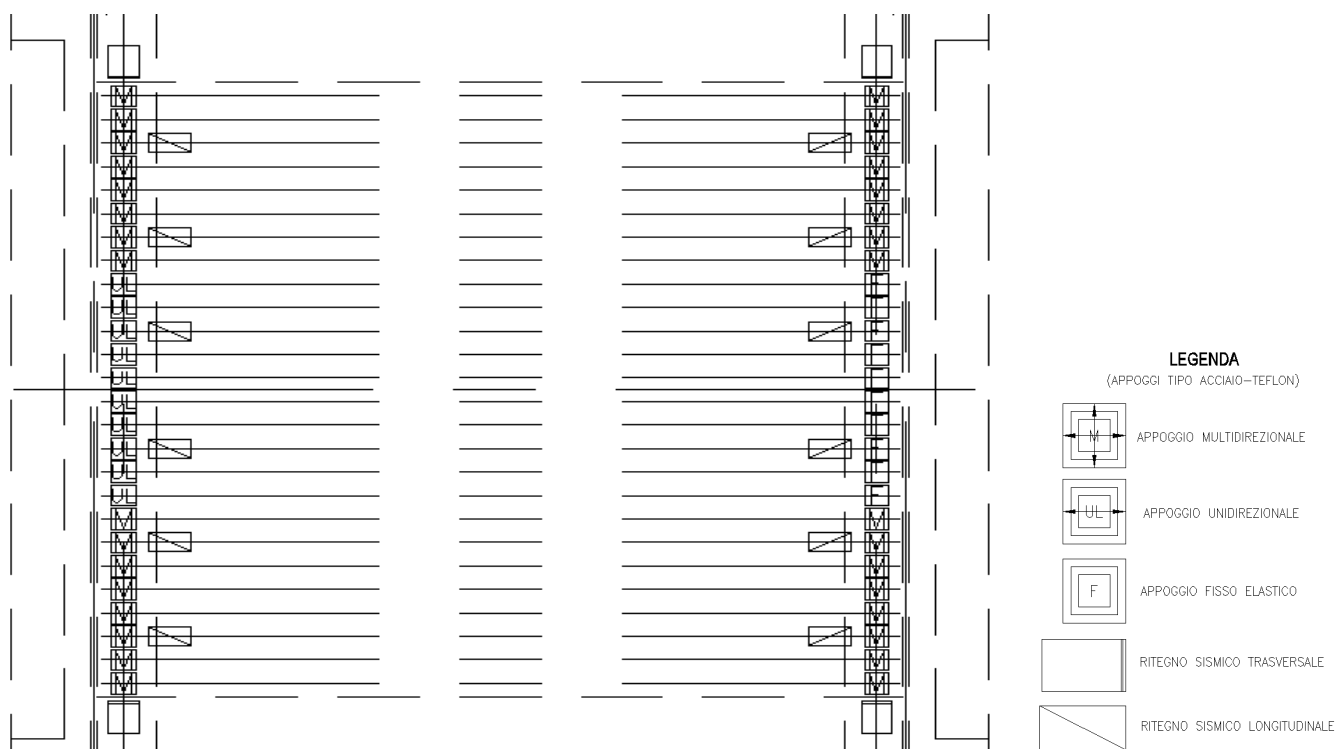


Figura 8 – Schema configurazione appoggi

Di seguito si riportano le azioni elementari sulle diverse tipologie di appoggi, ottenute per il VI10 secondo le combinazioni di carico definite al paragrafo 6.1. Per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione di calcolo delle sottostrutture del VI10.

**RIEPILOGO SCARICHI A TESTA SPALLA FISSA - CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI**

(Sollecitazioni riferite alla sezione del muro in asse Appoggi impalcato)

Condizione		N	ML	MT	TL	TT
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
Permanenti strutturali	<b>G1</b>	2403.4	0.0	0.0	0.0	0.0
Permanenti NON strutturali	<b>G2</b>	996.2	0.0	0.0	0.0	0.0
Traffico - 1LM71	<b>Q1,1a</b>	1491.5	0.0	3102.3	0.0	0.0
Traffico - 1SW2	<b>Q1,1b</b>	1342.3	0.0	2792.1	0.0	0.0
Traffico - 2 LM71	<b>Q1,2a</b>	2983.0	0.0	238.6	0.0	0.0
Traffico - 1 LM72 + 1 SW2	<b>Q1,2b</b>	2833.8	0.0	226.7	0.0	0.0
Carico variabile 1 Marciapiede	<b>Qm1</b>	156.3	0.0	812.5	0.0	0.0
Carico variabile 2 Marciapiedi	<b>Qm2</b>	312.5	0.0	31.3	0.0	0.0
Carico Avviamento	<b>Qa</b>	70.4	0.0	0.0	453.8	0.0
Frenatura LM71	<b>Qf1</b>	42.7	0.0	0.0	275.0	0.0
Frenatura SW2	<b>Qf2</b>	67.9	0.0	0.0	437.5	0.0
Centrifuga 1 LM71	<b>Qc1a</b>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Centrifuga 2 LM71	<b>Qc1b</b>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Centrifuga SW2	<b>Qc2</b>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Serpeggio 1 treno	<b>QS1</b>	0.0	0.0	198.0	0.0	110.0
Serpeggio 2 treni	<b>QS2</b>	0.0	0.0	396.0	0.0	220.0
Vento	<b>Qw</b>	0.0	0.0	538.0	0.0	158.0
Azioni aerodinamiche 1 treno	<b>Qae1</b>	0.0	0.0	31.1	0.0	6.3
Azioni aerodinamiche 2 treni	<b>Qae2</b>	0.0	0.0	62.2	0.0	12.6
Sisma Long con 2 LM71	<b>Ex</b>	519.9	0.0	0.0	3464.1	0.0
Sisma Trasv con 2 LM71	<b>Ey</b>	0.0	0.0	3015.4	0.0	1732.1
Sisma Vert con 2 LM71	<b>Ez</b>	866.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Tabella 5 – Sollecitazioni trasmesse dall'impalcato alle sottostrutture (SPALLA FISSA "S2")

**RIEPILOGO SCARICHI A TESTA SPALLA - SOLLECITAZIONI COMBinate**

(Sollecitazioni riferite alla sezione del muro in asse Appoggi impalcato)

Combinazione			N	ML	MT	TL	TT
			[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
SLE-rara	Gr.1	<b>1</b>	6689.2	0.0	1044.7	364.4	327.4
	Gr.3	<b>2</b>	6621.8	0.0	803.6	891.3	211.1
	Gr.1	<b>3</b>	5051.3	0.0	4304.2	226.9	211.1
	Gr1	<b>4</b>	4900.9	0.0	3994.0	218.8	211.1
SLU	Gr.1	<b>5</b>	9521.2	0.0	1532.2	528.3	479.5
	Gr.3	<b>6</b>	9423.5	0.0	1182.6	1292.3	310.9
	Gr.1	<b>7</b>	7140.1	0.0	6289.8	329.0	310.9
	Gr1	<b>8</b>	6922.0	0.0	5839.9	317.2	310.9
SLV	Ex+0.3Ey+0,3Ez	<b>9</b>	4775.3	0.0	951.6	3461.2	519.2
	0,3Ex+Ey+0,3Ez	<b>10</b>	4381.8	0.0	3058.2	1038.4	1730.6
	Ex+0.3Ey-0,3Ez	<b>11</b>	3957.8	0.0	1524.3	3461.2	519.2
	0,3Ex+Ey-0,3Ez	<b>12</b>	3564.3	0.0	3571.2	1038.4	1730.6

Tabella 6 – Sollecitazioni Combinate trasmesse dall'impalcato alle sottostrutture (SPALLA FISSA "S2")

**RIEPILOGO SCARICHI A TESTA SPALLA MOBILE - CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI**

(Sollecitazioni riferite alla sezione del muro in asse Appoggi impalcato)

Condizione		N	ML	MT	TL	TT
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
Permanenti strutturali	<b>G1</b>	2403.4	0.0	0.0	0.0	0.0
Permanenti NON strutturali	<b>G2</b>	996.2	0.0	0.0	0.0	0.0
Traffico - 1LM71	<b>Q1,1a</b>	1491.5	0.0	3102.3	0.0	0.0
Traffico - 1SW2	<b>Q1,1b</b>	1342.3	0.0	2792.1	0.0	0.0
Traffico - 2 LM71	<b>Q1,2a</b>	2983.0	0.0	238.6	0.0	0.0
Traffico - 1 LM72 + 1 SW2	<b>Q1,2b</b>	2983.0	0.0	238.6	0.0	0.0
Carico variabile 1 Marciapiede	<b>Qm1</b>	156.3	0.0	812.5	0.0	0.0
Carico variabile 2 Marciapiedi	<b>Qm2</b>	312.5	0.0	31.3	0.0	0.0
Carico Avviamento	<b>Qa</b>	70.4	0.0	0.0	0.0	0.0
Frenatura LM71	<b>Qf1</b>	42.7	0.0	0.0	0.0	0.0
Frenatura SW2	<b>Qf2</b>	67.9	0.0	0.0	0.0	0.0
Centrifuga 1 LM71	<b>Qc1a</b>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Centrifuga 2 LM71	<b>Qc1b</b>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Centrifuga SW2	<b>Qc2</b>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Serpeggio 1 treno	<b>QS1</b>	0.0	0.0	198.0	0.0	110.0
Serpeggio 2 treni	<b>QS2</b>	0.0	0.0	396.0	0.0	220.0
Vento	<b>Qw</b>	0.0	0.0	538.0	0.0	158.0
Azioni aerodinamiche 1 treno	<b>Qae1</b>	0.0	0.0	31.1	0.0	6.3
Azioni aerodinamiche 2 treni	<b>Qae2</b>	0.0	0.0	62.2	0.0	12.6
Sisma Long con 2 LM71	<b>Ex</b>	519.9	0.0	0.0	0.0	0.0
Sisma Trasv con 2 LM71	<b>Ey</b>	0.0	0.0	3015.4	0.0	1732.1
Sisma Vert con 2 LM71	<b>Ez</b>	866.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Azioni Parassite dei vincoli	<b>QP</b>	Le sollecitazioni per azioni parassite sono inserite direttamente già combinate nella tabella di riepilogo delle sollecitazioni combinate.				

Tabella 7 – Sollecitazioni trasmesse dall'impalcato alle sottostrutture (SPALLA MOBILE "S1")

**RIEPILOGO SCARICHI A TESTA SPALLA MOBILE - SOLLECITAZIONI COMBinate**

Combinazione	N	ML	MT	TL	TT
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
1	6689.2	0.0	1044.7	267.8	327.4
2	6770.9	0.0	815.6	261.8	211.1
3	5051.3	0.0	4304.2	201.9	211.1
4	4900.9	0.0	3994.0	195.9	211.1
5	9521.2	0.0	1532.2	377.6	479.5
6	9639.8	0.0	1199.9	368.9	310.9
7	7140.1	0.0	6289.8	283.6	310.9
8	6463.0	0.0	5839.9	274.9	310.9
9	4872.9	0.0	952.3	159.8	519.6
10	4317.0	0.0	3063.1	158.7	1732.1
11	3853.0	0.0	1525.1	147.9	519.6
12	3544.2	0.0	3573.8	146.7	1732.1

Tabella 8 – Sollecitazioni Combinate trasmesse dall'impalcato alle sottostrutture (SPALLA MOBILE "S1")

Dove:

- $T_L$  = risultante delle azioni orizzontali dirette lungo l'asse longitudinale dell'impalcato (taglio longitudinale);
- $T_T$  = risultante delle azioni orizzontali dirette lungo l'asse trasversale dell'impalcato (taglio trasversale);
- $N$  = risultante delle azioni verticali (sforzo normale);
- $M_T$  = risultante delle azioni flettenti che provocano flessione nel piano ortogonale all'asse longitudinale dell'impalcato (momento trasversale);
- $M_L$  = risultante delle azioni flettenti che provocano flessione nel piano parallelo all'asse longitudinale dell'impalcato (momento longitudinale).

Le azioni derivanti dall'impalcato su ciascuno degli appoggi sono valutate nel modo seguente:

-Sforzo normale appoggi:  $N_i = N/n_{tot}$

-Taglio Trasversale appoggi Fissi:  $TT_i = TT/n_F$

-Taglio Trasversale appoggi Unidirezionali:  $TT_i = TT/n_{UL}$

-Taglio Longitudinale appoggi fissi:  $TL_i = TL/n_F$

Dove:

Spalla Fissa			Spalla Mobile		
$n_F$	$n_M$	$n_{tot}$	$n_{UL}$	$n_M$	$n_{tot}$
12	16	28	12	16	28

$n_F$ : numero appoggi fissi;

$n_M$ : numero appoggi multidirezionali;

$n_{UL}$ : numero appoggi Unidirezionali (Longitudinali);

$n_{tot}$ : numero appoggi Totali;



Si è inoltre tenuto conto dell'incremento/decremento di sforzo normale sugli appoggi dato dal momento trasversale dell'impalcato in relazione all'eccentricità trasversale del singolo appoggio valutata rispetto all'asse dell'impalcato:

$i [m] = 0.42$  interasse appoggi

$e_{ym} [m] = 4.83$  eccentricità trasversale appoggio mobile più esterno rispetto a G impalcato

$e_{yf} [m] = 1.89$  eccentricità trasversale appoggio fisso/unidirezionale più esterno rispetto a G impalcato

Di seguito si riportano gli scarichi, per ciascuna tipologia di appoggi, con riferimento agli appoggi più esterni, i quali in virtù di quanto descritto in precedenza in merito al contributo di Mt, risultano essere maggiormente sollecitati:

Spalla Fissa							
Condizione		APPOGGIO FISSO*			APPOGGIO MULTIDIREZIONALE*		
		N	TL	TT	N	TL	TT
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
Permanenti strutturali	<b>G1</b>	85.84	0.00	0.00	85.84	0.00	0.00
Permanenti NON strutturali	<b>G2</b>	35.58	0.00	0.00	35.58	0.00	0.00
Traffico - 1LM71	<b>Q1,1a</b>	78.04	0.00	0.00	114.06	0.00	0.00
Traffico - 1SW2	<b>Q1,1b</b>	70.23	0.00	0.00	102.66	0.00	0.00
Traffico - 2 LM71	<b>Q1,2a</b>	108.44	0.00	0.00	111.21	0.00	0.00
Traffico - 1 LM72 + 1 SW2	<b>Q1,2b</b>	103.02	0.00	0.00	105.65	0.00	0.00
Carico variabile 1 Marciapiede	<b>Qm1</b>	12.07	0.00	0.00	21.50	0.00	0.00
Carico variabile 2 Marciapiedi	<b>Qm2</b>	11.41	0.00	0.00	11.77	0.00	0.00
Carico Avviamento	<b>Qa</b>	2.51	37.81	0.00	2.51	0.00	0.00
Frenatura LM71	<b>Qf1</b>	1.52	22.92	0.00	1.52	0.00	0.00
Frenatura SW2	<b>Qf2</b>	2.42	36.46	0.00	2.42	0.00	0.00
Centrifuga 1 LM71	<b>Qc1a</b>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Centrifuga 2 LM71	<b>Qc1b</b>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Centrifuga SW2	<b>Qc2</b>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Serpeggio 1 treno	<b>QS1</b>	1.58	0.00	9.17	3.88	0.00	0.00
Serpeggio 2 treni	<b>QS2</b>	3.16	0.00	18.33	7.76	0.00	0.00
Vento	<b>Qw</b>	4.30	0.00	13.17	10.54	0.00	0.00
Azioni aerodinamiche 1 treno	<b>Qae1</b>	0.25	0.00	0.53	0.61	0.00	0.00
Azioni aerodinamiche 2 treni	<b>Qae2</b>	0.50	0.00	1.05	1.22	0.00	0.00
Sisma Long con 2 LM71	<b>Ex</b>	18.57	288.68	0.00	18.57	0.00	0.00
Sisma Trasv con 2 LM71	<b>Ey</b>	24.07	0.00	144.34	59.09	0.00	0.00
Sisma Vert con 2 LM71	<b>Ez</b>	30.93	0.00	0.00	30.93	0.00	0.00

Tabella 9 – Scarichi appoggi (SPALLA FISSA)

Combinazione	APPOGGIO FISSO			APPOGGIO MULTIDIREZIONALE		
	N	TL	TT	N	TL	TT
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1	247.24	30.36	27.29	259.37	0.00	0.00
2	242.91	74.27	17.59	252.24	0.00	0.00
3	214.77	18.91	17.59	264.75	0.00	0.00
4	206.92	18.23	17.59	253.30	0.00	0.00
5	352.28	44.03	39.96	370.07	0.00	0.00
6	346.00	107.69	25.90	359.73	0.00	0.00
7	305.22	27.41	25.90	378.26	0.00	0.00
8	293.84	26.43	25.90	361.66	0.00	0.00
9	178.17	288.68	43.30	189.23	0.00	0.00
10	180.94	86.60	144.34	216.48	0.00	0.00
11	153.53	288.68	43.30	171.24	0.00	0.00
12	155.83	86.60	144.34	197.33	0.00	0.00

Tabella 10 – Scarichi Combinati appoggi (SPALLA FISSA)

## Spalla Mobile

Condizione		APPOGGIO FISSO*			APPOGGIO MULTIDIREZIONALE*		
		N	TL	TT	N	TL	TT
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
Permanenti strutturali	<b>G1</b>	85.84	0.00	0.00	85.84	0.00	0.00
Permanenti NON strutturali	<b>G2</b>	35.58	0.00	0.00	35.58	0.00	0.00
Traffico - 1LM71	<b>Q1,1a</b>	78.04	0.00	0.00	114.06	0.00	0.00
Traffico - 1SW2	<b>Q1,1b</b>	70.23	0.00	0.00	102.66	0.00	0.00
Traffico - 2 LM71	<b>Q1,2a</b>	108.44	0.00	0.00	111.21	0.00	0.00
Traffico - 1 LM72 + 1 SW2	<b>Q1,2b</b>	108.44	0.00	0.00	111.21	0.00	0.00
Carico variabile 1 Marciapiede	<b>Qm1</b>	12.07	0.00	0.00	21.50	0.00	0.00
Carico variabile 2 Marciapiedi	<b>Qm2</b>	11.41	0.00	0.00	11.77	0.00	0.00
Carico Avviamento	<b>Qa</b>	2.51	0.00	0.00	2.51	0.00	0.00
Frenatura LM71	<b>Qf1</b>	1.52	0.00	0.00	1.52	0.00	0.00
Frenatura SW2	<b>Qf2</b>	2.42	0.00	0.00	2.42	0.00	0.00
Centrifuga 1 LM71	<b>Qc1a</b>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Centrifuga 2 LM71	<b>Qc1b</b>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Centrifuga SW2	<b>Qc2</b>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Serpeggio 1 treno	<b>QS1</b>	1.58	0.00	9.17	3.88	0.00	0.00
Serpeggio 2 treni	<b>QS2</b>	3.16	0.00	18.33	7.76	0.00	0.00
Vento	<b>Qw</b>	4.30	0.00	13.17	10.54	0.00	0.00
Azioni aerodinamiche 1 treno	<b>Qae1</b>	0.25	0.00	0.53	0.61	0.00	0.00
Azioni aerodinamiche 2 treni	<b>Qae2</b>	0.50	0.00	1.05	1.22	0.00	0.00
Sisma Long con 2 LM71	<b>Ex</b>	18.57	0.00	0.00	18.57	0.00	0.00
Sisma Trasv con 2 LM71	<b>Ey</b>	24.07	0.00	144.34	59.09	0.00	0.00
Sisma Vert con 2 LM71	<b>Ez</b>	30.93	0.00	0.00	30.93	0.00	0.00

Tabella 11 – Scarichi appoggi (SPALLA MOBILE)

Combinazione	APPOGGIO FISSO			APPOGGIO MULTIDIREZIONALE		
	N	TL	TT	N	TL	TT
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1	247.24	0.00	27.29	259.37	0.00	0.00
2	248.33	0.00	17.59	257.80	0.00	0.00
3	214.77	0.00	17.59	264.75	0.00	0.00
4	206.92	0.00	17.59	253.30	0.00	0.00
5	352.28	0.00	39.96	370.07	0.00	0.00
6	353.86	0.00	25.90	367.79	0.00	0.00
7	305.22	0.00	25.90	378.26	0.00	0.00
8	293.84	0.00	25.90	361.66	0.00	0.00
9	178.17	0.00	43.30	189.23	0.00	0.00
10	182.03	0.00	144.34	217.60	0.00	0.00
11	153.53	0.00	43.30	171.24	0.00	0.00
12	155.83	0.00	144.34	197.33	0.00	0.00

Tabella 12 – Scarichi Combinati appoggi (SPALLA MOBILE)

In considerazione degli scarichi riportati in tabella gli appoggi saranno dimensionati per le seguenti sollecitazioni:

**APPOGGI SU SPALLA S1**

(PORTATA ALLO SLU)

Tipo	N [kN]	TL[kN]	T <sub>T</sub> [kN]
UL	450	-	150
M	450	-	-

**APPOGGI SU SPALLA S2**

(PORTATA ALLO SLU)

Tipo	N [kN]	TL[kN]	T <sub>T</sub> [kN]
M	450	-	-
F	450	300	150