

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA  
LEGGE OBIETTIVO N.443/01**

**U.O. INFRASTRUTTURE SUD**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**LINEA PESCARA – BARI**

**RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA**

Opere d'arte maggiore – Ponti e Viadotti Stradali

IV01 Cavalcavia in viadotto Variante ex SS16 ter

Relazione di calcolo spalle

SCALA:

-

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

L I 0 2    0 2    D    7 8    C L    I V 0 1 0 0    0 0 3    A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE DEFINITIVA	M.Piscitelli	Aprile 2019	G. Giustino	Aprile 2019	B.M.Bianchi	Aprile 2019	D. Tiberti Aprile 2019

ITALFERR S.p.A.  
Gruppo Ferrovie dello Stato  
Direzione Generale  
UO Infrastrutture Sud  
Prof. Ing. Dante Tiberti  
Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 16878


File: .docx

n. Elab.:

## INDICE

1	PREMESSA.....	5
2	DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA.....	6
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	8
4	MATERIALI.....	9
4.1	FONDAZIONI – PALI.....	9
4.2	ELEVAZIONE SOTTOSTRUTTURE.....	10
4.3	ACCIAIO B450C.....	10
4.4	CLASSI DI ESPOSIZIONE E COPRIFERRI.....	11
5	INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	13
5.1	TERRENO DI RICOPRIMENTO/RINTERRO.....	13
6	CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	14
6.1	VITA NOMINALE.....	15
6.2	CLASSE D’USO.....	15
6.3	PERIODO DI RIFERIMENTO.....	16
6.4	VALUTAZIONE DEI PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA.....	16
6.5	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL TERRENO.....	17
6.6	PARAMETRI SISMICI DI CALCOLO E SPETTRO DI PROGETTO.....	18
6.7	AZIONI SISMICHE SULLE SPALLE.....	20
6.8	SOVRASPINTA SISMICA DEL TERRENO.....	21
7	VERIFICHE.....	22
7.1	VERIFICA AGLI SLU: PRESSOFLESSIONE E TAGLIO.....	22

7.1.1	Verifica a pressoflessione .....	22
7.1.2	Verifica a taglio .....	22
7.2	VERIFICA AGLI SLE: LIMITAZIONE DELLE TENSIONI E FESSURAZIONE .....	24
7.2.1	Verifica di fessurazione.....	24
7.2.2	Verifica delle tensioni di esercizio .....	24
8	MODELLO DI CALCOLO .....	25
8.1	GENERALITÀ .....	25
8.2	MODELLI A MENSOLA PER LA VERIFICA DELLE SPALLE .....	25
8.3	ANALISI DEI CARICHI .....	26
8.3.1	Peso proprio elementi strutturali ( $g_1$ ).....	26
8.3.2	Carichi trasmessi dall'impalcato.....	26
8.3.3	Sovraccarico terrapieno .....	27
8.3.4	Spinta statica.....	27
8.3.5	Sovraccarico terrapieno .....	28
8.3.6	Spinta del sovraccarico accidentale condizioni statiche .....	28
8.3.7	Incremento di spinta del terrapieno.....	29
8.3.8	Inerzia terrapieno .....	30
8.3.9	Inerzie strutturali .....	30
8.3.10	Calcolo delle sollecitazioni in testa pali.....	30
8.4	COMBINAZIONI DI CARICO .....	31
8.4.1	Gruppi di carico.....	32
8.4.2	Coefficienti parziali e di combinazione.....	33

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA PESCARA – BARI</b> <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI – LESINA</b> <b>Lotti 2 e 3 – RADDOPPOI TERMOLI-RIPALTA</b>					
Opere d'arte maggiore – IV01 Cavalcavia in viadotto Variante ex SS16 ter: Relazione di calcolo spalle	COMMESSA <b>L102</b>	LOTTO <b>02 D 78</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>IV010 003</b>	REV. <b>A</b>	FOGLIO <b>4 di 51</b>

8.4.3	Combinazioni agli SLU.....	34
8.4.4	Combinazioni agli SLE.....	34
9	ANALISI E VERIFICHE SPALLA 02 (LATO APPOGGI MOBILI).....	35
9.1	MURO FRONTALE.....	35
9.2	MURO PARAGHIAIA.....	38
9.3	MURI LATERALI.....	39
10	VERIFICA DELLE FONDAZIONI.....	40
10.1	PLINTO DI FONDAZIONE.....	40
10.2	PALI DI FONDAZIONE.....	44
10.2.1	Verifiche di capacità portante Palo singolo.....	46
10.2.2	Verifiche capacità portante Pali Di Gruppo.....	47
10.2.3	Capacità portante laterale dei pali di fondazione.....	47
10.3	VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI IN FONDAZIONE.....	49
11	APPOGGI E GIUNTI.....	49
11.1	APPOGGI SPALLE.....	49
11.2	ESCURSIONE DEI GIUNTI.....	50

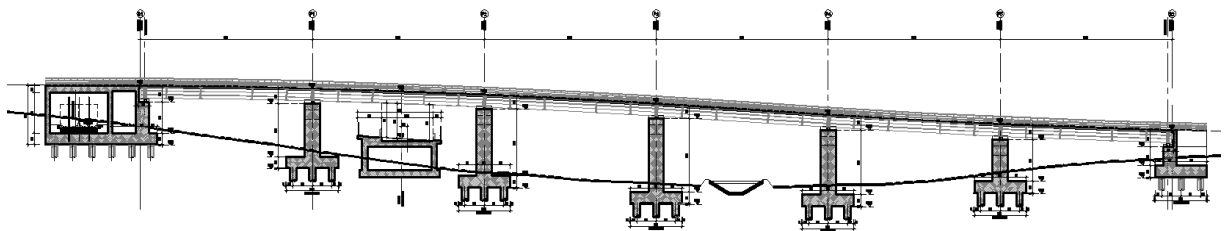
## 1 PREMESSA

Il presente documento viene emesso nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici di progetto definitivo del corpo stradale ferroviario, delle opere d'arte e delle opere interferite relative al raddoppio ferroviario della Linea Bari - Pescara nella tratta Termoli - Ripalta, per uno sviluppo complessivo di 24.930,52 km.


L'opera oggetto delle analisi riportate nei paragrafi seguenti rientra fra quelle inserite nella categoria denominata "OPERE PRINCIPALI – PONTI E VIADOTTI".

Quanto riportato di seguito consentirà di verificare che il dimensionamento delle strutture è stato effettuato nel rispetto dei requisiti di resistenza e deformabilità richiesti all'opera.

In particolare la presente relazione di calcolo fa riferimento al dimensionamento e verifica delle spalle del cavalcavia denominato IV01 "Cavalcavia in viadotto Variante ex SS16 ter".



**Figura 1 - Profilo longitudinale**

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA PESCARA – BARI</b> <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI – LESINA</b> <b>Lotti 2 e 3 – RADDOPPOI TERMOLI-RIPALTA</b>					
Opere d'arte maggiore – IV01 Cavalcavia in viadotto Variante ex SS16 ter: Relazione di calcolo spalle	COMMESSA <b>L102</b>	LOTTO <b>02 D 78</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>IV010 003</b>	REV. <b>A</b>	FOGLIO <b>6 di 51</b>

## 2 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

L'impalcato è realizzato in carpenteria metallica, e presenta uno schema statico di trave continua su 7 appoggi con 6 campate da 40 m di luce ciascuna per uno sviluppo complessivo di 240 m tra gli assi appoggi delle spalle.

L'asse presenta un andamento planimetrico curvilineo che si accentua tra la pila P4 e la spalla S2, con conseguente allargamento della carreggiata stradale da 8.5 m a 11.9 m.

L'impalcato prevede una struttura mista in acciaio-calcestruzzo costituita da quattro travi metalliche ad interasse (distanza fra i baricentri) variabile da 3.1 m in corrispondenza della spalla S1 a 3.3 m in corrispondenza della spalla S2, realizzate a doppio T. Le travi sono poi collegate mediante controventi superiori e diaframmi verticali.

I diaframmi, posti ad interasse di 5 m, sono a struttura reticolare costituiti da profilati in acciaio.

La soletta in c.a. di spessore variabile con valore medio pari a 300 mm è gettata su predalles di 50 mm di spessore poggiate sulle piattabande superiori delle travi e collegata ad essi mediante connettori tipo 'Nelson'.

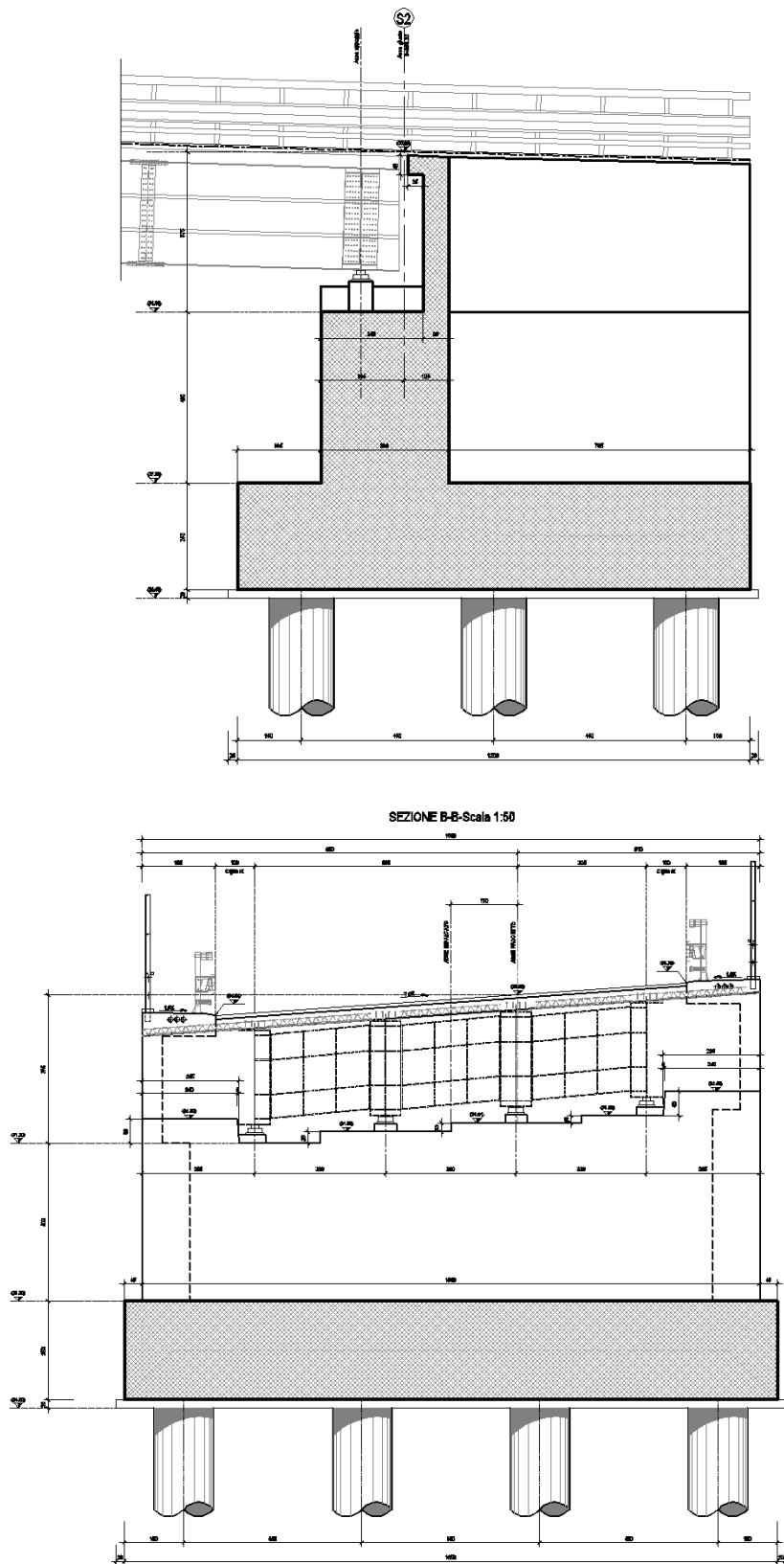
La soletta in calcestruzzo armato collaborante con le travi, garantisce, insieme ai traversi, la ripartizione dei carichi tra le travi dell'impalcato in esame. Esso è vincolato alle sottostrutture mediante appoggi a cerniera sferica con superficie di rotazione rivestita con PTFE (Politetrafluoroetilene).

Le sottostrutture consistono in due spalle e 5 pile con fondazioni di tipo profondo su pali. La spalla indicata con "S01" è la spalla fissa mentre quella indicata con "S02" è la spalla mobile. Il presente documento contiene le verifiche strutturali e geotecniche della spalla spalla S02 rimandando alla relazione della galleria artificiale GA05 per la verifica della spalla S01 di cui si riportano comunque nel seguito gli scarichi a quota appoggi derivanti dall'impalcato.


Di seguito si riportano le principali caratteristiche geometriche delle sottostrutture ed a seguire le immagini delle carpenteria dell'opera in oggetto, per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici.

### SPALLA FISSA S02

Altezza muro frontale:	4.00 m
Spessore muro frontale:	3.00 m
Altezza muro paraghiaia:	3.65 m
Spessore muro paraghiaia:	0.60 m
Spessore plinto di fondazione:	2.50 m
Lunghezza plinto di fondazione:	12.0 m
Larghezza plinto di fondazione:	16.5 m
Spessori muri laterali:	1.20 m
Pali:	12φ1500, Interasse: 4.50 m, L = 25 m



**Fig. 1 – Spalla 02**

	<b>LINEA PESCARA – BARI</b> <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI – LESINA</b> <b>Lotti 2 e 3 – RADDOPPOI TERMOLI-RIPALTA</b>					
Opere d'arte maggiore – IV01 Cavalcavia in viadotto Variante ex SS16 ter: Relazione di calcolo spalle	COMMESSA <b>L102</b>	LOTTO <b>02 D 78</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>IV010 003</b>	REV. <b>A</b>	FOGLIO <b>8 di 51</b>


### 3    **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

La progettazione è conforme alle normative vigenti nonché alle istruzioni dell'Ente FF.SS.

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione è la seguente:

- L. n. 64 del 2/2/1974“Provvedimento per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- L. n. 1086 del 5/11/1971“Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14-01-08;
- Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008;
- Regolamento (UE) N.1299/2014 del 18 novembre 2014 della Commissione Europea. Relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell'Unione Europea.
- Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010.
- RFI DTC SI MA IFS 001 B del 22-12-17 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili.
- RFI DTC SI SP IFS 001 C – Capitolato generale tecnico di Appalto delle opere civili.
- CNR-DT207/2008 Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni.
- UNI 11104: Calcestruzzo: Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1



 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p><b>LINEA PESCARA – BARI</b> <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI – LESINA</b> <b>Lotti 2 e 3 – RADDOPPOI TERMOLI-RIPALTA</b></p>					
<p>Opere d'arte maggiore – IV01 Cavalcavia in viadotto Variante ex SS16 ter: Relazione di calcolo spalle</p>	<p>COMMESSA <b>LI02</b></p>	<p>LOTTO <b>02 D 78</b></p>	<p>CODIFICA <b>CL</b></p>	<p>DOCUMENTO <b>IV010 003</b></p>	<p>REV. <b>A</b></p>	<p>FOGLIO <b>9 di 51</b></p>

## 4 MATERIALI

### 4.1 Fondazioni – pali

Per le strutture in fondazione si adotta un calcestruzzo con le caratteristiche riportate di seguito:


Classe d'esposizione: XC2

**C25/30:**  $f_{ck} \geq 25$  MPa  $R_{ck} \geq 30$  MPa

Classe minima di consistenza: S4

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

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	$R_{ck}$	<b>30</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	24,90	N/mm <sup>2</sup>
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	32,90	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd} \text{ (Breve durata)} = f_{ck} / 1.5$	16,60	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} \text{ (Lungo durata)} = 0.85 f_{cd}$	14,11	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3} \quad [R_{ck} < 50/60]$	2,56	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk 0,05} = 0.7 f_{ctm}$	1,79	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm}$	3,07	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / 1.5$	1,19	N/mm <sup>2</sup>
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	31447	N/mm <sup>2</sup>

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA PESCARA – BARI</b> <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI – LESINA</b> <b>Lotti 2 e 3 – RADDOPPOI TERMOLI-RIPALTA</b>					
	Opere d'arte maggiore – IV01 Cavalcavia in viadotto Variante ex SS16 ter: Relazione di calcolo spalle	COMMESSA <b>L102</b>	LOTTO <b>02 D 78</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>IV010 003</b>	REV. <b>A</b>

## 4.2 Elevazione sottostrutture

Per le strutture in elevazione si adotta un calcestruzzo con le caratteristiche riportate di seguito:

Classe d'esposizione: XC4+XS1

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

Classe minima di consistenza: S4

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

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	$R_{ck}$	<b>40</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	33,20	N/mm <sup>2</sup>
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	41,20	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd} \text{ (Breve durata)} = f_{ck} / 1.5$	22,13	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} \text{ (Lungo durata)} = 0.85 f_{cd}$	18,81	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3} \quad [R_{ck} < 50/60]$	3,10	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk 0,05} = 0.7 f_{ctm}$	2,17	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm}$	3,72	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / 1.5$	1,45	N/mm <sup>2</sup>
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	33643	N/mm <sup>2</sup>

## 4.3 Acciaio B450C

Tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk} = 450$  MPa;

Tensione di progetto:  $f_{yk} = 450$  MPa;

Tensione di progetto:  $f_{yk} = f_{yd} / \gamma_m$

in cui  $\gamma_m = 1.15$   $f_{yd} = 450 / 1.15 = 391.3$  MPa;

Modulo Elastico  $E_s = 210'000$  MPa.

#### 4.4 Classi di esposizione e copriferri

Con riferimento alle specifiche di cui alla norma UNI EN 206-1-2006, si definiscono di seguito le classi di esposizione del calcestruzzo delle diverse parti della struttura oggetto dei dimensionamenti di cui al presente documento:

- Pile e spalle: XC4;
- Plinti e pali di fondazione: XC2;

Classe esposizione norma UNI 9858	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 nel copriferro o nel ricoperto 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 fra 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, fondazioni. 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.	0,50	C 32/40	
5 b			Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non comprese nella classe XC2.			
<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.			
5 c	XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto.	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 9858	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 salssedine 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			Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immerse in acqua.			
			Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battaglia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.			
	XS2	Permanentemente sommerso.		0,45	C 35/45	
	XS3	Zone esposte agli spruzzi o alle maree.		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 assenza 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, in 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 desorbimento. 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.			
5 c	XA3	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	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	

\*) 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 fluenti.

#### Classi di esposizione secondo norma UNI – EN 206-2006

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 206-2006, di cui alla successiva tabella:

	Classi di esposizione																		
	Nessun rischio di corrosione o attacco	Corrosione da carbonatazione					Corrosione da cloruri						Attacco gelo/disgelo				Ambienti chimici aggressivi		
							Acqua marina			Altri cloruri (diversi dall'acqua di mare)									
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
Rapporto massimo a/c	-	0,65	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,45	0,55	0,55	0,45	0,55	0,55	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	
Classe di resistenza minima	C12/15	C20/25	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45	C35/45	C30/37	C30/37	C35/45	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45	
Contenuto minimo di cemento (kg/m <sup>3</sup> )	-	260	280	280	300	300	320	340	300	300	320	300	300	320	340	300	320	360	
Contenuto minimo di aria (%)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4,0 <sup>a)</sup>	4,0 <sup>a)</sup>	4,0 <sup>a)</sup>	-	-	-	
Altri requisiti												Aggregati in accordo alla EN 12620 con sufficiente resistenza al gelo/disgelo				Cemento resistente ai solfati <sup>b)</sup>			
a)	Quando il calcestruzzo non contiene aria aggiunta, le sue prestazioni dovrebbero essere verificate conformemente ad un metodo di prova appropriato rispetto ad un calcestruzzo per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo per la relativa classe di esposizione.																		
b)	Qualora la presenza di SO <sub>2</sub> comporti le classi di esposizione XA2 e XA3, è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solfati. Se il cemento è classificato a moderata o ad alta resistenza ai solfati, il cemento dovrebbe essere utilizzato in classe di esposizione XA2 (e in classe di esposizione XA1 se applicabile) e il cemento ad alta resistenza, ai solfati dovrebbe essere utilizzato in classe di esposizione XA3.																		

Classi di resistenza minima del calcestruzzo secondo UNI – EN 206-2006

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 n°617 del 02-02-09; si è in particolare previsto di adottare i seguenti Copriferri minimi espressi in mm


- Pile e spalle: 50 mm
- Plinti di fondazione: 40 mm
- Pali di fondazione: 60 mm

In termini di limiti di apertura delle fessure, alle prescrizioni normative presenti nelle NTC si sostituiscono in tal caso quelle fornite dal documento RFI DTC SICS MA IFS 001 B – 2.5.1.8.3.2.4 (*Manuale di progettazione delle opere civili del 29/12/2016*) secondo cui la verifica nei confronti dello stato limite di apertura delle fessure va effettuata utilizzando le sollecitazioni derivanti dalla combinazione caratteristica (rara).

L'apertura convenzionale delle fessure dovrà risultare:

- $\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$  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), 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.

In definitiva, nel caso in esame, si adotta il limite  $w_1$  sia per pile e spalle che per pali e plinti in quanto i primi ricadono in condizioni ambientali aggressive (classe XC4), mentre i secondi sono elementi a permanente contatto con il terreno.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA PESCARA – BARI</b> <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI – LESINA</b> <b>Lotti 2 e 3 – RADDOPPOI TERMOLI-RIPALTA</b>												
Opere d'arte maggiore – IV01 Cavalcavia in viadotto Variante ex SS16 ter: Relazione di calcolo spalle	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>LI02</td> <td>02 D 78</td> <td>CL</td> <td>IV010 003</td> <td>A</td> <td>13 di 51</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	LI02	02 D 78	CL	IV010 003	A	13 di 51
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
LI02	02 D 78	CL	IV010 003	A	13 di 51								

## 5 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Si rimanda alla relazione geotecnica allegata al progetto per la trattazione completa dei parametri geologico e geotecnici e per la definizione della curva di portanza dei pali.


### 5.1 Terreno di ricoprimento/rinterro

Per il terreno di ricoprimento dell'opera sono state assunte le seguenti caratteristiche geotecniche :

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$                       peso di volume naturale

$\varphi' = 35^\circ$                               angolo di resistenza al taglio

$c' = 0 \text{ kPa}$                             coesione drenata

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA PESCARA – BARI</b> <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI – LESINA</b> <b>Lotti 2 e 3 – RADDOPPOI TERMOLI-RIPALTA</b>					
	Opere d'arte maggiore – IV01 Cavalcavia in viadotto Variante ex SS16 ter: Relazione di calcolo spalle	COMMESSA <b>L102</b>	LOTTO <b>02 D 78</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>IV010 003</b>	REV. <b>A</b>

## 6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Nel seguente paragrafo si riporta la descrizione e la valutazione dell'azione sismica secondo le specifiche del D.M. 14 gennaio 2008 nonché la valutazione delle sollecitazioni di verifica e di dimensionamento dei vari elementi strutturali secondo il criterio della Gerarchia delle Resistenze.

L'opera in questione rientra in particolare nell'ambito del Progetto di Raddoppio della tratta Ferroviaria “Linea Pescara - Bari - Raddoppio Termoli - Lesina”, che si sviluppa per circa 25Km, attraversando il territorio di diverse località tra cui Termoli(CB), Campomarino(CB), Campomarino – Santa Monica (CB), Marina di Chieuti / Chieuti (FG), Serracapriola- Loc.SS16 (FG).

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 quattro sottozone simiche, a seguito di un esame generale del livello pericolosità sismica dell'area che evidenzia un graduale incremento dell'intensità sismica da nord verso sud; nella fattispecie le zone sismiche “omogenee” individuate, sono quelle di seguito elencate:

**Tabella 1: Tabella di riepilogo località di riferimento per la valutazione delle azioni sismiche per il progetto delle opere**

Progr. Inizio	Progr. Fine	Località di Riferimento Azioni Sismiche	Zona sismica Locale
0	5.250,00	Campomarino(CB)	S1
5.250,00	10.000,00	Campomarino - Santa Monica (CB)	S2
10.000,00	18.650,00	Marina di Chieuti /Chieuti (FG)	S3
18.650,00	24.200,00	Serracapriola- Loc.SS16 (FG)	S4


Il viadotto stradale oggetto della presente relazione è posto in prossimità della progressiva di tracciato 7+400 e ricade pertanto nella zona sismica S2 nell'ambito sismico individuato come “Campomarino – Santamonica (CB)”.

ZONA SISMICA	S2
LATITUDINE	41.94
LONGITUDINE	15.07
COMUNE	Campomarino – Santamonica
PROVINCIA	CAMPOBASSO

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

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_c^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nei paragrafi seguenti è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica per la zona sismica di riferimento in cui ricade l'opera.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA PESCARA – BARI</b> <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI – LESINA</b> <b>Lotti 2 e 3 – RADDOPPOI TERMOLI-RIPALTA</b>					
	Opere d'arte maggiore – IV01 Cavalcavia in viadotto Variante ex SS16 ter: Relazione di calcolo spalle	COMMESSA <b>L102</b>	LOTTO <b>02 D 78</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>IV010 003</b>	REV. <b>A</b>

## 6.1 Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Per la definizione della Vita Nominale da assegnare ad ogni singolo manufatto facente parte di una infrastruttura ferroviaria si rimanda al *“MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI” - RFI DTC SI PS MA IFS 001 B*.

**Tabella 2 Vita Nominale in funzione del tipo di costruzione**

TIPO DI COSTRUZIONE <sup>(1)</sup>	Vita Nominale [ $V_N$ ] <sup>(1)</sup>
OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE ESISTENTI OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14/01/2008 A VELOCITA' CONVENZIONALE ( $V < 250$ Km/h)	50
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ ( $V < 250$ km/h)	75
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ ( $V \geq 250$ Km/h)	100
OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m	$\geq 100$ <sup>(2)</sup>

(1) - La medesima  $V_N$  si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere.  
(2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di RFI.


Tenendo conto delle indicazioni precedenti le strutture di progetto avranno vita nominale  $V_N = 75$ .

## 6.2 Classe d'uso

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

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

Per la definizione della Classe di uso da assegnare ad ogni singolo manufatto facente parte di una infrastruttura ferroviaria esistente si rimanda al *“MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI” - RFI DTC SI PS MA IFS 001 B*.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA PESCARA – BARI</b> <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI – LESINA</b> <b>Lotti 2 e 3 – RADDOPPOI TERMOLI-RIPALTA</b>					
	Opere d'arte maggiore – IV01 Cavalcavia in viadotto Variante ex SS16 ter: Relazione di calcolo spalle	COMMESSA <b>LI02</b>	LOTTO <b>02 D 78</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>IV010 003</b>	REV. <b>A</b>

**Tabella 3 Classe d'uso Coeff. d'uso in funzione del tipo di costruzione per l'infrastruttura ferroviaria**

TIPO DI COSTRUZIONE	Classe d'uso	Coefficiente d'uso [C <sub>U</sub> ]
GRANDI STAZIONI	C IV	2,0
OPERE D'ARTE DEL SISTEMA DI GRANDE VIABILITÀ FERROVIARIA	C III	1,5
ALTRE OPERE D'ARTE	C II	1,0

Facendo riferimento all'Allegato 5 della specifica alla pagina 151 del "MANUALE DI PROGETTAZIONE DI PONTI E STRUTTURE" - RFI DTC SICS MA IFS 001 B si ricade in classe d'uso tipo **Classe III con coefficiente d'uso C<sub>U</sub>=1,5**.

### 6.3 Periodo di riferimento

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ :  
 $V_R = V_N \cdot C_U = 75 \cdot 1.50 = 112.5$  anni (periodo di riferimento).

### 6.4 Valutazione dei parametri di pericolosità sismica

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

$$T_R = \frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} = - \frac{C_u \cdot V_s}{\ln(1 - P_{V_s})}$$

da cui si ottiene la seguente Tabella:


**Tabella 4 Probabilità di superamento PVR al variare dello stato limite considerato**

	STATO LIMITE	probabilità di superamento PVR	Valori in anni del periodo di ritorno T <sub>R</sub>
	SLO - Stato Limite di Operatività	81%	68
<b>SLE</b>	SLD - Stato Limite di Danno	63%	113
	SLV - Stato Limite di salvaguardia della Vita	10%	1068
<b>SLU</b>	SLC - Stato Limite di prevenzione del Collasso	5%	2193

Per il sito in esame, in base ai parametri precedentemente adottati si ha:

STATO LIMITE	SLV
CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	C
CATEGORIA TOPOGRAFICA	T1
VITA NOMINALE $V_N$	75
CLASSE D'USO	C III
COEFFICIENTE D'USO $C_U$	1.5
VITA DI RIFERIMENTO $V_R$	112.5



 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA PESCARA – BARI</b> <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI – LESINA</b> <b>Lotti 2 e 3 – RADDOPPOI TERMOLI-RIPALTA</b>					
	Opere d'arte maggiore – IV01 Cavalcavia in viadotto Variante ex SS16 ter: Relazione di calcolo spalle	COMMESSA <b>L102</b>	LOTTO <b>02 D 78</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>IV010 003</b>	REV. <b>A</b>

## 6.5 Caratterizzazione sismica del terreno

### Categorie di Sottosuolo

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

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

### Amplificazione Stratigrafica e Topografica

In riferimento a quanto indicato nel §3.2.3.2.1 delle NTC2008 per la definizione dello spettro elastico in accelerazione è necessario valutare il valore del coefficiente  $S = S_S \cdot S_T$  e di  $C_C$  in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche; si fa riferimento nella valutazione dei coefficienti alle Tab.18 e 19 che sono riportate di seguito:

**Tabella 5 Tabella delle espressioni per  $S_S$  e  $C_C$**

**Tabella 3.2.V – Espressioni di  $S_S$  e di  $C_C$**

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

**Tabella 6 Valori massimi del coeff. di amplificazione topografica  $S_T$**

**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

Nel caso in esame:

CATEGORIA DI SOTTOSUOLO  
 CATEGORIA TOPOGRAFICA

C  
 T1

## 6.6 Parametri sismici di calcolo e spettro di progetto

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudo statico, si eseguirà un calcolo elastico assumendo un fattore di struttura unitario. In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

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

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.168 g
$F_0$	2.547
$T_C$	0.367 s
$S_g$	1.444
$C_C$	1.462
$S_T$	1.000
$q$	1.000

#### Parametri dipendenti

$S$	1.444
$\eta$	1.000
$T_B$	0.179 s
$T_C$	0.536 s
$T_D$	2.271 s

#### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.242
$T_B$ ←	0.179	0.617
$T_C$ ←	0.536	0.617
	0.619	0.534
	0.701	0.471
	0.784	0.422
	0.867	0.382
	0.949	0.348
	1.032	0.321
	1.114	0.297
	1.197	0.276
	1.280	0.258
	1.362	0.243
	1.445	0.229
	1.527	0.217
	1.610	0.205
	1.693	0.195
	1.775	0.186
	1.858	0.178
	1.940	0.170
	2.023	0.163
	2.106	0.157
	2.188	0.151
$T_D$ ←	2.271	0.146
	2.353	0.136
	2.436	0.127
	2.518	0.118
	2.600	0.111
	2.683	0.104
	2.765	0.098
	2.847	0.093
	2.930	0.088
	3.012	0.083
	3.094	0.078
	3.177	0.074
	3.259	0.071
	3.341	0.067
	3.424	0.064
	3.506	0.061
	3.588	0.058
	3.671	0.056
	3.753	0.053
	3.835	0.051
	3.918	0.049
	4.000	0.047

#### Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

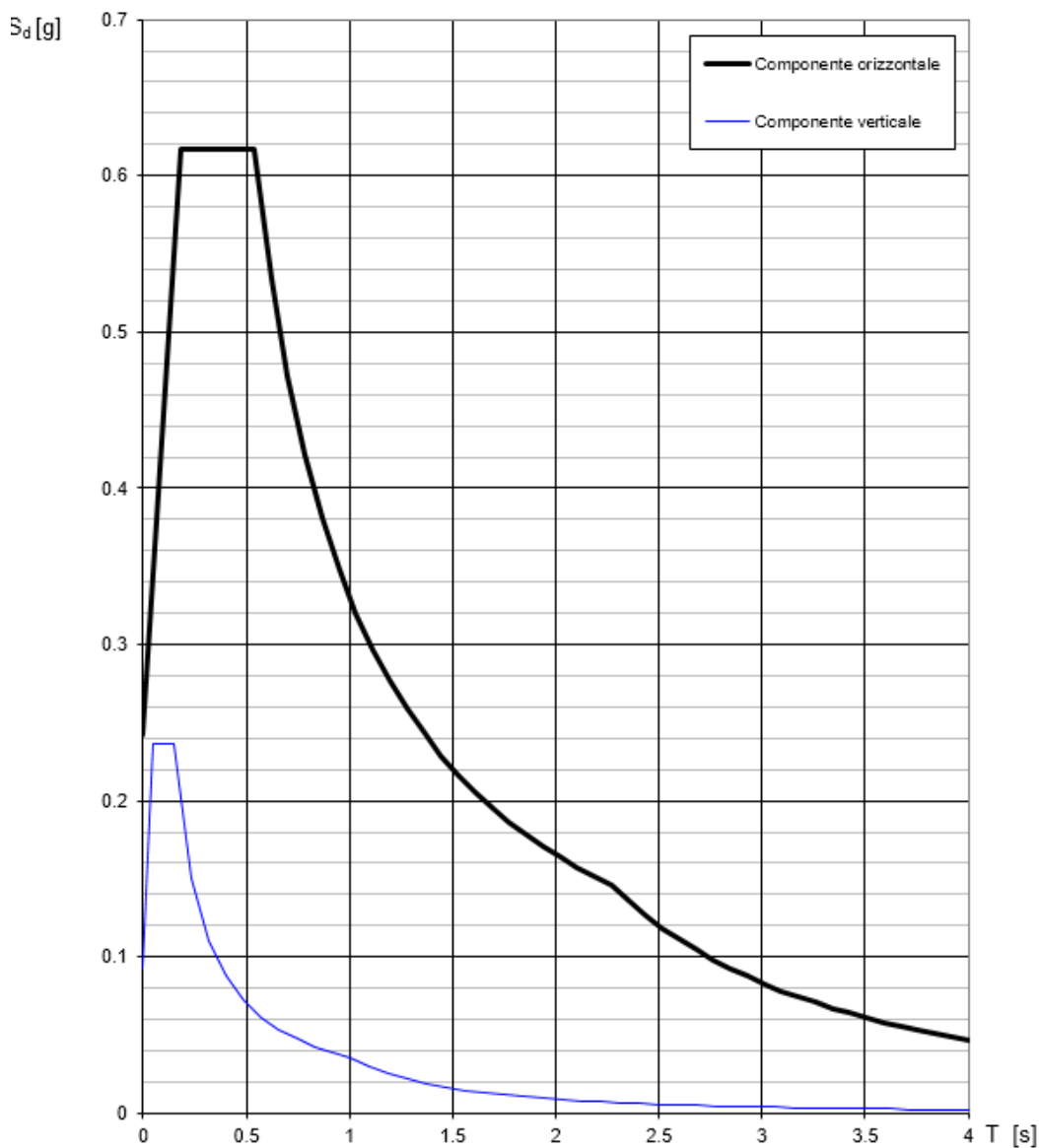
$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

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

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Gli spettri di risposta di progetto allo SLV in direzione orizzontale (con  $q = 1.0$ ) e verticale (con  $q = 1.0$ ) sono rappresentati nella figura seguente.

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




#### Combinazione degli effetti dell'azione sismica

In accordo con il paragrafo 7.3.5. del D.M. 14.01.2008, gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati secondo le seguenti espressioni:

- Sisma in direzione longitudinale "X"  $1.0 E_X + 0.3 E_Y + 0.3 E_Z$
- Sisma in direzione trasversale "Y"  $0.3 E_X + 1.0 E_Y + 0.3 E_Z$
- Sisma in direzione verticale "Z"  $0.3 E_X + 0.3 E_Y + 1.0 E_Z$

Per ciascuna delle precedenti relazioni, gli effetti del sisma sono stati combinati facendo variare opportunamente il segno delle singole sollecitazioni al fine di massimizzare gli sforzi nella struttura.

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p><b>LINEA PESCARA – BARI</b> <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI – LESINA</b> <b>Lotti 2 e 3 – RADDOPPOI TERMOLI-RIPALTA</b></p>					
<p>Opere d'arte maggiore – IV01 Cavalcavia in viadotto Variante ex SS16 ter: Relazione di calcolo spalle</p>	<p>COMMESSA <b>LI02</b></p>	<p>LOTTO <b>02 D 78</b></p>	<p>CODIFICA <b>CL</b></p>	<p>DOCUMENTO <b>IV010 003</b></p>	<p>REV. <b>A</b></p>	<p>FOGLIO <b>20 di 51</b></p>

## 6.7 Azioni sismiche sulle Spalle

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 le due componenti orizzontali, mentre per la componente verticale viene considerata un'accelerazione pari alla metà di quella orizzontale.

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.

	<b>LINEA PESCARA – BARI</b> <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI – LESINA</b> <b>Lotti 2 e 3 – RADDOPPOI TERMOLI-RIPALTA</b>					
Opere d'arte maggiore – IV01 Cavalcavia in viadotto Variante ex SS16 ter: Relazione di calcolo spalle	COMMESSA <b>LI02</b>	LOTTO <b>02 D 78</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>IV010 003</b>	REV. <b>A</b>	FOGLIO <b>21 di 51</b>

Con riferimento al valore da assegnare al coefficiente  $\beta_m$ , 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.

## 6.8 Sovrappinta sismica del terreno

In assenza di uno studio più dettagliato che prenda in considerazione la rigidità relativa, il tipo di movimento e la massa dell'opera di sostegno, si assume che la forza dovuta alla spinta dinamica del terreno sia valutata con la teoria di Wood ed agisca con un'inclinazione rispetto alla normale al muro uguale a zero:

$$\Delta S_s = (a_{\max}/g) \cdot \gamma \cdot H^2$$


Tale risultante è applicata ad un'altezza pari ad  $H/2$ .

La spinta totale di progetto  $E_d$  esercitata dal terrapieno ed agente sull'opera di sostegno in condizioni sismiche è dunque data dalla somma della spinta a riposo, della spinta sismica e della spinta statica data dal sovraccarico accidentale combinata al 20%.

$$E_d = S_{\text{stat}} + 0.2 \cdot S_q + \Delta S_s$$

Infine, nel caso specifico non essendo presente la falda a tergo dell'opera, la spinta idrostatica è nulla.

In assenza di uno studio più dettagliato che prenda in considerazione la rigidità relativa, il tipo di movimento e la massa dell'opera di sostegno, si assume che la forza dovuta alla spinta dinamica del terreno sia applicata a metà altezza del muro ed agisca con un'inclinazione rispetto alla normale al muro uguale a zero.

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p><b>LINEA PESCARA – BARI</b> <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI – LESINA</b> <b>Lotti 2 e 3 – RADDOPPOI TERMOLI-RIPALTA</b></p>					
<p>Opere d'arte maggiore – IV01 Cavalcavia in viadotto Variante ex SS16 ter: Relazione di calcolo spalle</p>	<p>COMMESSA <b>LI02</b></p>	<p>LOTTO <b>02 D 78</b></p>	<p>CODIFICA <b>CL</b></p>	<p>DOCUMENTO <b>IV010 003</b></p>	<p>REV. <b>A</b></p>	<p>FOGLIO <b>22 di 51</b></p>

## 7 VERIFICHE

Nelle pagine che seguono si riportano le verifiche strutturali previste dalla Normativa di riferimento allo SLU e allo SLE.

### 7.1 Verifica agli SLU: Pressoflessione e Taglio

Le verifiche a pressoflessione vengono condotte confrontando le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando il corrispondente fattore di sicurezza (CS) come rapporto tra la sollecitazione resistente e la massima agente.

#### 7.1.1 Verifica a pressoflessione

Le verifiche flessionali allo SLU sono state eseguite adottando le seguenti ipotesi:

- Conservazione delle sezioni piane;
- Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- Resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- Rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- Rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima;

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura sono state dedotte a partire dalle deformazioni utilizzando i rispettivi diagrammi tensione-deformazione.

Per quanto attiene la legge  $\sigma$ - $\epsilon$  del calcestruzzo si è utilizzata una curva parabola-rettangolo, considerando solo la porzione compressa e con  $\epsilon_{c2}=0,2\%$  ed  $\epsilon_{cu}=0,35\%$ .


Per quanto riguarda l'acciaio si è assunto un diagramma bilineare elastico-perfettamente elastico finito con  $\epsilon_{cu}=1,0\%$ .

#### 7.1.2 Verifica a taglio

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dalla norma UNI EN 1992-1-1:2005, per elementi con armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

- $V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; \left( v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d \right\}$ , resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio


 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p><b>LINEA PESCARA – BARI</b> <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI – LESINA</b> <b>Lotti 2 e 3 – RADDOPPOI TERMOLI-RIPALTA</b></p>					
<p>Opere d'arte maggiore – IV01 Cavalcavia in viadotto Variante ex SS16 ter: Relazione di calcolo spalle</p>	<p>COMMESSA <b>LI02</b></p>	<p>LOTTO <b>02 D 78</b></p>	<p>CODIFICA <b>CL</b></p>	<p>DOCUMENTO <b>IV010 003</b></p>	<p>REV. <b>A</b></p>	<p>FOGLIO <b>23 di 51</b></p>

- $V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta$ , valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento

- $V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta}$ , valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse.

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$  con d in mm
- $\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$
- $A_{s1}$  è l'area dell'armatura tesa
- $b_w$  è la larghezza minima della sezione in zona tesa
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd}$
- $N_{Ed}$  è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi
- $A_c$  è l'area della sezione di calcestruzzo
- $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$
- $k_1 = 0,15$
- $v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$
- $v = 0,5$  per calcestruzzi fino a C70/85
- $1 \leq \cot\theta \leq 2,5$
- $A_{sw}$  è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio
- s è il passo delle staffe
- $f_{ywd}$  è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio
- $v_1 = v$  è il coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per taglio
- $\alpha_{cw}$  è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA PESCARA – BARI</b> <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI – LESINA</b> <b>Lotti 2 e 3 – RADDOPPOI TERMOLI-RIPALTA</b>					
Opere d'arte maggiore – IV01 Cavalcavia in viadotto Variante ex SS16 ter: Relazione di calcolo spalle	COMMESSA <b>L102</b>	LOTTO <b>02 D 78</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>IV010 003</b>	REV. <b>A</b>	FOGLIO <b>24 di 51</b>

## 7.2 Verifica agli SLE: Limitazione delle Tensioni e Fessurazione

Il controllo delle tensioni nei materiali viene effettuato supponendo una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare.

### 7.2.1 Verifica di fessurazione

In accordo con quanto riportato al paragrafo 4, si adotta il limite  $w_1 = 0.2$  mm per tutti gli elementi strutturali analizzati nella presente relazione.

### 7.2.2 Verifica delle tensioni di esercizio


In accordo con la normativa ferroviaria, che pone limiti tensionali più severi rispetto a quanto prescritto dal D.M. 14/01/2008, la massima tensione di compressione del cls deve rispettare la limitazione:

- $\sigma_c < 0.55 f_{ck}$  per combinazione caratteristica (rara);
- $\sigma_c < 0.40 f_{ck}$  per combinazione quasi permanente;
- per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

La massima tensione di trazione dell'acciaio deve rispettare la limitazione:

- $\sigma_s < 0.75 f_{yk}$  per combinazione caratteristica (rara).



 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA PESCARA – BARI</b> <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI – LESINA</b> <b>Lotti 2 e 3 – RADDOPPOI TERMOLI-RIPALTA</b>					
Opere d'arte maggiore – IV01 Cavalcavia in viadotto Variante ex SS16 ter: Relazione di calcolo spalle	COMMESSA <b>LI02</b>	LOTTO <b>02 D 78</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>IV010 003</b>	REV. <b>A</b>	FOGLIO <b>25 di 51</b>

## 8 MODELLO DI CALCOLO

### 8.1 Generalità

Per le verifiche dei singoli elementi della spalla (pali, platea di fondazione ed elevazioni) è stata effettuata un'analisi dei carichi agenti sul piano appoggi e allo spiccatto della fondazione; l'analisi viene riportata nelle pagine seguenti.

### 8.2 Modelli a mensola per la verifica delle spalle

Le sollecitazioni di verifica della spalla sono state determinate a partire dai valori delle risultanti delle azioni trasmesse dagli impalcati alla quota degli apparecchi di appoggio alle quali vanno combinate le azioni determinate dalle spinte del terreno di riempimento e del sovraccarico in condizioni sia statiche che sismiche e le azioni date dalle forze di inerzia e dal peso proprio delle sottostrutture.

Tutti i muri sono considerati sconnessi fra loro per la valutazione delle sollecitazioni alla base e quindi le azioni provenienti dall'impalcato sono applicate solamente al muro frontale. Tale schema pur risultando cautelativo, non fornisce sovrastime eccessive nel calcolo dei quantitativi di armatura previsti.

Il modello della struttura è stato implementato in un foglio di calcolo appositamente realizzato per la valutazione delle azioni agenti sulle singole parti della struttura, quali muro paraghiaia, muro frontale e muri laterali che vengono tutti modellati come delle mensole incastrate alla base.

Per il plinto di fondazione, si è utilizzato un modello tirante-puntone per l'analisi e la verifica dello zoccolo anteriore al muro frontale.

Per quanto riguarda invece le sollecitazioni sui pali di fondazione a partire dalle azioni risultanti nel baricentro del plinto alla quota di intradosso, sono stati calcolati, per ciascuna combinazione di carico, gli sforzi assiali e di taglio in testa ai pali di fondazione utilizzando il classico modello a piastra rigida.

Nelle tabelle riportate nei successivi paragrafi, i valori delle risultanti delle azioni trasmesse dagli impalcati agli apparecchi di appoggio di estremità sono indicati con:

- $T_L$  = 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).

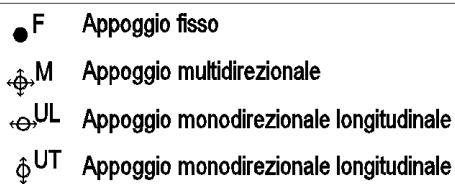
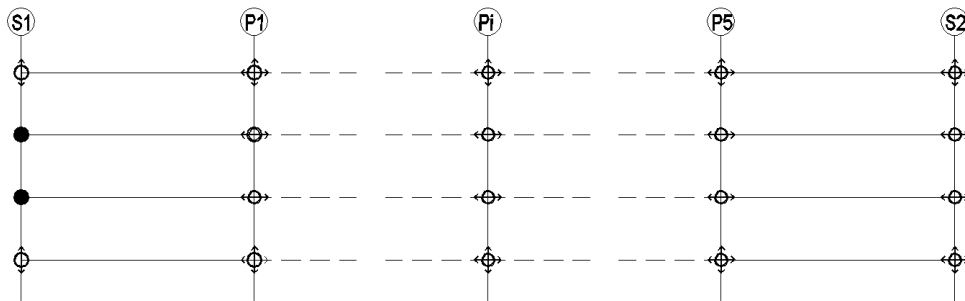
### 8.3 Analisi dei carichi

#### 8.3.1 Peso proprio elementi strutturali ( $g_1$ )

I pesi degli elementi strutturali sono dedotti utilizzando un peso di volume del calcestruzzo pari a  $25 \text{ kN/m}^3$ .


#### 8.3.2 Carichi trasmessi dall'impalcato

Si riportano di seguito gli scarichi sugli appoggi delle spalle dedotti dall'analisi dell'impalcato, a cui si rimanda per maggiore comprensione (vedi schema appoggi campata tipo):



#### Spalla S1

Load	Node	TL (kN)	TT (kN)	N (kN)	Node	TL (kN)	TT (kN)	N (kN)	Node	TL (kN)	TT (kN)	N (kN)	Node	TL (kN)	TT (kN)	N (kN)
A1_STR.1.max.N(max)	25	495.9	0.0	2207.9	26	387.5	501.6	2313.6	27	782.5	293.1	1987.5	28	1805.4	0.0	1353.4
A1_STR.1.max.N(min)	25	-998.5	0.0	1275.2	26	-404.2	173.3	1057.7	27	-47.5	20.9	1018.2	28	203.2	0.0	803.5
A1_STR.2a.max.N(max)	25	531.1	0.0	2169.3	26	395.2	438.2	2306.5	27	779.2	230.5	1993.8	28	1773.6	0.0	1392.6
A1_STR.2a.max.N(min)	25	-963.3	0.0	1236.5	26	-396.5	109.8	1050.5	27	-50.7	-41.7	1024.4	28	171.4	0.0	842.7
A1_STR.2b.max.N(max)	25	199.7	0.0	2223.2	26	84.7	516.7	2334.8	27	483.7	306.4	2002.6	28	1510.3	0.0	1371.2
A1_STR.2b.max.N(min)	25	-1294.7	0.0	1290.4	26	-707.0	188.3	1078.9	27	-346.3	34.2	1033.2	28	-91.9	0.0	821.2
SLV Z.1	25	5976.0	0.0	1389.2	26	6255.9	770.9	1088.6	27	6610.1	681.1	1050.6	28	6939.5	0.0	1153.3
SLV Z.2	25	2619.6	0.0	1575.4	26	2617.1	1117.7	1029.4	27	2887.2	1017.5	1019.6	28	3436.8	0.0	1475.4
RARA.1.max.N(max)	25	230.2	0.0	1369.3	26	228.1	296.8	1386.4	27	439.3	161.8	1208.9	28	952.7	0.0	888.2
RARA.1.max.N(min)	25	-398.4	0.0	978.2	26	-115.3	153.1	803.7	27	76.4	37.8	771.0	28	286.3	0.0	667.0
RARA.2a.max.N(max)	25	256.3	0.0	1340.7	26	233.8	249.8	1381.1	27	436.9	115.5	1213.5	28	929.2	0.0	917.3
RARA.2a.max.N(min)	25	-372.4	0.0	949.6	26	-109.6	106.1	798.4	27	74.0	-8.5	775.6	28	262.7	0.0	696.1
RARA.2b.max.N(max)	25	10.8	0.0	1380.6	26	3.8	308.0	1402.2	27	217.9	171.7	1220.0	28	734.1	0.0	901.4
RARA.2b.max.N(min)	25	-617.8	0.0	989.5	26	-339.6	164.2	819.5	27	-144.9	47.7	782.2	28	67.7	0.0	680.2
FREQUENTE.2a.max.N(max)	25	290.5	0.0	1290.0	26	249.7	149.3	1367.2	27	442.9	21.7	1216.8	28	880.1	0.0	977.8
FREQUENTE.2a.max.N(min)	25	-338.1	0.0	898.9	26	-93.7	5.5	784.5	27	80.0	-102.3	778.9	28	213.7	0.0	756.6
FREQUENTE.2b.max.N(max)	25	45.1	0.0	1330.0	26	19.7	207.4	1388.2	27	224.0	78.0	1223.3	28	685.1	0.0	961.9
FREQUENTE.2b.max.N(min)	25	-583.6	0.0	938.8	26	-323.7	63.7	805.5	27	-138.9	-46.0	785.4	28	18.6	0.0	740.7
QUASI.PERMANENTE	25	-106.6	0.0	899.9	26	-58.0	54.9	809.4	27	22.2	-19.1	790.8	28	154.6	0.0	798.1

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA PESCARA – BARI</b> <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI – LESINA</b> <b>Lotti 2 e 3 – RADDOPPOI TERMOLI-RIPALTA</b>					
	Opere d'arte maggiore – IV01 Cavalcavia in viadotto Variante ex SS16 ter: Relazione di calcolo spalle	COMMESSA <b>L102</b>	LOTTO <b>02 D 78</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>IV010 003</b>	REV. <b>A</b>

## Spalla S2

Load	Node	TL (kN)	TT (kN)	N (kN)	Node	TL (kN)	TT (kN)	N (kN)	Node	TL (kN)	TT (kN)	N (kN)	Node	TL (kN)	TT (kN)	N (kN)
A1_STR.1.max.N(max)	1	0.0	0.0	2893.6	2	0.0	281.5	2608.7	3	0.0	285.1	2619.6	4	0.0	0.0	2181.2
A1_STR.1.max.N(min)	1	0.0	0.0	1431.4	2	0.0	170.8	1160.8	3	0.0	184.1	1172.6	4	0.0	0.0	1420.1
A1_STR.2a.max.N(max)	1	0.0	0.0	2860.9	2	0.0	223.6	2603.4	3	0.0	226.9	2624.7	4	0.0	0.0	2213.5
A1_STR.2a.max.N(min)	1	0.0	0.0	1398.8	2	0.0	112.9	1155.6	3	0.0	125.9	1177.7	4	0.0	0.0	1452.5
A1_STR.2b.max.N(max)	1	0.0	0.0	2895.0	2	0.0	291.9	2608.2	3	0.0	294.7	2617.7	4	0.0	0.0	2176.0
A1_STR.2b.max.N(min)	1	0.0	0.0	1432.9	2	0.0	181.2	1160.3	3	0.0	193.7	1170.8	4	0.0	0.0	1415.0
SLV Z.1	1	0.0	0.0	1427.1	2	0.0	0.0	1024.2	3	0.0	1954.6	1040.3	4	0.0	0.0	1506.4
SLV Z.2	1	0.0	0.0	1498.3	2	0.0	0.0	988.8	3	0.0	2496.0	1020.8	4	0.0	0.0	1623.2
RARA.1.max.N(max)	1	0.0	0.0	1761.3	2	0.0	186.0	1570.3	3	0.0	188.2	1573.0	4	0.0	0.0	1411.4
RARA.1.max.N(min)	1	0.0	0.0	1093.8	2	0.0	137.9	875.1	3	0.0	143.8	885.4	4	0.0	0.0	1092.1
RARA.2a.max.N(max)	1	0.0	0.0	1737.1	2	0.0	143.1	1566.4	3	0.0	145.1	1576.8	4	0.0	0.0	1435.4
RARA.2a.max.N(min)	1	0.0	0.0	1069.6	2	0.0	95.1	871.2	3	0.0	100.7	889.2	4	0.0	0.0	1116.1
RARA.2b.max.N(max)	1	0.0	0.0	1762.4	2	0.0	193.7	1570.0	3	0.0	195.3	1571.6	4	0.0	0.0	1407.6
RARA.2b.max.N(min)	1	0.0	0.0	1094.9	2	0.0	145.6	874.8	3	0.0	150.9	884.0	4	0.0	0.0	1088.2
FREQUENTE.2a.max.N(max)	1	0.0	0.0	1686.4	2	0.0	41.7	1556.6	3	0.0	48.7	1582.5	4	0.0	0.0	1488.0
FREQUENTE.2a.max.N(min)	1	0.0	0.0	1019.0	2	0.0	-6.3	861.4	3	0.0	4.4	894.9	4	0.0	0.0	1168.7
FREQUENTE.2b.max.N(max)	1	0.0	0.0	1711.7	2	0.0	92.3	1560.1	3	0.0	99.0	1577.3	4	0.0	0.0	1460.2
FREQUENTE.2b.max.N(min)	1	0.0	0.0	1044.2	2	0.0	44.2	864.9	3	0.0	54.6	889.7	4	0.0	0.0	1140.8
QUASI.PERMANENTE	1	0.0	0.0	1011.8	2	0.0	26.0	866.9	3	0.0	33.9	900.1	4	0.0	0.0	1156.4

### 8.3.3 Sovraccarico terrapieno

A tergo della spalla, applicato sulla zattera posteriore, viene considerato un carico pari al peso del rinterro calcolato con un peso di volume pari a  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

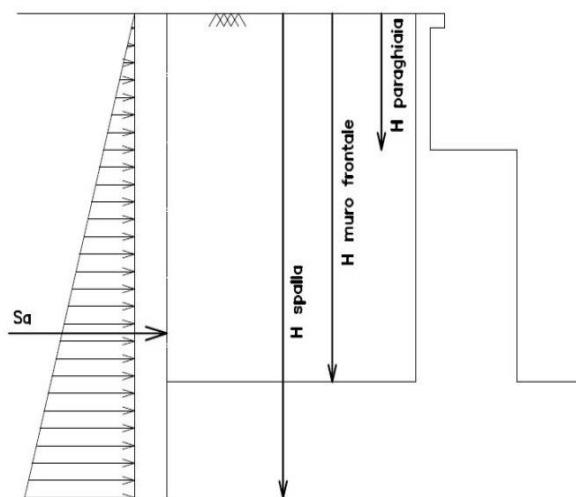
### 8.3.4 Spinta statica

L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno di peso specifico  $\gamma$ , su una parete di altezza H, risulta:

$$S_0 = 1/2 * \gamma * H^2 * K_0 \quad (\text{spinta per metro lineare di spalla})$$

l'utilizzo di  $K_0$  è determinato dall'impossibilità, da parte della spalla, di subire spostamenti; si assume  $K_0 = 1 - \sin \phi$  (si rimanda alla tabella 2: dati di input).

Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni (1/3 H rispetto alla base della parete).



**Fig. 2 Spinta statica terreno di rinterro**

Per il terreno di riempimento si considera lo standard per rilevati ferroviari e si assegnano le seguenti caratteristiche meccaniche:

<b>Parametri Geotecnici Terreno di riempimento</b>		
<b><math>\gamma</math></b> <b>[kN/m<sup>3</sup>]</b>	<b><math>\varphi'</math></b> <b>[°]</b>	<b><math>c'</math></b> <b>[kPa]</b>
20	35	0

**Tabella 7 – Caratteristiche terreno di riempimento**

### 8.3.5 Sovraccarico terrapieno


Nell'analisi delle azioni è stato inoltre considerato il contributo, in termini di sovraccarico verticale in fondazione e di spinta, del sovraccarico accidentale eventualmente presente a tergo spalla e cautelativamente considerato pari a 30 kN/m<sup>2</sup>.

$$q = 30 \text{ kN/ m}^2$$

$$S_q = 30 * 0.426 = 12.78 \text{ kN/ m}^2$$

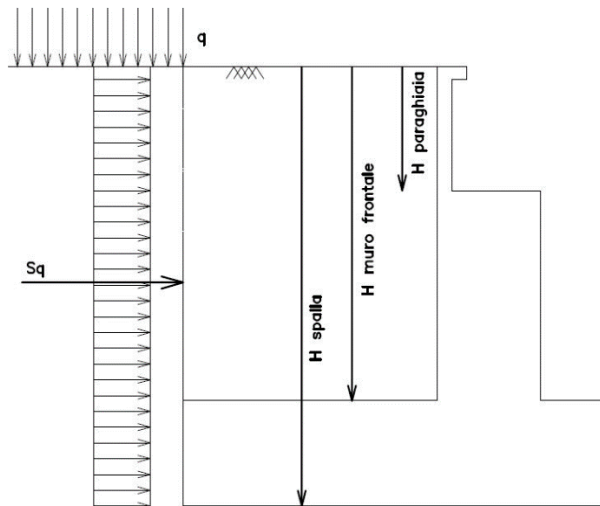
### 8.3.6 Spinta del sovraccarico accidentale condizioni statiche

In aggiunta in condizioni statiche si considera un sovraccarico accidentale pari a  $Q = 30.0 \text{ kN/m}^2$  gravante sulla spalla e sul cuneo di spinta a tergo di essa. La presenza del sovraccarico  $Q$  genera una spinta pari a:

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p><b>LINEA PESCARA – BARI</b> <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI – LESINA</b> <b>Lotti 2 e 3 – RADDOPPOI TERMOLI-RIPALTA</b></p>					
<p>Opere d'arte maggiore – IV01 Cavalcavia in viadotto Variante ex SS16 ter: Relazione di calcolo spalle</p>	<p>COMMESSA <b>L102</b></p>	<p>LOTTO <b>02 D 78</b></p>	<p>CODIFICA <b>CL</b></p>	<p>DOCUMENTO <b>IV010 003</b></p>	<p>REV. <b>A</b></p>	<p>FOGLIO <b>29 di 51</b></p>

$$S_q = Q \cdot H \cdot K_0$$

Tale spinta è applicata ad una altezza pari a  $H/2$ .



**Fig. 3 : Spinta statica sovraccarico accidentale**

### 8.3.7 Incremento di spinta del terrapieno

L'incremento dinamico della spinta del terrapieno è stata valutata in accordo alla formulazione data da Wood, generalmente impiegata per muri rigidamente vincolati in cui si associa tale incremento alla spinta litostatica valutata con coefficiente di spinta a riposo  $K_0$ .

L'incremento di spinta è proporzionale all'altezza del fronte di spinta e del coefficiente sismico orizzontale, mentre non dipende dal tipo di terreno, questo perché è una teoria basata sulla propagazione dell'onda sismica in un mezzo elastico isotropo, quindi lontano dalle condizioni di rottura del terreno. Il valore di tale incremento è :


$$\Delta PE = \gamma_s \cdot H_s^2 \cdot k_h$$

Dove:

$\gamma_s$  peso specifico del terreno adottata

$k_h$  coefficiente sismico orizzontale (si rimanda alla tabella 2: dati di input)

$H_s$  altezza complessiva del fronte di spinta

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA PESCARA – BARI</b> <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI – LESINA</b> <b>Lotti 2 e 3 – RADDOPPOI TERMOLI-RIPALTA</b>					
Opere d'arte maggiore – IV01 Cavalcavia in viadotto Variante ex SS16 ter: Relazione di calcolo spalle	COMMESSA <b>L102</b>	LOTTO <b>02 D 78</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>IV010 003</b>	REV. <b>A</b>	FOGLIO <b>30 di 51</b>

### 8.3.8 Inerzia terrapieno

Si valutano le inerzie legate alla massa del terrapieno confinato a tergo:

$$F_{i,T} = k_h \cdot W_{terr} \text{ (si rimanda alle tabelle seguenti "azioni sulla spalla")}$$

### 8.3.9 Inerzie strutturali

Si valutano le inerzie legate alla massa degli elementi strutturali con la seguente formula:

$$F_i = k_h \cdot W_{str}$$

### 8.3.10 Calcolo delle sollecitazioni in testa pali

Le sollecitazioni agenti in testa palo vengono calcolate nell'ipotesi di platea di fondazione infinitamente rigida, attraverso la relazione

$$R(x, y) = \frac{N}{n} + \frac{M_l}{J_l} \cdot y + \frac{M_t}{J_t} \cdot x$$

dove

$N, M_l, M_t$  sono lo sforzo normale e i momenti flettenti longitudinale e trasversale agenti al baricentro della palificata,  $n$  è il numero di pali e  $J_l, J_t$  sono le inerzie longitudinale e trasversale della palificata


$$J_l = \sum y_i^2 \qquad J_t = \sum x_i^2$$

Per quanto riguarda le sollecitazioni orizzontali in testa palo, si assume che le azioni di taglio di ripartiscano uniformemente tra i pali, risultando

$$T(x, y) = \frac{\sqrt{H_l^2 + H_t^2}}{n}$$

dove  $H_l, H_t$

sono le forze orizzontali longitudinale e trasversale agenti al baricentro della palificata.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA PESCARA – BARI</b> <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI – LESINA</b> <b>Lotti 2 e 3 – RADDOPPOI TERMOLI-RIPALTA</b>					
Opere d'arte maggiore – IV01 Cavalcavia in viadotto Variante ex SS16 ter: Relazione di calcolo spalle	COMMESSA <b>L102</b>	LOTTO <b>02 D 78</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>IV010 003</b>	REV. <b>A</b>	FOGLIO <b>31 di 51</b>

## 8.4 COMBINAZIONI DI CARICO

Si riportano di seguito le combinazioni di carico utilizzate nei calcoli. Ai fini delle verifiche agli stati limite, in accordo con le NTC08, si definiscono le seguenti combinazioni di:

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

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{G3} G_3 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot \gamma_{Q2} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot \gamma_{Q3} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione RARA, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + G_3 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + G_3 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione QUASI PERMANENTE, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + G_3 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione SISMICA, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica:

$$E + G_1 + G_3 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Nelle combinazioni per le verifiche allo stato limite di esercizio (SLE), ovvero quelle rare, frequenti e quasi permanenti, si intende che vengono omissi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ . Le verifiche agli stati limite ultimi sono eseguite facendo riferimento allo stato limite ultimo di tipo strutturale STR ovvero per il raggiungimento della resistenza ultima negli elementi strutturali.


Come anticipato precedentemente gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \times Q_{ki}$$

Il valore assunto per il coefficiente  $\psi_{2i}$  per i carichi mobili è pari a  $\psi_{2i} = 0.0$ .

Le combinazioni allo stato limite ultimo SLU fanno riferimento in questa relazione al solo gruppo denominato STR poiché le verifiche riguardano solo l'impalcato.

I coefficienti di combinazione  $g_G$ ,  $g_Q$  e  $Y$  sono riepilogati nei paragrafi seguenti.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA PESCARA – BARI</b> <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI – LESINA</b> <b>Lotti 2 e 3 – RADDOPPOI TERMOLI-RIPALTA</b>					
	Opere d'arte maggiore – IV01 Cavalcavia in viadotto Variante ex SS16 ter: Relazione di calcolo spalle	COMMESSA <b>L102</b>	LOTTO <b>02 D 78</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>IV010 003</b>	REV. <b>A</b>

### 8.4.1 Gruppi di carico

Nella tabella seguente, in accordo a quanto specificato in tabella 5.1.3.12 del D.M.14/01/2008., sono esplicitati i gruppi di carico considerati per i carichi accidentali da traffico.


**Tabella 8 – Valori caratteristici delle azioni da traffico**

Gruppo di azioni	<i>Carichi sulla carreggiata</i>					<i>Carichi su marciapiedi e piste ciclabili</i>
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura $q_3$	Forza centrifuga $q_4$	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5 kN/m <sup>2</sup>
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m <sup>2</sup>
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m <sup>2</sup>			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m <sup>2</sup>
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(\*) Ponti di 3<sup>a</sup> categoria  
 (\*\*) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)  
 (\*\*\*) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Coerentemente nel seguito si fa riferimento ai gruppi di azioni da traffico 1, 2a e 2b.



 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA PESCARA – BARI</b> <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI – LESINA</b> <b>Lotti 2 e 3 – RADDOPPOI TERMOLI-RIPALTA</b>				
	Opere d'arte maggiore – IV01 Cavalcavia in viadotto Variante ex SS16 ter: Relazione di calcolo spalle	COMMESSA <b>L102</b>	LOTTO <b>02 D 78</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>IV010 003</b>

### 8.4.2 Coefficienti parziali e di combinazione

Si utilizzano i coefficienti parziali di sicurezza e i coefficienti di combinazione di seguito riportati.


**Tabella 9 – Coefficienti parziali di sicurezza agli SLU**

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{e1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	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> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna  
<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

**Tabella 10 – Coefficienti di combinazione**

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento $q_5$	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve $q_5$	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	$T_k$	0,6	0,6	0,5

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA PESCARA – BARI</b> <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI – LESINA</b> <b>Lotti 2 e 3 – RADDOPPOI TERMOLI-RIPALTA</b>					
	Opere d'arte maggiore – IV01 Cavalcavia in viadotto Variante ex SS16 ter: Relazione di calcolo spalle	COMMESSA <b>L102</b>	LOTTO <b>02 D 78</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>IV010 003</b>	REV. <b>A</b>

### 8.4.3 Combinazioni agli SLU


Di seguito si esplicitano i coefficienti utilizzati per le singole combinazioni di carico rilevanti per le verifiche strutturali dell'impalcato agli SLU.

Combinazione		G1	G2	E1	E2	E3	Gr.1	Gr.2a	Gr.2b	Q5	Q6	Q7	Q8
A1 STR	Gr.1	1.35	1.35	0	1.2	0.72	1.35	0	0	0.9	0	0	0
	Gr.2a	1.35	1.35	0	1.2	0.72	0	1.35	0	0.9	0	0	0
	Gr.2b	1.35	1.35	0	1.2	0.72	0	0	1.35	0.9	0	0	0
	Q5	1.35	1.35	0	1.2	0.72	0	0	1	1.5	0	0	0
SISMA	SLV Z	1	1	0	1	0.5	0	0	0	0	1	0	0
ECCEZIONALE	-	1	1	0	1	0.5	0	0	0	0	0	0	1

### 8.4.4 Combinazioni agli SLE

Di seguito si esplicitano i coefficienti utilizzati per le singole combinazioni di carico rilevanti per le verifiche dell'impalcato agli SLE.

Combinazione		G1	G2	E1	E2	E3	Gr.1	Gr.2a	Gr.2b	Q5
RARA	Gr.1	1	1	0	1	0.6	1	0	0	0.6
	Gr.2a	1	1	0	1	0.6	0	1	0	0.6
	Gr.2b	1	1	0	1	0.6	0	0	1	0.6
FREQUENTE	Gr.2a	1	1	0	1	0.5	0	1	0	0
	Gr.2b	1	1	0	1	0.5	0	0	1	0
QUASI PERMANENTE	-	1	1	0	1	0.5	0	0	0	0

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA PESCARA – BARI</b> <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI – LESINA</b> <b>Lotti 2 e 3 – RADDOPPOI TERMOLI-RIPALTA</b>					
	Opere d'arte maggiore – IV01 Cavalcavia in viadotto Variante ex SS16 ter: Relazione di calcolo spalle	COMMESSA <b>L102</b>	LOTTO <b>02 D 78</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>IV010 003</b>	REV. <b>A</b>

## 9 ANALISI E VERIFICHE SPALLA 02 (LATO APPOGGI MOBILI)

Di seguito si riportano le modalità di calcolo delle sollecitazioni e le verifiche di resistenza nei diversi elementi.

### 9.1 Muro Frontale

Il muro frontale della spalla in esame riceve le azioni provenienti dall'impalcato trasmesse dagli apparecchi di appoggio riportate al paragrafo 8.3.2. Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione di calcolo dell'impalcato. Le sollecitazioni a quota testa muro, riportate nella tabella seguente, si ottengono a partire dagli scarichi dei singoli appoggi e considerando le eccentricità dei singoli appoggi rispetto all'asse del muro frontale.

**Tabella 11– Scarichi dall'impalcato per combinazioni di carico a quota testa muro**

TESTA MURO FRONTALE					
Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
A1_STR.1.max.N(max)	10303	0	-3509	0	567
A1_STR.1.max.N(min)	5185	0	-36	0	355
A1_STR.2a.max.N(max)	10303	0	-3170	0	451
A1_STR.2a.max.N(min)	5185	0	303	0	239
A1_STR.2b.max.N(max)	10297	0	-3544	0	587
A1_STR.2b.max.N(min)	5179	0	-71	0	375
SLV Z.1	4998	0	419	0	1955
SLV Z.2	5131	0	671	0	2496
RARA.1.max.N(max)	6316	0	-1728	0	374
RARA.1.max.N(min)	3946	0	8	0	282
RARA.2a.max.N(max)	6316	0	-1476	0	288
RARA.2a.max.N(min)	3946	0	259	0	196
RARA.2b.max.N(max)	6312	0	-1753	0	389
RARA.2b.max.N(min)	3942	0	-18	0	297
FREQUENTE.2a.max.N(max)	6314	0	-939	0	90
FREQUENTE.2a.max.N(min)	3944	0	796	0	2
FREQUENTE.2b.max.N(max)	6309	0	-1216	0	191
FREQUENTE.2b.max.N(min)	3940	0	519	0	99
QUASI.PERMANENTE	3935	0	771	0	60

Ai carichi prima riportati, si aggiungono il peso proprio del muro frontale, del muro paraghiaia, del solettone superiore e la spinta del terreno di riempimento che nel caso in esame è nulla in quanto non è presente terreno di riempimento.

<b>MURO FRONTALE</b>	
H Muro Frontale	4.00 m
Spessore Muro Frontale	3.00 m
Lunghezza Muro Frontale	15.6 m
Altezza Muro Paraghiaia	3.65 m
Spessore Muro Paraghiaia	0.60 m
Spessore solettone	0 m
Peso Solettone superiore	0.00 kN/m
Peso Muro Frontale	4680 kN
Peso Muro Paraghiaia	854 kN
Eccentr. appoggi - muro frontale (base)	0.55 m
Eccentr. paraghiaia - muro frontale (base)	-1.20 m
Peso Specifico Terreno di Rilevato	20 kN/mc
Angolo di Attrito Terreno di Rilevato	35 °
Coefficiente di spinta a riposo $K_0$	0.426
Coefficiente di spinta attiva $K_a$	0.271
Altezza del rilevato	7.85 m
Spinta a riposo	3647 kN
Spinta attiva	2317 kN
Sovraccarico accidentale da traffico	30 kN/mq
Fattore di amplificazione sismica $F_0$	2.547
Accelerazione sismica di base $a_g$	0.168
Coefficiente stratigrafico SS	1.444
Coefficiente topografico ST	1.000
Accelerazione orizzontale massima attesa $a_{max}$	0.243
$\beta_m$ (massa cls spalla)	1.000
$K_h$ (cls spalla) =	0.243
$K_v$ (cls spalla)=	0.121
$\beta_m$ (massa terreno)	1.000
$K_h$ (terreno) =	0.243
$K_v$ (terreno)=	0.121
Coefficiente di spinta attiva con sismiche $K'_a$ (M-O)	0.48
Spinta in condizione sismiche (wood)	4149 kN
Inerzia del Muro Frontale (H)	1135 kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (H)	207 kN
Inerzia del Muro Frontale (V)	568 kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (V)	104 kN

**Tabella 12 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro frontale**

Per la verifica del muro frontale, a quota spiccato, tali azioni possono essere considerate uniformemente distribuite in quanto l'altezza del muro frontale è tale che nell' ipotesi di ripartizione a 45°, tali scarichi si ripartiscono uniformemente alla base del muro

Si ottenengono quindi le seguenti sollecitazioni, con riferimento alle combinazioni maggiormente significative.


BASE MURO FRONTALE					
Combinazioni	N	Mlong	Mtrasv	Tlong	Ttrasv
	KN	kNm	kNm	KN	KN
A1_STR.1.max.N(max)	17774	22088	-1242	6177	567
A1_STR.1.max.N(min)	12656	19273	1383	6177	355
A1_STR.2a.max.N(max)	17774	22087	-1368	6177	451
A1_STR.2a.max.N(min)	12656	19272	1258	6177	239
A1_STR.2b.max.N(max)	17768	22084	-1197	6177	587
A1_STR.2b.max.N(min)	12650	19269	1428	6177	375
SLV Z.1	12469	27192	9281	7809	2357
SLV Z.2	12602	13431	14132	3965	3839
RARA.1.max.N(max)	11850	15637	-231	4576	374
RARA.1.max.N(min)	9481	14334	1135	4576	282
RARA.2a.max.N(max)	11850	15637	-324	4576	288
RARA.2a.max.N(min)	9480	14334	1042	4576	196
RARA.2b.max.N(max)	11846	15635	-198	4576	389
RARA.2b.max.N(min)	9476	14332	1169	4576	297
FREQUENTE.2a.max.N(max)	11848	13448	-578	4018	90
FREQUENTE.2a.max.N(min)	9478	12145	804	4018	2
FREQUENTE.2b.max.N(max)	11843	13446	-451	4018	191
FREQUENTE.2b.max.N(min)	9474	12143	915	4018	99
QUASI.PERMANENTE	9469	10681	1010	3647	60

Le sollecitazioni in direzione trasversale risultano trascurabili rispetto a quelle in direzione longitudinale, tenuto anche conto della geometria della sezione del muro frontale. Di seguito si riportano le verifiche di resistenza con riferimento ad una striscia di un metro per le combinazioni che provocano il massimo e il minimo sforzo normale, il massimo momento longitudinale ed il massimo taglio alla base del muro frontale.

**Tabella 13 – Geometria sezione e armatura del muro frontale**

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Frontale	1.0	3.0	1φ26/10	1φ26/20	-

BASE MURO FRONTALE - Verifiche allo SLE							
Combinazioni		N	Mlong	Tlong	$\sigma_c$	$\sigma_s$	Wk
		kN/m	kNm/m	kN/m	Mpa	Mpa	mm
RARA	RARA.1.max.N(max) - Max N	760	1002	293	-1.06	15.80	0.0
	RARA.2b.max.N(min) - Min N	607	919	293	-1.00	18.76	0.0
	RARA.1.max.N(max) - Max ML	760	1002	293	-1.06	15.80	0.0
FREQ	FREQUENTE.2a.max.N(max) - Max N	759	862	258	-0.89	9.59	0.0
	FREQUENTE.2b.max.N(min) - Min N	607	778	258	-0.82	11.53	0.0
	FREQUENTE.2a.max.N(max) - Max ML	759	862	258	-0.89	9.59	0.0
QP	QUASI.PERMANENTE	607	685	234	-0.71	7.50	0.0

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA PESCARA – BARI</b> <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI – LESINA</b> <b>Lotti 2 e 3 – RADDOPPIO TERMOLI-RIPALTA</b>					
	Opere d'arte maggiore – IV01 Cavalcavia in viadotto Variante ex SS16 ter: Relazione di calcolo spalle	COMMESSA L102	LOTTO 02 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO IV010 003	REV. A

BASE MURO FRONTALE - Verifiche allo SLU - SLV						
Combinazioni		N kN/m	Mlong kNm/m	Tlong kN/m	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
Max N	A1_STR.1.max.N(max)	1139	1416	396	5.18	10.06
Min N	SLV Z.1	799	1743	501	3.94	7.96
Max ML	SLV Z.1	799	1743	501	3.94	7.96
Max VL	SLV Z.1	799	1743	501	3.94	7.96

## 9.2 Muro paraghiaia

In condizioni statiche il muro paraghiaia è sollecitato dalla spinta a riposo del rilevato, dalla spinta dei sovraccarichi accidentali, dai sovraccarichi mobili agenti sulla mensola del muro e dall'azione di frenatura. In condizioni sismiche il muro paraghiaia è sollecitato dalla spinta sismica del rilevato, dalle masse del muro e della mensola.

Nella tabella che segue sono indicati i parametri geometrici, meccanici e di carico utilizzati nell'analisi. Il modello di calcolo utilizzato è quello di mensola incastrata al muro frontale.


MURO PARAGHIAIA		
Peso Muro Paraghiaia	54.75	KN/m
Altezza Muro Paraghiaia	3.65	m
Spessore Muro Paraghiaia	0.60	m
Coefficiente di spinta a riposo $K_0$	0.43	
Coefficiente di spinta attiva $K_a$	0.27	
Peso Specifico Terreno di Rilevato	20.00	kN/mc
Sovraccarico accidentale da traffico	20.00	kN/mq
Angolo di Attrito Terreno di Rilevato	35.00	
Spinta a riposo	94.34	kN/m
Spinta attiva	55.73	kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche $K'a$	0.48	
Spinta in condizione sismiche (wood)	30.98	kN/m
Inerzia del Muro Paraghiaia /m	13.28	kN/m

Tabella 14 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro paraghiaia

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Paraghiaia	1.0	0.6	1 $\phi$ 16/10	1 $\phi$ 16/20	-

Tabella 15 – Geometria sezione e armatura del muro paraghiaia

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	$\sigma_c$	$\sigma_s$	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	55	141	94	-2.1	76.2	0

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA PESCARA – BARI</b> <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI – LESINA</b> <b>Lotti 2 e 3 – RADDOPPOI TERMOLI-RIPALTA</b>					
	Opere d'arte maggiore – IV01 Cavalcavia in viadotto Variante ex SS16 ter: Relazione di calcolo spalle	COMMESSA LI02	LOTTO 02 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO IV010 003	REV. A

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
	KN/m	kNm/m	KN/m		
SLU	74	190	127	7.60	2.0
SLV	55	85	44	16.70	5.6

Tabella 16 – Verifiche del muro paraghiaia

### 9.3 Muri laterali

In questo paragrafo si riporta il calcolo dei muri laterali della spalla. Nel caso in esame data l'esigua altezza del terreno spingente ai lati dei muri questi sono stati dimensionati considerando unicamente le azioni trasmesse a testa muro dal solettone superiore. Nella tabella che segue sono indicati i parametri geometrici, meccanici e di carico utilizzati nell'analisi.


Tabella 17 – Valutazioni pesi e spinte agenti sui muri laterali

MURI LATERALI	
Muro laterale H1	4.00 m
Muro laterale s1	1.20 m
Muro laterale H2	3.75 m
Muro laterale s2	0.50 m
Altezza totale muri laterali	7.75 m
Spessore medio Muri Laterali	0.86 m
Lunghezza Massima muri laterali	7.05 m
Peso Muro laterale (singolo)	1176.47 kN
Peso totale Muri laterali	2352.94 kN
Spinta a riposo (con 100% sovraccarichi)	335.61 kN/m
Spinta a riposo (con 50% sovraccarichi)	302.56
Spinta attiva	204.32 kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'a	0.48
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	132.10 kN/m
Inerzia del Muro laterale /m	40.48 kN/m

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Laterale	1.0	1.2	1φ26/10	1φ22/10	Φ10/40X20 cm

Tabella 18 – Geometria sezione e armatura dei muri laterali

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	$\sigma_c$	$\sigma_s$	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	167	977	336	-4.78	180	0.118

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA PESCARA – BARI</b> <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI – LESINA</b> <b>Lotti 2 e 3 – RADDOPPOI TERMOLI-RIPALTA</b>					
	Opere d'arte maggiore – IV01 Cavalcavia in viadotto Variante ex SS16 ter: Relazione di calcolo spalle	COMMESSA <b>L102</b>	LOTTO <b>02 D 78</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>IV010 003</b>	REV. <b>A</b>

<b>VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV</b>					
<b>Combinazione</b>	<b>N</b>	<b>M</b>	<b>V</b>	<b>C.S. (NRd, MRd)</b>	<b>C.S. (VRd)</b>
	<b>KN/m</b>	<b>kNm/m</b>	<b>KN/m</b>		
SLU	225	1319	453	7.16	2.2
SLV	167	1380	347	6.93	2.8

**Tabella 19 – Verifiche dei muri laterali**

## 10 VERIFICA DELLE FONDAZIONI

Nei seguenti paragrafi sono riportate le verifiche strutturali e geotecniche del sistema fondazionale.

### 10.1 plinto di fondazione


In questo paragrafo si riporta la determinazione delle sollecitazioni in quota testa pali che si ottengono sommando, alle azioni provenienti dall'impalcato, la risultante e il momento risultante dei pesi della struttura. In condizioni sismiche si è tenuto conto dell'incremento di spinta delle inerzie

Nella tabella che segue sono indicati i parametri geometrici, meccanici e di carico del plinto utilizzati nell'analisi per il calcolo della risultante e momento risultante rispetto al baricentro del plinto di fondazione.

**Tabella 20 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul plinto di fondazione**

<b>PLINTO DI FONDAZIONE</b>	
<b>Peso Muro Frontale</b>	4680.00 kN
<b>Ecc. Long. Muro Frontale - Plinto</b>	2.55 m
<b>Ecc.Appoggi Plinto</b>	3.10 m
<b>Peso Muro Paraghiaia</b>	854.10 kN
<b>Ecc. Long. Muro Paraghiaia - Plinto</b>	1.35 m
<b>Peso Terreno di riempimento</b>	15360.22 kN
<b>Peso Accidentali su terreno di riempimento</b>	2789.36 kN
<b>Eccentricità long Terreno -Plinto</b>	-2.50 m
<b>Eccentricità long Muri laterali -Plinto</b>	-2.50 m
<b>Spessore Plinto</b>	2.50 m
<b>Lunghezza plinto</b>	12.00 m
<b>Larghezza plinto</b>	16.50 m
<b>Peso plinto di fondazione</b>	12375.00
<b>Altezza Rilevato+H plinto</b>	10.35 m
<b>Spinta a riposo rilevato</b>	7126.01 kN
<b>Spinta a riposo sovraccarichi</b>	1377.01 kN
<b>Spinta attiva rilevato</b>	4528.54 kN
<b>Spinta in condizione sismiche (wood)</b>	8107.96 kN
<b>Inerzia dei muri laterali (H)</b>	570.80 kN



 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA PESCARA – BARI</b> <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI – LESINA</b> <b>Lotti 2 e 3 – RADDOPPOI TERMOLI-RIPALTA</b>					
	Opere d'arte maggiore – IV01 Cavalcavia in viadotto Variante ex SS16 ter: Relazione di calcolo spalle	COMMESSA <b>L102</b>	LOTTO <b>02 D 78</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>IV010 003</b>	REV. <b>A</b>


<b>Inerzia dei muri laterali (V)</b>	285.40 kN
<b>Inerzia plinto di fondazione (H)</b>	3002.08 kN
<b>Inerzia plinto di fondazione (V)</b>	1501.04 kN
<b>Inerzia rilevato interno(H)</b>	3726.27 kN
<b>Inerzia rilevato interno (V)</b>	1863.13 kN

**Tabella 21 – Sollecitazioni ad intradosso plinto (quota testa pali)**

<b>SOLLECITAZIONI BASE PLINTO</b>							
<b>Combo</b>	<b>N</b>	<b>M<sub>L</sub></b>	<b>M<sub>T</sub></b>	<b>V<sub>L</sub></b>	<b>V<sub>T</sub></b>	<b>M<sub>L,ΔM</sub></b>	<b>M<sub>T,ΔM</sub></b>
	<b>[kN]</b>	<b>[kNm]</b>	<b>[kNm]</b>	<b>[kN]</b>	<b>[kN]</b>	<b>[kNm]</b>	<b>[kNm]</b>
A1_STR.1.max.N(max)	62159	23014	174	11479	567	49646	1488
A1_STR.1.max.N(min)	57041	7149	2270	11479	355	33780	3094
A1_STR.2a.max.N(max)	62158	23013	-241	11479	451	49644	804
A1_STR.2a.max.N(min)	57040	7147	1855	11479	239	33779	2409
A1_STR.2b.max.N(max)	62153	22995	269	11479	587	49627	1630
A1_STR.2b.max.N(min)	57035	7130	2366	11479	375	33761	3235
SLV Z.1	40620	62626	24035	16750	4547	101485	34584
SLV Z.2	40753	8209	53264	5025	11138	19866	79103
RARA.1.max.N(max)	44728	12969	704	8503	374	32696	1572
RARA.1.max.N(min)	42358	5623	1839	8503	282	25350	2493
RARA.2a.max.N(max)	44727	12968	397	8503	288	32695	1065
RARA.2a.max.N(min)	42358	5622	1532	8503	196	25349	1986
RARA.2b.max.N(max)	44723	12955	775	8503	389	32682	1677
RARA.2b.max.N(min)	42354	5609	1910	8503	297	25336	2598
FREQUENTE.2a.max.N(max)	43052	12961	-351	7677	90	30771	-141
FREQUENTE.2a.max.N(min)	40682	5615	809	7677	2	23425	814
FREQUENTE.2b.max.N(max)	43047	12948	27	7677	191	30758	470
FREQUENTE.2b.max.N(min)	40678	5602	1162	7677	99	23412	1391
QUASI.PERMANENTE	39557	5588	1160	7126	60	22120	1299

Per la valutazione delle sollecitazioni nel plinto di fondazione, è necessario valutare preventivamente le sollecitazioni agenti nei pali di fondazione. Tali sollecitazioni sono state valutate mediante una ripartizione rigida delle sollecitazioni agenti a base plinto. Nel calcolo degli sforzi nei pali si è tenuto del parametro  $\alpha$  (vedi paragrafo 4) sia per la valutazione dello sforzo nei pali (effetto della deformabilità a taglio degli stessi pali) sia per la valutazione del momento flettente agente in testa al palo ( $M_{Ed} = \alpha V_{Ed}$ ). La situazione peggiore risulta essere sempre quella sismica.

Si riportano nel seguito le coordinate dei pali di fondazione e per ogni combinazione di carico, le sollecitazioni nei pali sollecitati dal massimo e dal minimo sforzo normale.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA PESCARA – BARI</b> <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI – LESINA</b> <b>Lotti 2 e 3 – RADDOPPOI TERMOLI-RIPALTA</b>					
	Opere d'arte maggiore – IV01 Cavalcavia in viadotto Variante ex SS16 ter: Relazione di calcolo spalle	COMMESSA <b>L102</b>	LOTTO <b>02 D 78</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>IV010 003</b>	REV. <b>A</b>


Pali												
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
<b>z</b>	-4.50	-4.50	-4.50	-4.50	0.00	0.00	0.00	0.00	4.50	4.50	4.50	4.50
<b>y</b>	6.75	2.25	-2.25	-6.75	6.75	2.25	-2.25	-6.75	6.75	2.25	-2.25	-6.75
<b>z<sup>2</sup></b>	20.25	20.25	20.25	20.25	0.00	0.00	0.00	0.00	20.25	20.25	20.25	20.25
<b>y<sup>2</sup></b>	45.56	5.06	5.06	45.56	45.56	5.06	5.06	45.56	45.56	5.06	5.06	45.56
<b>W<sub>Y</sub></b>	45.00	135.00	-135.00	-45.00	45.00	135.00	-135.00	-45.00	45.00	135.00	-135.00	-45.00
<b>W<sub>Z</sub></b>	-36.00	-36.00	-36.00	-36.00	0.00	0.00	0.00	0.00	36.00	36.00	36.00	36.00

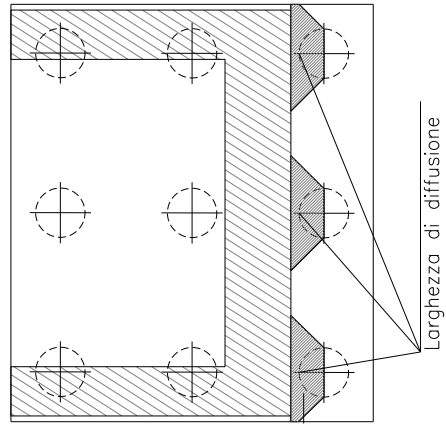
**Tabella 22 – Numero di pali e coordinate rispetto al baricentro del plinto**

**Tabella 23 – Massime e minime sollecitazioni nei pali di fondazione**

SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI						
Combo	N <sub>min</sub>		N <sub>max</sub>		V <sub>max</sub>	M <sub>max</sub>
	Palo	[kN]	Palo	[kN]	[kN]	[kNm]
A1_STR.1.max.N(max)	4	3768	9	6592	958	2222
A1_STR.1.max.N(min)	4	3746	9	5760	957	2220
A1_STR.2a.max.N(max)	4	3783	9	6577	957	2221
A1_STR.2a.max.N(min)	4	3762	9	5745	957	2220
A1_STR.2b.max.N(max)	4	3765	9	6594	958	2222
A1_STR.2b.max.N(min)	4	3743	9	5763	957	2220
SLV Z.1	4	-203	9	6973	1446	3355
SLV Z.2	4	1086	9	5706	1018	2362
RARA.1.max.N(max)	4	2784	9	4670	709	1646
RARA.1.max.N(min)	4	2770	9	4289	709	1645
RARA.2a.max.N(max)	4	2795	9	4659	709	1645
RARA.2a.max.N(min)	4	2782	9	4278	709	1644
RARA.2b.max.N(max)	4	2782	9	4672	709	1646
RARA.2b.max.N(min)	4	2768	9	4291	709	1645
FREQUENTE.2a.max.N(max)	1	2730	12	4446	640	1484
FREQUENTE.2a.max.N(min)	4	2721	9	4059	640	1484
FREQUENTE.2b.max.N(max)	4	2722	9	4452	640	1485
FREQUENTE.2b.max.N(min)	4	2709	9	4071	640	1484
QUASI.PERMANENTE	4	2653	9	3940	594	1378

Il tacco anteriore del plinto di fondazione è stato verificato ipotizzando un meccanismo di tirante puntone. Si riporta di seguito la verifica. La larghezza di diffusione è stata valutata in corrispondenza del filo anteriore del muro frontale, mediante una diffusione a 45° a partire dal piano medio del palo (vedi figura seguente), mentre l'altezza della biella compressa è stata valutata pari a 0.2 dp (con dp altezza utile della sezione del plinto). La verifica è stata eseguita in corrispondenza del palo più sollecitato (generalmente quello di spigolo).

	<b>LINEA PESCARA – BARI</b> <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI – LESINA</b> <b>Lotti 2 e 3 – RADDOPPOI TERMOLI-RIPALTA</b>					
	Opere d'arte maggiore – IV01 Cavalcavia in viadotto Variante ex SS16 ter: Relazione di calcolo spalle	COMMESSA <b>L102</b>	LOTTO <b>02 D 78</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>IV010 003</b>	REV. <b>A</b>




**Figura 1 – Diffusione delle azioni dal palo al muro frontale**

**Tabella 24 – Verifica dello zoccolo anteriore del plinto di fondazione con meccanismo tirante-puntone**

<b>VERIFICA DELLO ZOCCOLO ANTERIORE DEL PLINTO DI FONDAZIONE</b>	
Nmax (palo)	6973 kN
Dist. Asse palo-bordo muro frontale	0.45 m
Diametro palo	1.50 m
Larghezza di diffusione	2.30 m
Spessore della Fondazione	2.50 m
Copriferro nominale	0.10 m
Altezza utile della sezione	2.37 m
Altezza della biella compressa	0.5 m
Sforzo di Trazione	1653 kN
Sforzo di compressione	7166 kN
Diametro armatura primo strato	28 mm
Passo armatura primo strato	10 cm
Diametro armatura secondo strato	0 mm
Passo armatura secondo strato	10 cm
Area complessiva delle armature	14162 mm <sup>2</sup>
Tensione nel calcestruzzo	6.6 Mpa
Tensione nell'acciaio	116.8 Mpa

I valori di tensione ottenuti sono inferiori ai limiti di normativa riportati al paragrafo 7.2.2. La verifica è pertanto soddisfatta.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA PESCARA – BARI</b> <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI – LESINA</b> <b>Lotti 2 e 3 – RADDOPPOI TERMOLI-RIPALTA</b>					
Opere d'arte maggiore – IV01 Cavalcavia in viadotto Variante ex SS16 ter: Relazione di calcolo spalle	COMMESSA <b>L102</b>	LOTTO <b>02 D 78</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>IV010 003</b>	REV. <b>A</b>	FOGLIO <b>44 di 51</b>

## 10.2 pali di fondazione

Per ricavare le sollecitazioni agenti nei pali di fondazione è stato considerato un modello di plinto rigido, in cui l'azione assiale nei pali viene valutata assumendo una rotazione rigida del plinto (palo impedito di ruotare in testa), tenendo poi conto, in maniera approssimata mediante la definizione di un apposito coefficiente, degli effetti flessionali sui pali dovuti ai carichi trasmessi dalla spalla, come mostrato nelle immagini riportate alla pagina successiva.

Lo sforzo normale nei pali è quindi calcolato come segue:

$$N_i = \frac{N_{Ed}}{n} \pm \frac{(M_{Ed})d_i}{\sum_i d_i^2}$$

Le azioni di taglio sono suddivise equamente tra i pali, mentre il momento agente a quota testa pali è direttamente proporzionale al taglio mediante un coefficiente  $\alpha$  (espresso in metri):

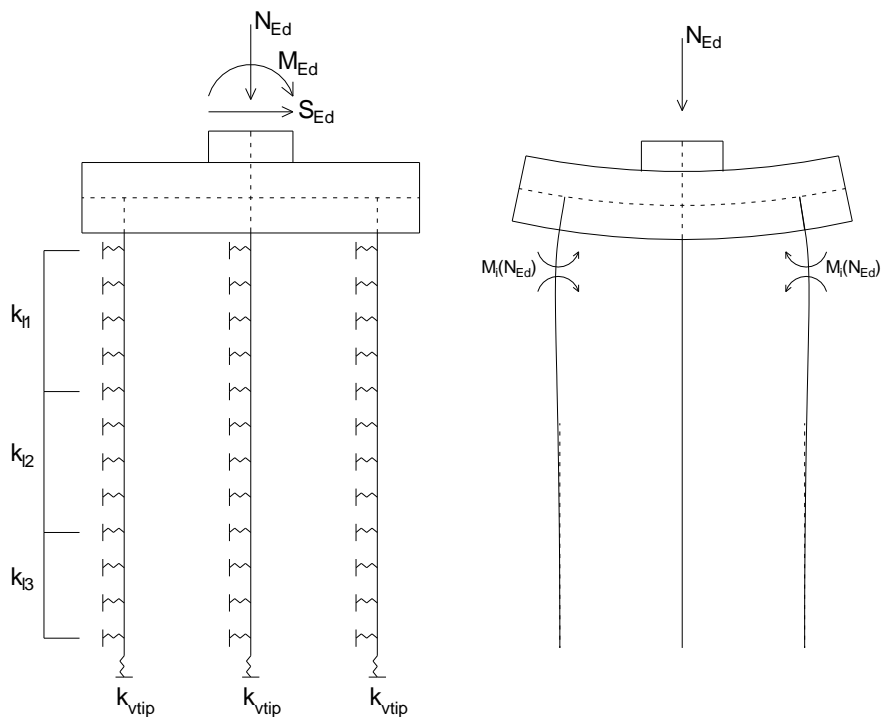
$$M_i(V_{Ed}) = \alpha \frac{V_{Ed}}{n}$$

Il coefficiente  $\alpha$  dipende principalmente dalle caratteristiche di rigidità relative palo-terreno e, generalmente, fornisce un valore delo momento sollecitante conservativo. Fissato il diametro del palo,  $\alpha$  dipende quindi dalla rigidità del terreno. Per l'opera in esame sono quindi definiti i seguenti valori:

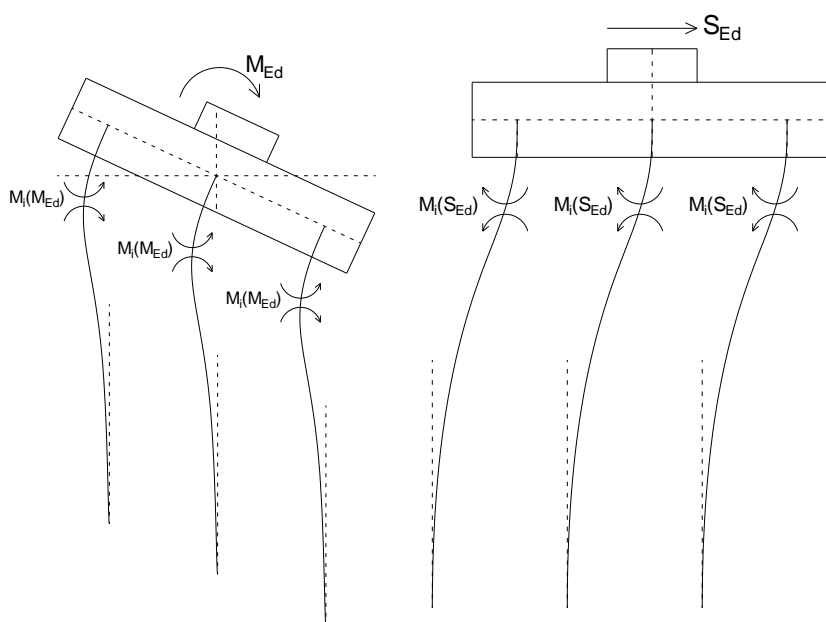
<b>D<sub>palo</sub> [m]</b>	<b><math>\alpha</math> [m]</b>
1.5	2.32

Si rimanda alla relazione geotecnica per maggiori dettagli relativi al calcolo di tale parametro.

Le azioni derivanti da questo modello sono quindi confrontate con la curve di capacità portante dei pali di fondazione riportata nella relazione geotecnica.




**Figura 2 – Modello del plinto su pali ed effetto flessionale su pali dovuto al carico assiale agente sul plinto (a destra)**



**Figura 3 – Effetto flessionale sui pali dovuti al momento flettente (a sinistra) e al taglio (a destra) agenti sul plinto**

I pali saranno armati longitudinalmente con un I strato di  $60\phi 28$  a doppiette e con un II strato di  $30\phi 28$ . Inoltre si prevede una spirale  $\phi 12/10$  (2 bracci resistenti). Tale armatura costituisce la prima gabbia di armatura del palo e si

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA PESCARA – BARI</b> <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI – LESINA</b> <b>Lotti 2 e 3 – RADDOPPOI TERMOLI-RIPALTA</b>					
	Opere d'arte maggiore – IV01 Cavalcavia in viadotto Variante ex SS16 ter: Relazione di calcolo spalle	COMMESSA <b>L102</b>	LOTTO <b>02 D 78</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>IV010 003</b>	REV. <b>A</b>

estende per 18 metri a partire dalla testa del palo. Le successive gabbie di armatura potranno essere realizzate con un'armatura longitudinale e trasversale pari alla metà di quella verificata.

Palo	Sezione di verifica	Armatura	
	D [m]	Armatura longitudinale	Taglio
Φ1500	1.5	I Strato: 2x30φ28 II Strato: 30 φ 28	Spirale φ12/10

PALO - Verifiche allo SLU						
Combinazioni		N kN	Mlong kNm	Tlong kN	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
Max N	SLV Z.1	-203	3355	1446	3.24	2.3
Min N	SLV Z.1	6973	3355	1446	3.38	2.3
Max VL	SLV Z.1	6973	3355	1446	3.38	2.3

PALO - Verifiche allo SLE							
Combinazioni		N kN	Mlong kNm	Tlong kN	σ <sub>c</sub> Mpa	σ <sub>s</sub> Mpa	Wk mm
RARA	RARA.2b.max.N(min)	2768	1645	709	4.35	36.20	0.000
	RARA.2b.max.N(max)	4672	1646	709	-4.81	15.20	0.000
FREQ	FREQUENTE.2b.max.N(min)	2709	1484	640	-3.97	29.85	0.000
	FREQUENTE.2b.max.N(max)	4452	1485	640	-4.41	11.65	0.000
QP	QUASI.PERMANENTE	2653	1378	594	-3.71	26.00	0.000
	QUASI.PERMANENTE	3940	1378	594	-4.04	12.50	0.000

**Tabella 25 – Verifica dei pali di fondazione**


### 10.2.1 Verifiche di capacità portante Palo singolo

In accordo con le curve di capacità portante ottenute per il viadotto in esame, nelle seguenti tabelle si riporta le lunghezze dei pali utilizzate. Agli SLE si è verificato che il rapporto tra la resistenza laterale e il carico assiale in combinazione caratteristica risulti maggiore di 1.25, come prescritto dalla normativa ferroviaria.

FONDAZIONE			SFORZI NEI PALI SLU		SFORZI NEI PALI SLE				
D <sub>pali</sub> [m]	n <sub>pali</sub> [m]	L <sub>pali</sub> [m]	Combinazione	N <sub>min</sub> [kN]	Q <sub>d,c</sub> [kN]	Combinazione	N <sub>min</sub> [kN]	Q <sub>ll,k</sub> [kN]	Q <sub>ll/Nmin</sub> [-]
1.5	12	25	SLV Z.1	6973	10518	RARA.2b.max.N(min)	4672	11100	2.38

**Tabella 26 – Verifica della portanza verticale dei pali di fondazione**

Per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione geotecnica.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA PESCARA – BARI</b> <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI – LESINA</b> <b>Lotti 2 e 3 – RADDOPPOI TERMOLI-RIPALTA</b>					
	Opere d'arte maggiore – IV01 Cavalcavia in viadotto Variante ex SS16 ter: Relazione di calcolo spalle	COMMESSA <b>L102</b>	LOTTO <b>02 D 78</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>IV010 003</b>	REV. <b>A</b>

### 10.2.2 Verifiche capacità portante Pali Di Gruppo

La valutazione del carico limite verticale di una palificata è eseguito con la seguente relazione:

$$Q_{d, Gruppo} = N \cdot E \cdot Q_{d, \text{ singolo palo}}$$

La resistenza a carico verticale della palificata è data dal prodotto della resistenza del palo singolo ( $Q_{d, \text{ singolo palo}}$ ) per il numero  $N$  di pali del gruppo e per il fattore  $E$  di efficienza della palificata. In particolare l'efficienza è valutata con la formulazione empirica di Converse Labarre.

Nel seguito si riportano le verifiche eseguite per le pile in esame:

Lpali	Rd = Q <sub>d</sub>	PORTANZA PALI DI GRUPPO								
		Dametro	interasse	n. pali x fila	m. n. fila	Φ	E efficienza	N <sub>max, SLU</sub>	Q <sub>d Gruppo</sub>	FS
[m]	[kN]	[m]	[m]	[-]	[-]	[°]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
25	10518	1.5	4.5	4	3	18.43	0.71	62159	89591	1.44

### 10.2.3 Capacità portante laterale dei pali di fondazione

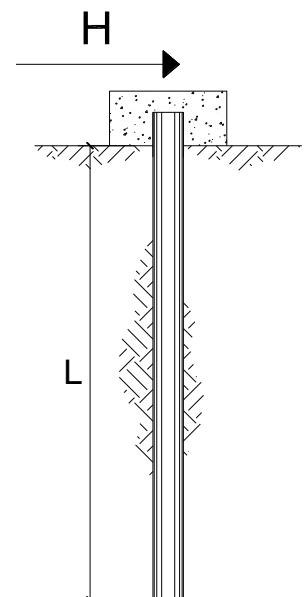
Per i pali di fondazione da realizzare nei terreni non suscettibili ai fenomeni di liquefazione, le verifiche di capacità portante laterale dei pali di fondazione vengono eseguite secondo la consolidata metodologia di Broms (1964) per terreni incoerenti sotto falda attraverso un apposito foglio di calcolo. Per tutti i pali si configura l'ipotesi di palo lungo. Le verifiche, riportate nelle pagine seguenti, risultano soddisfatte assumendo cautelativamente un angolo d'attrito  $\phi=30^\circ$ . Le armature in testa al palo utilizzate per il calcolo del momento resistente ( $M_y$ ) sono riportate al paragrafo delle verifiche strutturali dei pali di fondazione.

#### CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA

##### TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

coefficienti parziali		A		M	R	
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	$\gamma_\phi$	$\gamma_T$	
		$\gamma_G$	$\gamma_Q$			
SLU	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	●	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		○	1.30	1.50	1.25	1.00



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.45
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto: 
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left( \frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio: 
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left( \frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo: 
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left( 3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

**DATI DI INPUT:**

Lunghezza del palo	L =	25.00	(m)		
Diametro del palo	d =	1.50	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	10638.52	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\varphi'_{med} =$	30.00	(°)	$\varphi'_{min} =$	30.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d} =$	30.00	(°)	$\varphi'_{min,d} =$	30.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ( $k_p = (1 + \sin \Phi') / (1 - \sin \Phi')$ )	$k_{p_{med}} =$	3.00	(-)	$k_{p_{min}} =$	3.00 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$ )	$\gamma =$	10.00	(kN/m <sup>3</sup> )		
Azione Tagliante (V):	V =	1446	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

Palo corto:

$H1_{med} = 42187.50$  (kN)  $H1_{min} = 42187.50$  (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 14488.04$  (kN)  $H2_{min} = 14488.04$  (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 4098.03$  (kN)  $H3_{min} = 4098.03$  (kN)

$H_{med} = 4098.03$  (kN) palo lungo  $H_{min} = 4098.03$  (kN) palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 2410.61$  (kN)

$H_d = H_k / \gamma_T = 1854.31$  (kN)


$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 1446.00$  (kN)

$FS = H_d / F_d = 1.28$

$FS (\text{gruppo}) = 1.03$

Si fa notare che per tener conto degli effetti di gruppo è stato considerato un coefficiente riduttivo del carico limite pari a 0,8 (coefficiente di gruppo).



 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA PESCARA – BARI</b> <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI – LESINA</b> <b>Lotti 2 e 3 – RADDOPPOI TERMOLI-RIPALTA</b>					
	Opere d'arte maggiore – IV01 Cavalcavia in viadotto Variante ex SS16 ter: Relazione di calcolo spalle	COMMESSA <b>L102</b>	LOTTO <b>02 D 78</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>IV010 003</b>	REV. <b>A</b>

### 10.3 Valutazione dei cedimenti in fondazione

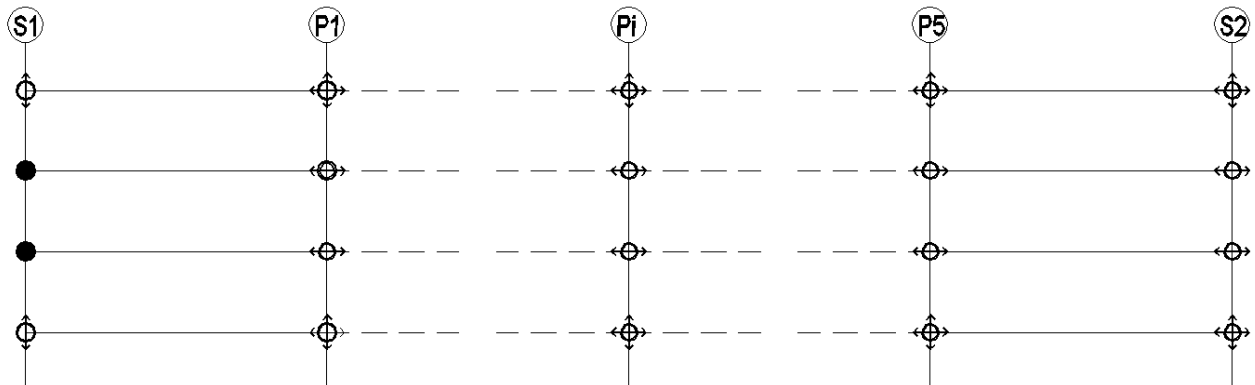
Per la valutazione dei cedimenti in fondazione si rimanda alla relazione geotecnica di calcolo per le fondazioni dei viadotti

## 11 APPOGGI E GIUNTI


### 11.1 Appoggi Spalle

Gli apparecchi d'appoggio fissi devono essere dimensionati con il criterio della GR (NTC p.to 7.9.5.4.1). Essi devono quindi essere in grado di trasmettere, mantenendo la piena funzionalità, forze orizzontali tali da produrre, nella o nelle sezioni critiche alla base della pila, un momento flettente pari a:  $\gamma_{Rd} M_{Rd}$ , dove  $M_{Rd}$  è il momento resistente della o delle sezioni critiche. Questa verifica può essere eseguita in modo indipendente per le due direzioni dell'azione sismica. Le forze determinate come sopra possono risultare superiori a quelle che si ottengono dall'analisi ponendo  $q = 1$ ; in tal caso per il progetto degli apparecchi è consentito adottare queste ultime.

Per le tabelle scarichi appoggi si rimanda alla relazione impalcato.



●	F	Appoggio fisso
⊕	M	Appoggio multidirezionale
⊖	UL	Appoggio monodirezionale longitudinale
⊕	UT	Appoggio monodirezionale longitudinale

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA PESCARA – BARI</b> <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI – LESINA</b> <b>Lotti 2 e 3 – RADDOPPOI TERMOLI-RIPALTA</b>					
	Opere d'arte maggiore – IV01 Cavalcavia in viadotto Variante ex SS16 ter: Relazione di calcolo spalle	COMMESSA <b>LI02</b>	LOTTO <b>02 D 78</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>IV010 003</b>	REV. <b>A</b>

## 11.2 Escursione dei giunti

In accordo con il p.to 2.5.2.1.5.1 del RFI DTC SICS PS MA IFS 001 A, per ponti e viadotti costituiti da una serie di travi semplicemente appoggiate di uguale luce, l'entità dell'escursione totale dei giunti e degli apparecchi di appoggio può essere valutata come segue:

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

dove:

- $E_1$  è lo spostamento dovuto alla variazione termica uniforme;
- $E_2$  è lo spostamento dovuto alla risposta della struttura all'azione sismica;
- $E_3$  è lo spostamento dovuto all'azione sismica fra le fondazioni non collegate;
- $k_1 = 0.45$  è un coefficiente che tiene conto della non contemporaneità dei valori massimi corrispondenti a ciascun evento singolo;
- $k_2 = 0.55$  è un coefficiente legato alla probabilità di moto in controfase di due pile adiacenti;
- $d_{Ed}$  è lo spostamento relativo totale tra le parti, pari allo spostamento  $d_E$  prodotto dall'azione sismica di progetto, calcolato come indicato nel paragrafo 7.3.3.3 del D.M. 14/01/2008:  $d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$

dove  $d_{Ee}$  è lo spostamento corrispondente al periodo di vibrazione della pila ricavato dallo spettro elastico in termini di spostamento e  $\mu_D = q$  per  $T_1 \geq T_C$  oppure  $\mu_D = 1 + (q-1) \cdot T_C/T_1$  per  $T_1 < T_C$  e con la limitazione  $\mu_D \leq 5q-4$  ( $q$  è il fattore di struttura). Nel caso delle spalle. Data la loro elevata rigidezza si assume  $d_{Ee}=0$

- $d_{eg}$  è lo spostamento relativo tra le parti dovuto agli spostamenti relativi del terreno, da valutare secondo il paragrafo 3.2.3.3 del D.M. 14/01/2008. Il valore di spostamento assoluto orizzontale massimo del suolo ( $d_g$ ) di un punto può calcolarsi secondo l'espressione seguente:

$$d_g = 0.025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C T_D$$

dove  $a_g$ ,  $S$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  sono le grandezze definite al paragrafo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** Nel caso in esame si suppone in via cautelativa che tale spostamento assoluto coincida con lo spostamento relativo tra due punti, ossia si sta valutando lo spostamento relativo della fondazione in esame rispetto ad un punto fermo.

Di seguito è riportato il calcolo per le sottostrutture in esame:

Calcolo escursione longitudinale dei giunti													
Azione termica				Azione sismica					Azione sismica in fondazione		Escursione giunti		Limitazioni Normative
L	$\Delta T$	$D_t$	$E_1$	$T_1$	$\mu_d$	$d_E$	$k_2$	$E_2$	$d_g$	$E_3$	$k_1$	$E_L$	$E_L = \max(E_0 + E_i)$
[mm]	[°]	[mm]	[mm]	[s]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm]	[mm]
240000	25.0	60.00	120.0	-	-	0.00	-	0.00	72.4	144.84	0.45	119.18	480.0

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

Opere d'arte maggiore – IV01 Cavalcavia in viadotto Variante ex SS16 ter: Relazione di calcolo spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
L102	02 D 78	CL	IV010 003	A	51 di 51

Per valori di  $a_g(SLV) < 0.25g$  :  $E_L \geq \max(0.10m; 2.3 \cdot L/1000 + 0.073)$  =  $E_{Lmin \text{ Non sismica}}$  625.0 mm

Per valori di  $a_g(SLV) \geq 0.25g$  :  $E_L \geq \max(0.15m; 3.3 \cdot L/1000 + 0.1)$  =  $E_{Lmin \text{ sismica}}$  892.0 mm

ove:  $L =$  Lunghezza del ponte (m)

Nel caso in esame: Classe zona: Non Sismica

In definitiva:

$E_L =$  625.0 mm

Pertanto:

**ESCURSIONE DEI GIUNTI ( $\delta_{Giu}$ )**

$\delta_{GIU} = \pm E_L/2 + 10mm = \pm$  322.5 mm

**AMPIEZZA DEI VARCHI ( $v$ )**

$V \geq E_L/2 + V_0 =$  332.5 mm

ove:  $V_0 = 20$  mm