

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



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

**U.O. INFRASTRUTTURE SUD**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**LINEA PESCARA - BARI**

**RADDOPPIO TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA**

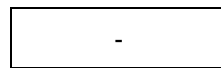
**LOTTI 2 e 3 – RADDOPPIO TERMOLI - RIPALTA**

Opere d'arte maggiore – Ponti e Viadotti Ferroviari

VI08 – Ponte su canale km. 18+066,600 e km 18+081,500

Relazione di calcolo Spalla S1

SCALA:



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

L I 0 2    0 2    D    7 8    C L    V I 0 8 0 4    0 0 1    A

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

File: LI0202D78CLVI0804001A .doc

n. Elab.:

ITALERR S.p.A.  
Gruppo Ferrovie dello Stato  
Direzione Generale  
UO Infrastrutture Sud  
Dott. Ing. Danilo Tiberti  
Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10874

## INDICE

1	PREMESSA	4
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	5
2.1	Descrizione della spalla in esame	7
3	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	8
3.1	Categoria di sottosuolo	8
3.2	Capacità portante dei pali	8
4	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	9
4.1	Documenti Referenziati	9
4.2	Unità di misura	9
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	10
5.1	Classi di esposizione e copriferri	10
5.2	Calcestruzzo pali e plinti di fondazione $R_{ck} > 30$ Mpa (C25/30)	11
5.3	Calcestruzzo parti in elevazione pile e spalle e solettoni $R_{ck} > 40$ Mpa (C32/40)	11
5.4	Acciaio d'armatura B450C	11
6	ANALISI DEI CARICHI	12
6.1	Azione del vento (Q6)	17
6.1.1	Azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario	21
6.2	Azioni Sismiche (Q7)	23
6.2.1	Vita nominale	24
6.2.2	Classe d'uso	25
6.2.3	Periodo di riferimento	26
6.2.4	Valutazione dei parametri di pericolosità sismica	26
6.2.5	Caratterizzazione sismica del terreno	26
6.2.6	Parametri sismici di calcolo e spettro elastico di risposta	28
6.2.7	Spettri di risposta di progetto	30
6.3	Resistenze Parassite dei vincoli (Q8)	32
6.4	Gruppi di Carico	32
7	COMBINAZIONI DI CARICO	33
8	CRITERI DI VERIFICA	36
8.1	Verifica agli SLU: Pressoflessione e Taglio	36
8.1.1	Verifica a pressoflessione	36
8.1.2	Verifica a taglio	36
8.2	Verifica agli SLE: Limitazione delle Tensioni e Fessurazione	37
8.2.1	Verifica di fessurazione	37
8.2.2	Verifica delle tensioni di esercizio	38
9	MODELLO DI CALCOLO	38

VI08 – Ponte su canale km. 18+066,600 a km  
18+081,500: Relazione di calcolo Spalla S1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02D78	CL	VI0804001	A	3 di 62

9.1	Condizioni statiche	38
9.2	Condizioni sismiche	40
10	VERIFICA DELLA SPALLA FISSA S01	41
10.1	MURO FRONTALE	41
10.2	Muro paraghiaia	45
10.3	Muri laterali	46
11	VERIFICA DELLE FONDAZIONI	47
11.1	plinto di fondazione	47
11.2	pali di fondazione	51
11.3	Verifiche di capacità portante	53
11.3.1	Capacità portante Pali Di Gruppo	53
11.4	Capacità portante laterale dei pali di fondazione	54
11.5	Valutazione dei cedimenti in fondazione	55
12	APPOGGI EGIUNTI	56
12.1	Appoggi	56
12.2	Escursione dei giunti	60
13	CONCLUSIONI	62



**LINEA PESCARA - BARI**  
**RADDOPPIO TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA**  
**LOTTI 2 e 3 – RADDOPPIO TERMOLI - RIPALTA**

VI08 – Ponte su canale km. 18+066,600 a km  
18+081,500: Relazione di calcolo Spalla S1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02D78	CL	VI0804001	A	4 di 62

## 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.

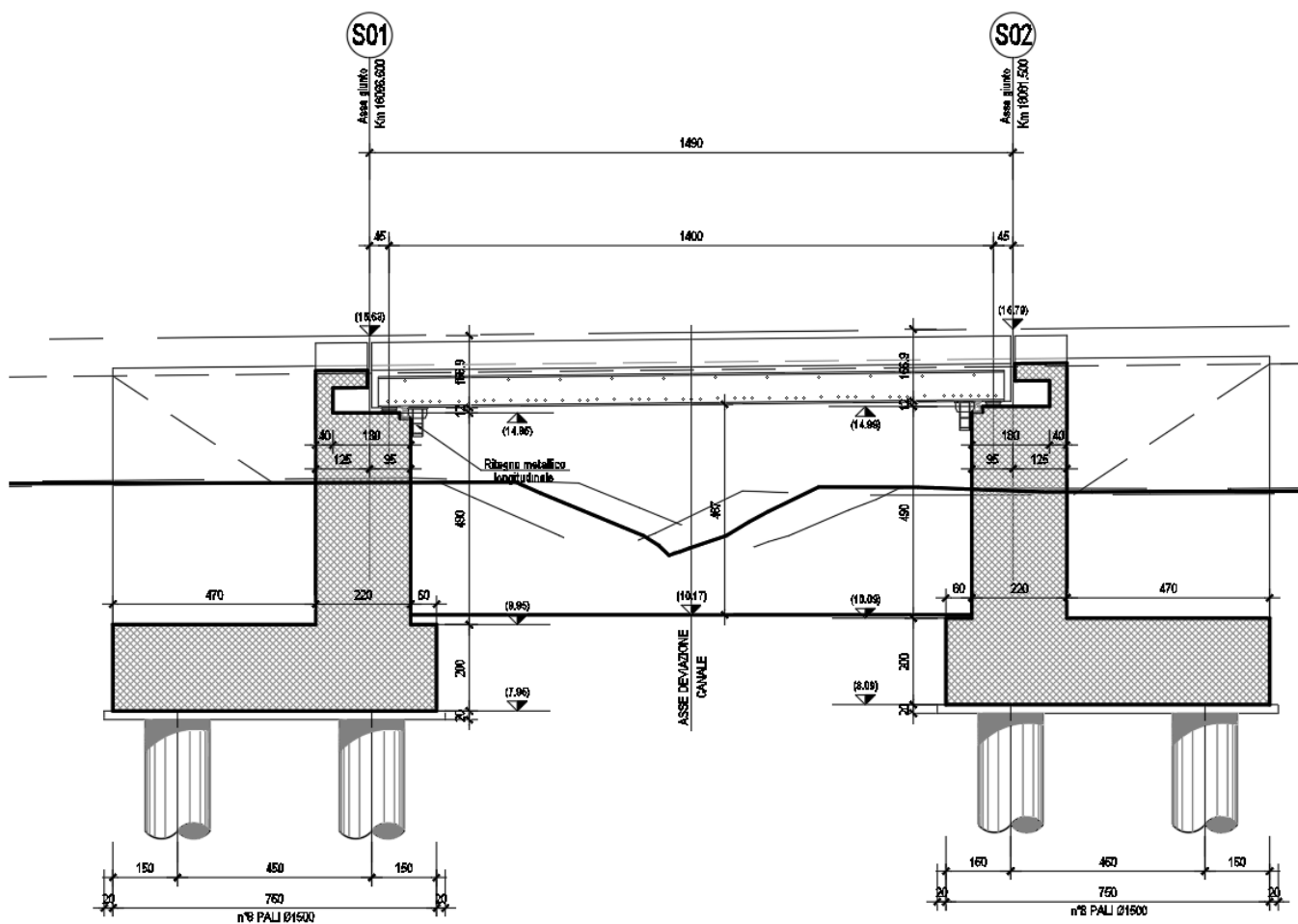
L'opera oggetto delle analisi riportate nei paragrafi seguenti rientra fra quelle inserite nella categoria denominata "OPERE PRINCIPALI – PONTI E VIADOTTI".

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.

## 2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione ha per oggetto l'analisi e la verifica della Spalla 01 che sostiene la campata a travi incorporate da 14.9 m del viadotto ferroviario denominato VI08, previsto tra le progressive chilometriche 18+066.60 e 18+081.50.

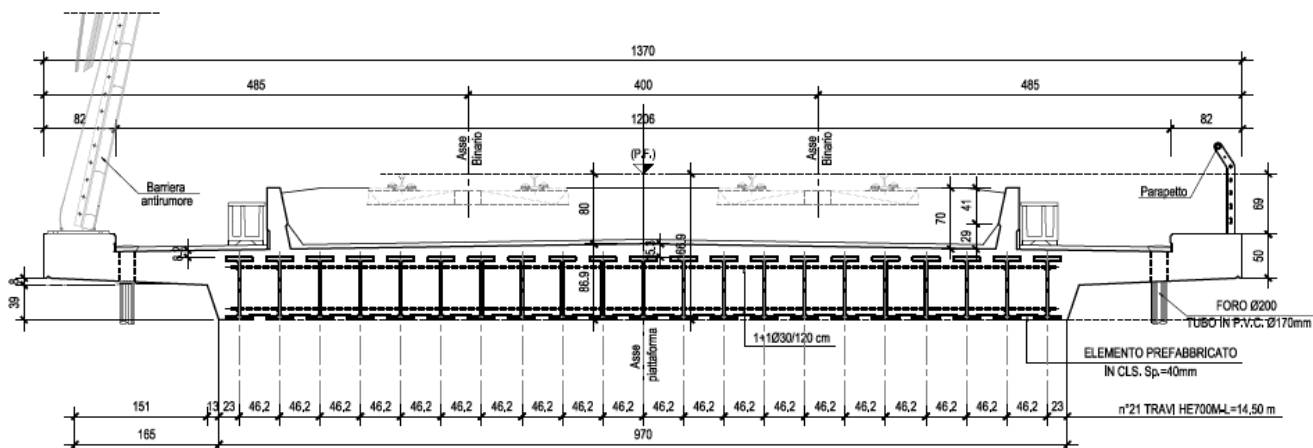
La piattaforma ha una larghezza totale di 13.70 m ed ospita due binari posti ad interasse di 4.0 m.



**Figura 1 – Profilo longitudinale VI08**

Gli impalcati a travi incorporate sono costituiti da da travi metalliche incorporate da un getto di completamento in c.a. che realizza anche gli aggetti laterali. La larghezza complessiva dell'impalcato è pari a 13.70 m su cui gravano 2 binari posti ad interasse pari a 4.00 m, in maniera simmetrica rispetto alla mezzeria del viadotto. Per maggiori dettagli riguardanti l'impalcato si rinvia alla relazione specifica.

**SEZIONE TRASVERSALE-Scala 1:50**



**Figura 2 - Sezione trasversale impalcato**

Nel presente documento si analizzano alcune delle sottostrutture del viadotto in esame.

WBS	SPALLE	H <sub>calcolo</sub>	IMPALCATI							SISMA		FONDAZIONE				
			R <sub>min</sub>	Lato sx	L	App.	Lato dx	L	App.	Zona Sismica	Categoria Sottosuolo	D <sub>pali</sub>	n <sub>pali</sub>	Stratig.	Liquefaz.	Scalzam.
			[m]													
VI08	S01	4.9	∞	-	-	-	Travi inc.	14.9	Fisso	S3	B	1.5	8	1	NO	-
	S02	4.9	∞	Travi inc.	14.9	Mobile	-	-	-	S3	B	1.5	8	1	NO	-

**Tabella 1 – Sintesi delle spalle del viadotto VI08**

Oggetto del presente documento sono quindi le analisi e le verifiche delle spalle, in particolare della spalla S01, relativa all'impalcato a travi incorporate.

## 2.1 DESCRIZIONE DELLA SPALLA IN ESAME

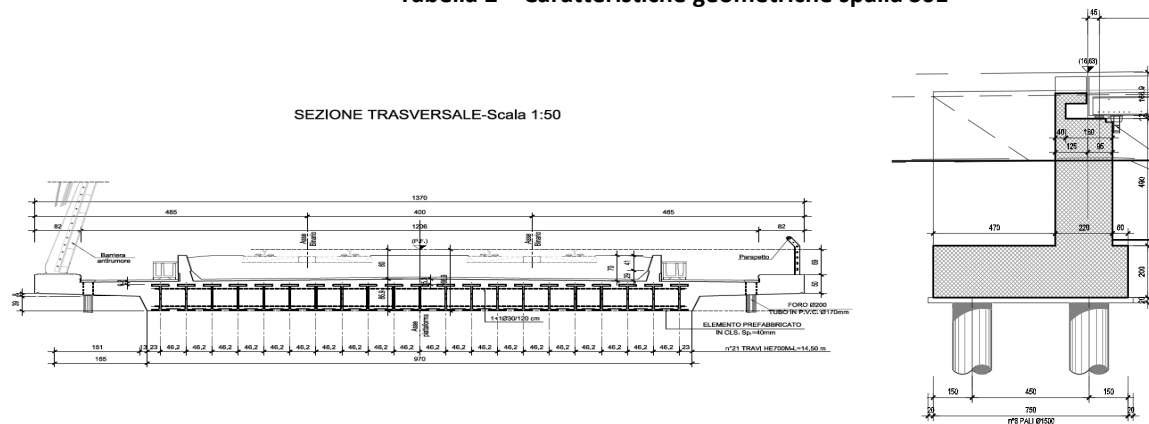
Le sottostrutture consistono in due spalle con fondazioni di tipo profondo su pali. La spalla indicata con “S01” è la spalla fissa mentre quella indicata con “S02” è la spalla mobile. Il presente documento contiene le verifiche strutturali e geotecniche della spalla S01.

Di seguitosi riportano le principali caratteristiche geometriche delle sottostrutture.

### SPALLA FISSA S01

- Altezza muro frontale: 4.90 m
- Spessore muro frontale: 2.20 m
- Altezza muro paraghiaia: 1.00 m
- Spessore muro paraghiaia: 0.40 m
- Spessore plinto di fondazione: 2.00 m
- Lunghezza plinto di fondazione: 7.50 m
- Larghezza plinto di fondazione: 16.50 m
- Spessori muri laterali: 1.20 m
- Pali: 8 $\phi$ 1500, Interasse: 4.50 m, L = 36.0 m

**Tabella 2 – Caratteristiche geometriche spalla S01**



**Figura 3 – Sezioni in direzione longitudinale e trasversale**

### 3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

#### 3.1 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

Dalle indagini sismiche (S23; M11) è possibile determinare la categoria di sottosuolo di riferimento per la definizione dell'azione sismica; per l'opera in esame si assume una categoria di sottosuolo B

#### 3.2 CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI

Nella seguente tabella si riportano la stratigrafia ed i parametri geotecnici principali per il calcolo della capacità portante dei pali dell'opera in esame.

Tabella 3 – Stratigrafia e parametri di calcolo

Unità geotecnica	Profondità [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'$ [°]	cu [kPa]	qb,lim [kPa]
bn2	Da 0.0 a 11.0	19.5	35	-	4300
bn3	Da 11.0 a 15.0	19.5	-	150	-
bn2	Da 15.0 a 25.0	19.5	35	-	4300
bn3	Da 25.0 a 40.0	19.5	-	150	-

La capacità portante per le fondazioni del viadotto è stata valutata per pali di grande diametro  $D=1500$  mm considerando l'Approccio 2 (A1+M1+R3) di normativa e quindi con i seguenti coefficienti parziali sulle resistenze di base e laterale:

- $N$ . 2 verticali di indagine, da cui  $\xi_3 = 1.65$ ,
- $F_{SL}$  = fattore di sicurezza per la portata laterale a compressione ( $=\xi_3 \cdot \gamma_s = 1.90$ ).
- $F_{SB}$  = fattore di sicurezza per la portata di base ( $=\xi_3 \cdot \gamma_b = 2.20$ ).

Quindi per la verifica di capacità portante del palo si dovranno verificare le seguenti due condizioni:

- $N_{max,SLU} < Q_d$ , la massima sollecitazione assiale (sia statica, che sismica) allo SLU dovrà essere inferiore alla portata di progetto del palo (riportata nelle seguenti tabelle);
- $N_{max,SLE} < Q_{ll} / 1.25$  la massima sollecitazione assiale allo SLE RARA dovrà essere inferiore alla portata laterale limite del palo ( $Q_{ll}$ , riportata nelle seguenti tabelle) con un fattore di sicurezza di 1.25.

Inoltre si è considerato:

- testa palo a 2.5 m di profondità da p.c.;
- falda a 5 m da p.c..

Per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione geotecnica.





LINEA PESCARA - BARI  
RADDOPPIO TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA  
LOTTI 2 e 3 – RADDOPPIO TERMOLI - RIPALTA

VI08 – Ponte su canale km. 18+066,600 a km  
18+081,500: Relazione di calcolo Spalla S1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02D78	CL	VI0804001	A	9 di 62

## 4 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### 4.1 DOCUMENTI REFERENZIATI

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

- [N.1]. L. n. 64 del 2/2/1974 "Provvedimento per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- [N.2]. L. n. 1086 del 5/11/1971 "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".
- [N.3]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14-01-08 (NTC-2008);
- [N.4]. Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008;
- [N.5]. 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.
- [N.6]. Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010.
- [N.7]. RFI DTC SI MA IFS 001 B del 22-12-17 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili.
- [N.8]. RFI DTC SI SP IFS 001 C – Capitolato generale tecnico di Appalto delle opere civili.
- [N.9]. CNR-DT207/2008 Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni.
- [N.10]. UNI 11104: Calcestruzzo: Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1

### 4.2 UNITÀ DI MISURA

Le unità di misura usate nella relazione:

lunghezze [m]; forze [kN]; momenti [kNm] tensioni [Mpa]

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA PESCARA - BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA</b> <b>LOTTI 2 e 3 – RADDOPPIO TERMOLI - RIPALTA</b>					
	VI08 – Ponte su canale km. 18+066,600 a km 18+081,500: Relazione di calcolo Spalla S1	COMMESSA <b>LI02</b>	LOTTO <b>02D78</b>	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0804001	REV. A

## 5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

### 5.1 CLASSI DI ESPOSIZIONE E COPRIFERRI

Con riferimento alle specifiche di cui alla norma UNI EN 206-2004 e UNI 11104 2016, 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;

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.

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

- 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 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.

## 5.2 CALCESTRUZZO PALI E PLINTI DI FONDAZIONE $R_{ck} > 30$ MPA (C25/30)

- |  |  |
|--|--|
| ▪ $R_{ck} = 30$ MPA                              | resistenza caratteristica cubica a 28 giorni     |
| ▪ $f_{ck} = 25$ MPA                              | resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni |
| ▪ $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33$ MPA                 | resistenza cilindrica valore medio               |
| ▪ $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.56$ MPA | resistenza media a trazione semplice (assiale)   |
| ▪ $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.80$ MPA       | resistenza caratteristica a trazione             |
| ▪ $E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 31476$ MPA | modulo elastico                                  |
| ▪ $\gamma = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>              | peso per unità di volume                         |

### Resistenze di progetto allo SLU

- |   |                                       |
|---|---------------------------------------|
| ▪ $f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 14.2$ MPA; $\gamma_c = 1.50$ | resistenza di progetto a compressione |
| ▪ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.20$ MPA                             | resistenza di progetto a trazione     |

### Resistenze di progetto allo SLE

- |   |   |
|---|---|
| ▪ $\sigma_{c,r} = 0.55 \cdot f_{ck} = 13.8$ MPA | tensione limite in combinazione caratteristica (rara) |
| ▪ $\sigma_{c,f} = 0.40 \cdot f_{ck} = 10.0$ MPA | tensione limite in combinazione quasi permanente      |
| ▪ $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.13$ MPA         | tensione limite di fessurazione (trazione)            |

## 5.3 CALCESTRUZZO PARTI IN ELEVAZIONE PILE E SPALLE E SOLETTONI $R_{ck} > 40$ MPA (C32/40)

- |  |  |
|--|--|
| ▪ $R_{ck} = 40$ MPA                              | resistenza caratteristica cubica a 28 giorni     |
| ▪ $f_{ck} = 32$ MPA                              | resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni |
| ▪ $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 40$ MPA                 | resistenza cilindrica valore medio               |
| ▪ $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.02$ MPA | resistenza media a trazione semplice (assiale)   |
| ▪ $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.12$ MPA       | resistenza caratteristica a trazione             |
| ▪ $E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 33346$ MPA | modulo elastico                                  |
| ▪ $\gamma = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>              | peso per unità di volume                         |

### Resistenze di progetto allo SLU

- |   |                                       |
|---|---------------------------------------|
| ▪ $f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 18.1$ MPA; $\gamma_c = 1.50$ | resistenza di progetto a compressione |
| ▪ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.69$ MPA                             | resistenza di progetto a trazione     |

### Resistenze di progetto allo SLE

- |   |   |
|---|---|
| ▪ $\sigma_{c,r} = 0.55 \cdot f_{ck} = 17.6$ MPA | tensione limite in combinazione caratteristica (rara) |
| ▪ $\sigma_{c,f} = 0.40 \cdot f_{ck} = 12.8$ MPA | tensione limite in combinazione quasi permanente      |
| ▪ $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.52$ MPA         | tensione limite di fessurazione (trazione)            |

## 5.4 ACCIAIO D'ARMATURA B450C

- |                      |  |
|----------------------|--|
| ▪ $f_{yk} = 450$ MPA | resistenza caratteristica di snervamento |
| ▪ $f_{tk} = 540$ MPA | resistenza caratteristica a rottura      |
| ▪ $E_s = 210000$ MPA | modulo elastico                          |

### Resistenza di progetto allo SLU

- |  |                                       |
|--|---------------------------------------|
| ▪ $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391$ MPA ; $\gamma_s = 1.15$ | resistenza di progetto a compressione |
|--|---------------------------------------|

### Resistenza di progetto allo SLE

- |  |   |
|--|---|
| ▪ $\sigma_{s,r} = 0.75 \cdot f_{yk} = 337.5$ MPA | tensione limite in combinazione caratteristica (rara) |
|--|---|

## 6 ANALISI DEI CARICHI

Si riporta di seguito l'analisi dei carichi che caratterizzano le campate connesse alla spalla in esame. Le azioni derivanti da tale analisi sono state applicate su un modello di calcolo ad elementi finiti realizzato con il software *Midas Civil 2016* rappresentante l'impalcato, dalla quale sono state ricavati successivamente gli scarichi verticali ed orizzontali sugli appoggi fissi e mobili in modo da ottenere le azioni nella sezione di sommità della spalla. Si rimanda alla relazione tecnica relativa all'impalcato per maggiori dettagli.

Lunghezza impalcato (m) = 14.9 (distanza asse giunti)

Luce di calcolo (m) = 14 (distanza asse appoggi)

### G1 (Permanenti strutturali)

#### Impalcato :

$\gamma_{ca}$ =	25	KN/m <sup>3</sup>	
$g_{tr}$ =	2.76	KN/m	(Peso trave HE 700 M )
$A_{ca}$ =	10.15	m <sup>2</sup>	(Area impalcato)
$A_{tr}$ =	0.0383	m <sup>2</sup>	(Area travi)
$n_{travi}$ =	21	m <sup>3</sup>	(n° totale travi)
$A_{ca,netta}$ =	9.35	m <sup>2</sup>	(Area impalcato al netto delle travi)

**Tot G1 =** 291.6 KN/m (peso complessivo struttura impalcato per metro in direzione longitudinale)

N	ML	MT	TL	TT
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
2172.31	0	0	0	0

Scarichi su spalla mobile/fissa

### G2 (Permanenti non strutturali)

#### G2,1: Ballast+Armamento+Impermeabilizzazione

$\gamma_{armam}$ =	20	KN/m <sup>3</sup>	18
$L$ =	8.20	m	(lunghezza complessiva trasversale)
$s$ =	0.80	m	(spessore)

$G_{2,1}$  = 131.2 KN/m (peso complessivo armamento a metro lineare in direzione longitudinale)

#### G2,2: Muretti paraballast+Canalette portacavi+impianti

$G_{2,2}$  = 18.0 KN/m

### G2,3: Velette in c.a. a margine impalcato (n°2)

$$G_{2,3} = \boxed{13.0} \text{ KN/m} \quad (\text{peso complessivo velette a margine impalcato per metro lineare in direzione longitudinale.})$$

### G2,4: Barriere Antirumore

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

$$p_{\text{barr}} = \boxed{4.0} \text{ KN/m}^2 \quad (\text{peso barriera a metro quadro})$$

$$hb = \boxed{4.5} \text{ m} \quad (\text{Barriera H4})$$

$$nb = \boxed{2} \quad (\text{n}^\circ \text{ barriere previste})$$

$$G_{2,4} = \boxed{36.0} \text{ KN/m} \quad (\text{peso complessivo barriere antirumore a metro lineare in direzione longitudinale.})$$

N	ML	MT	TL	TT
[kN]	[kNm]	[kN/m]	[kN]	[kN]
977.44	0	0	0	0
134.10	0	0	0	0
96.85	0	0	0	0
268.20	0	0	0	0

G2,1: Scarichi su spalla mobile/fissa  
G2,2: Scarichi su spalla mobile/fissa  
G2,3: Scarichi su spalla mobile/fissa  
G2,4: Scarichi su spalla mobile/fissa

### Q1 (Carico Accidentale da traffico Ferroviario)

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

LM71X1,1

$$\text{Carico Equivalente Tagliante:} \quad \boxed{159.9} \text{ KN/m}$$

$$\text{Carico Equivalente flettente:} \quad \boxed{148.2} \text{ KN/m}$$

SW/2X1,0

$$\text{Carico Equivalente Tagliante:} \quad \boxed{153.0} \text{ KN/m}$$

$$\text{Carico Equivalente flettente:} \quad \boxed{153.0} \text{ KN/m}$$

V108 – Ponte su canale km. 18+066,600 a km  
18+081,500: Relazione di calcolo Spalla S1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
L102	02D78	CL	V10804001	A	14 di 62

et,1(m) = 2.08 m (eccentricità trasversale rispetto al baricentro impalcato 1 binario carico 2000+1435/18)

et,2(m) = 0.08 m (eccentricità trasversale rispetto al baricentro impalcato 2 binari carichi 1435/18)

Valutazione Coefficiente di Incremento dinamico:

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

$L_{\phi} =$  14 m

$\phi_2 = 0,82 + 1,44 / (L_{\phi}^{0,5} - 0,2)$  1.227  $1,00 \leq \phi_2 \leq 1,67$  (elevato standard manutentivo)

$\phi_3 = 0,73 + 2,16 / (L_{\phi}^{0,5} - 0,2)$  1.340  $1,00 \leq \phi_3 \leq 2$  (normale standard manutentivo)

Caso : normale standard manutentivo

$\phi_3 =$  1.340

$SW/2 \times \phi_3 =$  205.0 KN/m

et,2(m) = 2.08 m

<b>SW/2</b>				
N	ML	MT	TL	TT
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
<b>1527.27</b>	0	<b>3176.71</b>	0	0
<b>1527.27</b>	0	<b>3176.71</b>	0	0

Scarichi su spalla mobile  
Scarichi su spalla fissa

$LM71 \times \phi_3 =$  159.9  
0

et2(m) = 2.08 m

<b>LM71</b>				
N	ML	MT	TL	TT
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
<b>1191.26</b>	0	<b>2477.81</b>	0	0
<b>1191.26</b>	0	<b>2477.81</b>	0	0

Scarichi su spalla mobile  
Scarichi su spalla fissa

### Q3,a (Carico da avviamento)

$$Q_a = \frac{33.0}{14.9} \text{ KN/m} \quad \begin{array}{l} \text{(carico da avviamento per qualisiasi modello di treno per metro in drez long-ref} \\ \text{2.5.1.4.3.3 manuale RFI)} \\ \text{Lunghezza totale di binario da considerare caricata} \end{array}$$

SW/2

$$\alpha_{SW/2} = 1.0 \quad \text{(coefficiente di adattamento)}$$

$$ev(m) = 1.80 \quad \text{m} \quad \text{(eccentricità verticale rispetto testa muro frontale)}$$

SW/2				
N	ML	MT	TL	TT
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
63.22	0.0	0.0	0.0	0.0
63.22	0.0	0.0	491.7	0.0

Scarichi su spalla mobile  
Scarichi su spalla fissa

LM71

$$\alpha_{SW/2} = 1.1 \quad \text{(coefficiente di adattamento)}$$

$$ev(m) = 1.80 \quad \text{m} \quad \text{(eccentricità verticale rispetto testa muro frontale)}$$

LM71				
N	ML	MT	TL	TT
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
69.54	0.0	0.0	0.0	0.0
69.54	0.0	0.0	540.9	0.0

Scarichi su spalla mobile  
Scarichi su spalla fissa

### Q3,f (Carico da frenatura)

$$Q_f \text{ LM71} = \frac{20.00}{14.9} \text{ KN/m} \quad \begin{array}{l} \text{(carico da frenatura treno per metro in drez long-manuale RFI)} \\ \text{Lunghezza totale di binario da considerare caricata} \\ \alpha_{LM71} = 1.1 \quad \text{(coefficiente di adattamento)} \\ ev(m) = 1.80 \quad \text{m} \quad \text{(eccentricità verticale rispetto testa muro frontale)} \end{array}$$

LM71				
N	ML	MT	TL	TT
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
42.15	0.0	0.0	0.0	0.0
42.15	0.0	0.0	327.8	0.0

Scarichi su spalla mobile  
Scarichi su spalla fissa

$$Q_f \text{ sw2} = 35.00 \text{ KN/m} \quad \text{(carico da frenatura per metro in drez long)-manuale RFI}$$

$L =$	14.9	m	lunghezza totale di binario da considerare caricata (coefficiente di adattamento)
$\alpha_{sw2}$	1.0		
$ev(m) =$	1.80	m	

SW2				
N	ML	MT	TL	TT
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
67.05	0.0	0.0	0.0	0.0
67.05	0.0	0.0	521.5	0.0

Scarichi su spalla mobile  
Scarichi su spalla fissa

#### Q4 (Centrifuga)

$V =$	200	Km/h	Velocità di progetto
$L_r =$	20	m	lunghezza totale di binario da considerare caricata
$r =$	0	m	Raggio di curvatura
$ev(m) =$	0.00	m	(eccentricità verticale rispetto testa muro frontale)

$q_{tk} = 0.00$

#### Q5 (Serpeggio)

$Q_s =$	100.00	KN	(carico da serpeggiomanuale RFI)
$ev(m) =$	1.80	m	(eccentricità verticale rispetto testa muro frontale)

SW/2

$\alpha_{LM71}$	1.0	(coefficiente di adattamento)
-----------------	-----	-------------------------------

SW2				
N	ML	MT	TL	TT
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
0.00	0.0	180.0	0.0	100.0
0.00	0.0	180.0	0.0	100.0

Scarichi su spalla mobile  
Scarichi su spalla fissa

LM71

$\alpha_{LM71}$	1.1	(coefficiente di adattamento)
-----------------	-----	-------------------------------

LM71				
N	ML	MT	TL	TT
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
0.00	0.0	198.0	0.0	110.0
0.00	0.0	198.0	0.0	110.0

Scarichi su spalla mobile  
Scarichi su spalla fissa



## 6.1 AZIONE DEL VENTO (Q6)

L'azione del vento è valutata in accordo alla normativa vigente NTC08 e secondo quanto riportato nelle istruzioni CNR-DT207/2008.

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

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

- $q_b$  = pressione cinetica di riferimento;
- $c_e$  = coefficiente di esposizione ;
- $c_p$  = coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico);
- $c_d$  = coefficiente dinamico.

### Pressione cinetica di riferimento:

La pressione cinetica di riferimento  $q_b$  ( $N/m^2$ ) è data dall'espressione:

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

dove

$v_b$  ( $T_R$ ) = velocità di riferimento del vento (m/s) in corrispondenza del periodo di ritorno  $T_R$

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

Il sito di riferimento "Puglia/Molise" ricade in zona 3 (figura 3.3.I\_NTC 08) pertanto si ha:

### Calcolo della pressione cinetica di riferimento (NTC 08)

ZONA	3		
$V_{b,o}$ =	27.00	m/s	Tabella 3.3.1 NTC 08
$a_o$ =	500	m/s	Tabella 3.3.1 NTC 08
$k_a$ =	0.02	1/s	Tabella 3.3.1 NTC 08
$a_s$ (m) =	$\leq 500$	m	Altitudine slm sito di riferimento
$v_b$	27	m/s	Velocità di riferimento (par.3.3.2 NTC08)
$r$ =	1.25	$kg/m^3$	
$T_r$ =	75	anni	Periodo di ritorno
$\alpha_R$	1.02	-	Circolare 617-2009 (par 3.3.2)
$v_b$ ( $T_R$ ) =	27.633	m/s	Circolare 617-2009 (par 3.3.2)
$q_b$ =	456	$N/m^2$	Pressione cinetica di riferimento
$q_b$ =	<b>0.456</b>	$kN/m^2$	Pressione cinetica di riferimento

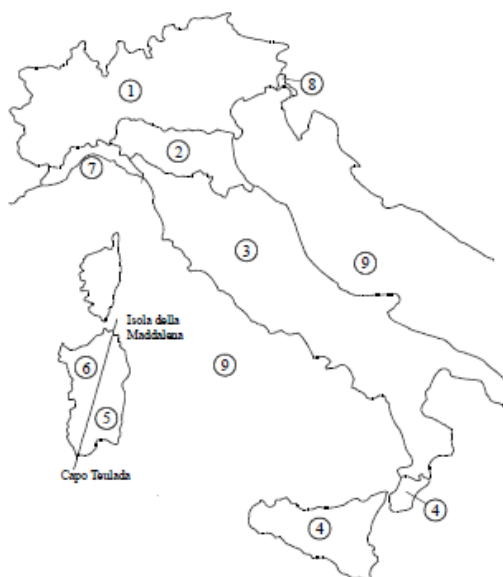


Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

Tabella 3.3.1 - Valori dei parametri  $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_a$

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_a$ [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

### Coefficiente di esposizione:

Il coefficiente d'esposizione  $c_e$  dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione ( $k_r$ ,  $z_0$ ,  $z_{min}$ ).

Il valore di  $c_e$  può essere ricavato mediante la relazione:

$$C_{\theta}(Z) = K_r^2 \cdot C_r \cdot \ln\left(\frac{Z}{z_0}\right) \left[7 + C_r \cdot \ln\left(\frac{Z}{z_0}\right)\right] \quad \text{per } Z > Z_{min}$$

$$C_{\theta}(Z) = C_{\theta}(Z_{mm}) \quad \text{per } Z < Z_{min}$$

Dove  $k_r$ ,  $z_0$  e  $z_{min}$  sono definiti nella tabella seguente:

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

Mentre Il coefficiente di topografia si assume pari a:

$C_t = 1.0$  (Circolare del D.M. 1996, paragrafo C.7.5. caso zona pianeggiante P.O.)

Per il sito in esame si considera la Classe di rugosità del terreno D (tab 3.3.III):

Tabella 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

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

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

Considerando come categoria di esposizione la categoria II (sito entro 10 km dalla costa):

Tabella 5 Definizione della categoria di esposizione

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

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

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

Riassumendo:

**Calcolo Coefficiente di Esposizione**

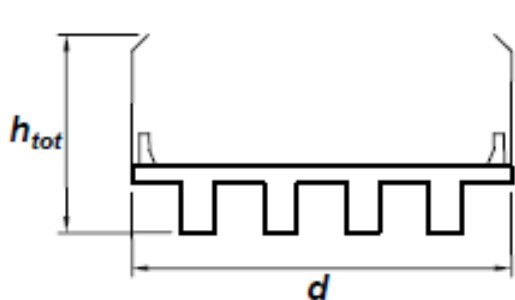
Classe rugosità	D		tab. 3.3.III NTC 08
Cat. Esp.	II		tab. 3.3.II NTC 08
$k_r =$	0.19	-	tab. 3.3.II NTC 08
$z_0 =$	0.05	m	tab. 3.3.II NTC 08
$z_{min} =$	4.00	m	tab. 3.3.II NTC 08
$h_1 =$	10.00	m	quota intradosso impalcato (cautelativamente si assume 10m)
$s =$	0.98	m	spessore impalcato
$h_2 =$	0.69	m	distanza estradosso impalcato-P.F.
$h_3 =$	4.50	m	altezza ingombro (cautelativamente si considera una barriera H4v)
$z =$	16.2	m	Altezza suolo del punto considerato
$c_e =$	<b>2.67</b>	-	Coefficiente di esposizione

**Coefficiente dinamico:**

Il coefficiente dinamico è posto pari a  $c_d = 1$ , in accordo alle indicazioni di cui al DM 14.01.08.

**Coefficiente di forma o coefficiente aerodinamico**

Si assume che il vento agisca in direzione prevalentemente orizzontale, ortogonalmente all'asse dell'impalcato: esercita nel piano della sezione un sistema di azioni aerodinamiche per unità di lunghezza riconducibili ad una *forza parallela alla direzione del vento* " $f_x$ ", a una *forza verticale* " $f_y$ " e ad un *momento intorno alla linea d'asse* " $m_z$ ". Tali azioni sono quantificate mediante una coppia di *coefficienti di forza* " $c_{fx}$ " e " $c_{fy}$ " e mediante un *coefficiente di momento* " $c_{mz}$ ". Le azioni aerodinamiche  $f_x$ ,  $f_y$  e  $m_z$  si considerano simultanee e combinate con isegni che producono gli effetti più onerosi. Nella valutazione di  $h_{tot}$  si considera cautelativamente la presenza di una barriera antirumore di tipo H4v anche nei casi ove non prevista in previsione di un eventuale futuro intervento di mitigazione acustica.



$$c_{fx} = \begin{cases} \frac{1,85}{d/h_{tot}} - 0,10 & 2 \leq d/h_{tot} \leq 5 \\ \frac{1,35}{d/h_{tot}} & d/h_{tot} > 5 \end{cases} \quad (G.24a)$$

$$c_{fy} = \begin{cases} \pm \left( 0,7 + 0,1 \frac{d}{h_{tot}} \right) & 0 \leq d/h_{tot} \leq 5 \\ \pm 1,2 & d/h_{tot} > 5 \end{cases} \quad (G.24b)$$

$$c_{mz} = \pm 0,2 \quad (G.24c)$$

Nel caso in esame si ha:

**Calcolo Coefficiente aerodinamico (CNR-DT 207/2008 par. G.11)**

$q_p = q_b \cdot c_e(z) \cdot c_d =$	1.21	kN/m <sup>2</sup>	Pressione pareti sopravento
$h_{tot} =$	6.2	m	Altezza impalcato più sagoma
$d =$	<b>13.70</b>	m	Larghezza impalcato
$d/h_{tot} =$	2.2	-	
$C_{fx} =$	0.733	-	Coeff. aerodinamico in direz. Trasversale all'impalcato
$C_{fy} =$	0.922	-	Coeff. aerodinamico in direz. perpendicolare all'impalcato

$C_{mz} = 0.2$  - Coeff. aerodinamico per il momento in direzione dell'asse dell'impalcato

In definitiva si ha:

### PRESSIONI

$q_{px} = q_p \cdot c_{fx} = 0.89 \text{ kN/m}^2$  Pressione in direz. Trasversale all'impalcato  
 $q_{py} = q_p \cdot c_{fy} = 1.12 \text{ kN/m}^2$  Pressione in direz. Perpendicolare all'impalcato  
 $m_x = q_p \cdot c_{mz} = 0.24 \text{ kNm/m}^2$  Pressione in direzione dell'asse dell'impalcato

### FORZE DISTRIBUITE

$f_x = q_p \cdot d \cdot c_{fx} = 12.20 \text{ kN/m}$  Forza distribuita in direz. Trasversale all'impalcato  
 $f_y = q_p \cdot d \cdot c_{fy} = 15.34 \text{ kN/m}$  Forza distribuita in direz. Perpendicolare all'impalcato  
 $m_x = q_p \cdot d^2 \cdot c_{mz} = 45.60 \text{ kNm/m}$  Momento distribuito in direzione dell'asse dell'impalcato

#### 6.1.1 Azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario

In accordo con quanto previsto nel "MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI" - RFI DTC SICS MA IFS 001 B, si considera l'effetto aerodinamico associato al passaggio dei treni. Tali prescrizioni si riscontrano anche al punto 5.2 della NTC2008 relativo ai ponti ferroviari.

Le azioni possono essere schematizzate mediante carichi equivalenti agenti nelle zone prossime alla testa ed alla coda del treno, il cui valore viene determinato con riferimento a due schemi, e deve essere utilizzato quello che meglio approssima la forma della pensilina, nel nostro caso la nostra pensilina si trova in una situazione intermedia tra le due descritte nello schema, pertanto calcoleremo il valore di pressione secondo entrambi gli schemi, ed applicheremo poi al modello di calcolo quello che induce una pressione maggiore:

Superfici verticali parallele al binario (5.2.2.7.1 – NTC2008):

Il valore dell'azione  $\pm q_{1k}$  agente ortogonalmente alla superficie della barriera, viene valutato in funzione della distanza  $a_g$  dal binario.

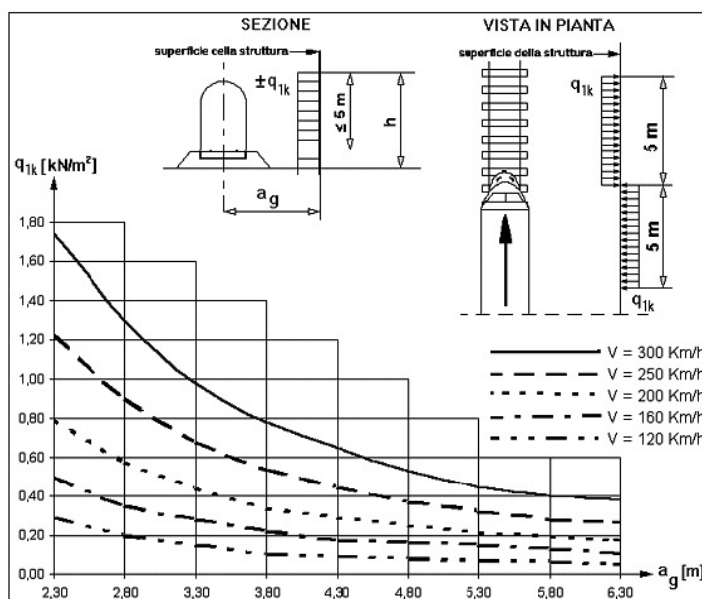


Figura 5.2.8 - Valori caratteristici delle azioni  $q_{1k}$  per superfici verticali parallele al binario

Figura 4 valori caratteristici delle azioni  $q_{1k}$  su superfici verticali e parallele al binario

Nel caso in esame si ha:

$$a_g = 4.3 \text{ m}$$

$$q_{1,k} = 0.30 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{HP: } V=200 \text{ km/h})$$

**PRESCRIZIONE 5.2.3.3.2 DM 2008:**

Occorre verificare che l'azione risultante dalla somma dell'azione del vento con le azioni aerodinamiche deve essere maggiore di un valore minimo, funzione della velocità della linea e comunque di 1,5 kN/m<sup>2</sup> sia nelle verifiche agli SLE (comb. Caratteristica) che nelle verifiche agli SLU. Nel caso in esame ( 160<V<200 km/h):

$$P_{tot,RFI} = q_{px} + q_{1,k} = 1.19 \text{ kN/mq}$$

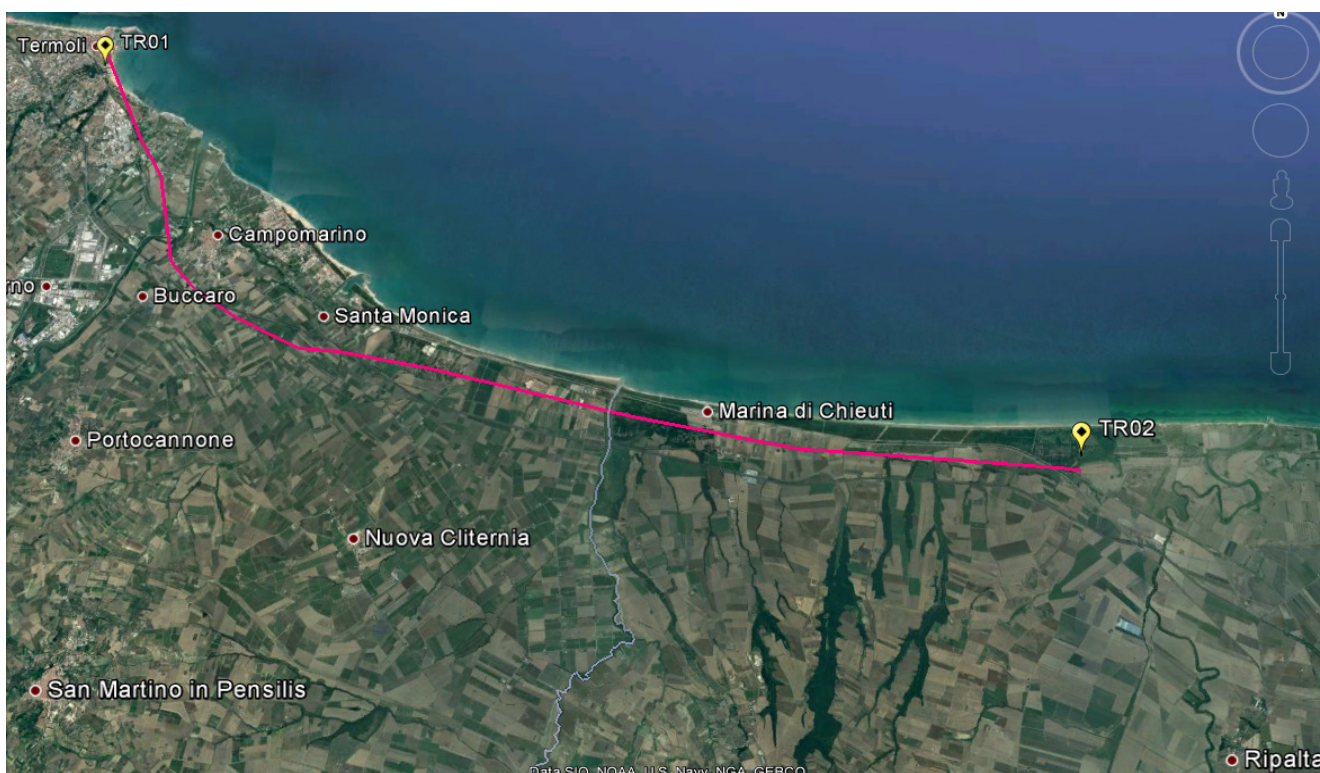
Essendo  $P_{tot,RFI} < 1.5 \text{ kN/mq}$  si assume nei calcoli:

$$q_{1,k} = 1.5 - q_{px} = 0.61 \text{ kN/m}^2$$

## 6.2 AZIONI SISMICHE (Q7)

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).



**Figura 5 – Configurazione planimetrica tracciato**

In considerazione della variabilità dei parametri di pericolosità sismica con la localizzazione geografica del sito, ed allo scopo di individuare dei tratti omogenei nell'ambito dei quali assumere costanti detti parametri, si è provveduto a suddividere il tracciato in quattro sottozone sismiche, 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 6: 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

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA PESCARA - BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA</b> <b>LOTTE 2 e 3 – RADDOPPIO TERMOLI - RIPALTA</b>					
	VI08 – Ponte su canale km. 18+066,600 a km 18+081,500: Relazione di calcolo Spalla S1	COMMESSA <b>LI02</b>	LOTTO <b>02D78</b>	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0804001	REV. A

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

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

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

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$  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.

### 6.2.1 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 7 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  $V_N = 75$ .



 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA PESCARA - BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA</b> <b>LOTTI 2 e 3 – RADDOPPIO TERMOLI - RIPALTA</b>					
	VI08 – Ponte su canale km. 18+066,600 a km 18+081,500: Relazione di calcolo Spalla S1	COMMESSA <b>LI02</b>	LOTTO <b>02D78</b>	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0804001	REV. A

### 6.2.2 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.

**Tabella 8 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 [CU]
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 CU=1,5**.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA PESCARA - BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA</b> <b>LOTTI 2 e 3 – RADDOPPIO TERMOLI - RIPALTA</b>					
	VI08 – Ponte su canale km. 18+066,600 a km 18+081,500: Relazione di calcolo Spalla S1	COMMESSA <b>LI02</b>	LOTTO <b>02D78</b>	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0804001	REV. A

### 6.2.3 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).

### 6.2.4 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 9 Probabilità di superamento  $P_{V_R}$  al variare dello stato limite considerato**

	STATO LIMITE	probabilità di superamento $P_{V_R}$	Valori in anni del periodo di ritorno $T_R$
	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, il periodo  $T_R$  in corrispondenza dello stato limite ultimo SLV è pari a  $T_R = 1068$  anni.

Le strutture di progetto avranno quindi i seguenti parametri sismici:

- vita nominale  $V_N = 75$ ;
- periodo di riferimento pari a  $V_R = 112.5$ ;
- il periodo  $T_R$  in corrispondenza dello SLV sarà pari a  $T_R = 1068$  anni.

### 6.2.5 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 10 Tabella delle espressioni per $S_S$ e $C_C$

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

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

### Tabella 11 Valori massimi del coeff. di amplificazione topografica $S_T$

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

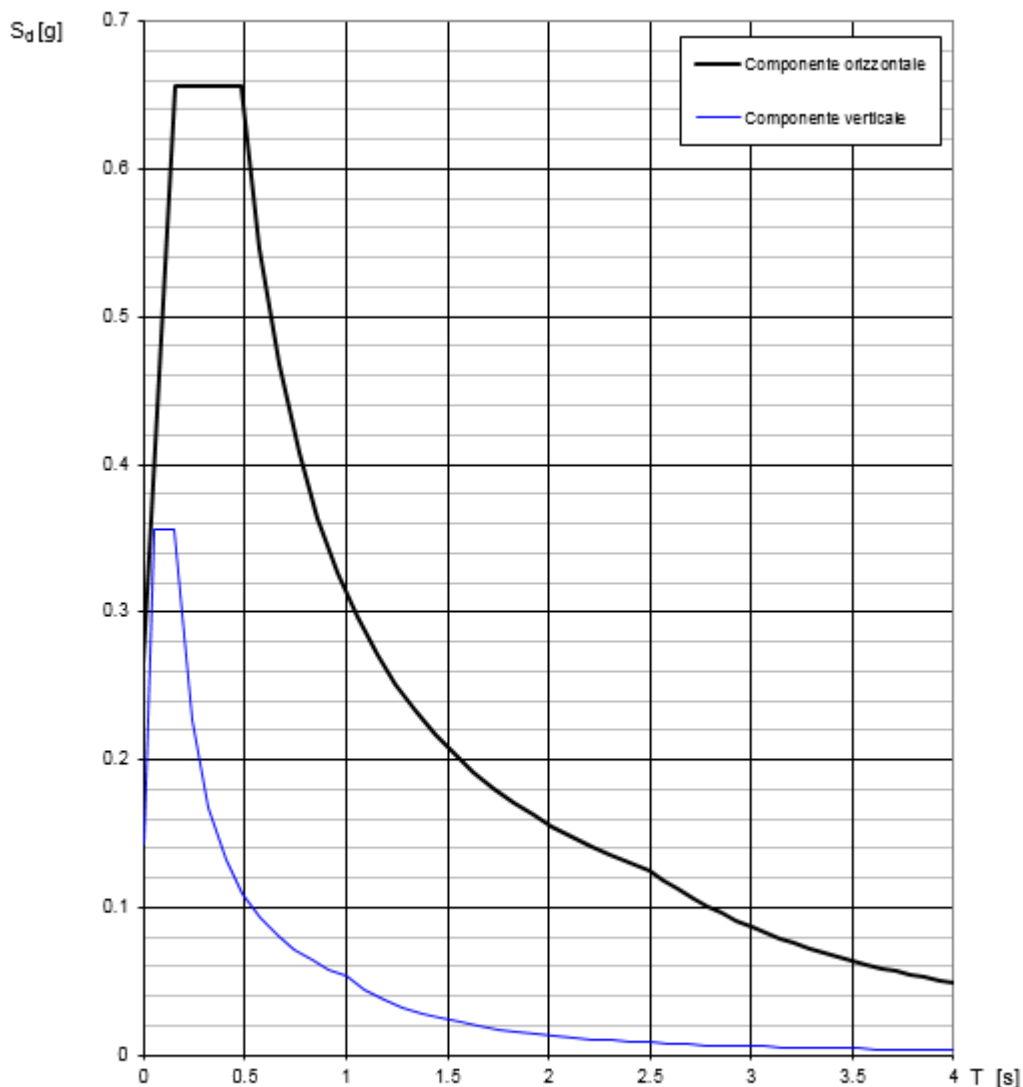
Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

### 6.2.6 Parametri sismici di calcolo e spettro elastico di risposta

L'opera in questione rientra nella zona sismica denominata S3 di cui nel seguito si riportano i parametri sismici di calcolo e lo spettro elastico di risposta:

**Tabella 12: Parametri sismici di calcolo**

ZONA SISMICA	S3
LATITUDINE	41.92
LONGITUDINE	15.16
COMUNE	Marina di Chieuti /Chieuti
PROVINCIA	FOGGIA
STATO LIMITE	SLV
CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	B
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
$a_g$ [g]	0.224
$F_o$	2.482
$T_c^*$ [s]	0.352
$S_s$	1.178
$C_c$	1.355
$S_r$	1.000
<b>PARAMETRI DIPENDENTI</b>	
S	1.178
$T_B$	0.159
$T_C$	0.477
$T_D$	2.496



La verifica dell' idoneità del programma, l' utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell' utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall' utilizzo dello stesso.

**Figura 6 - Spettri di risposta elastici (componente orizzontale e verticale)**

In accordo con le prescrizioni normative, lo spettro di risposta elastico è stato considerato solo ai fini della valutazione delle azioni in fondazione e per la valutazione delle azioni sugli apparecchi di appoggio.

	<b>LINEA PESCARA - BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA</b> <b>LOTTI 2 e 3 – RADDOPPIO TERMOLI - RIPALTA</b>					
	VI08 – Ponte su canale km. 18+066,600 a km 18+081,500: Relazione di calcolo Spalla S1	<b>COMMESSA</b> <b>LI02</b>	<b>LOTTO</b> <b>02D78</b>	<b>CODIFICA</b> CL	<b>DOCUMENTO</b> VI0804001	<b>REV.</b> A

### 6.2.7 Spettri di risposta di progetto

In accordo con il D.M. 14/01/2008 p.to 3.2.3.5, ai fini del progetto o della verifica delle strutture, le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche. Tale riduzione tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico con le ordinate ridotte sostituendo, nelle espressioni che lo definiscono il termine  $\eta$  con il termine  $1/q$ , dove  $q$  è il cosiddetto fattore di struttura. In ogni caso bisogna assumere  $S_d(T) \geq 0.2a_g$ .

Il fattore di struttura è definito come (NTC – 7.3.1):

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove:

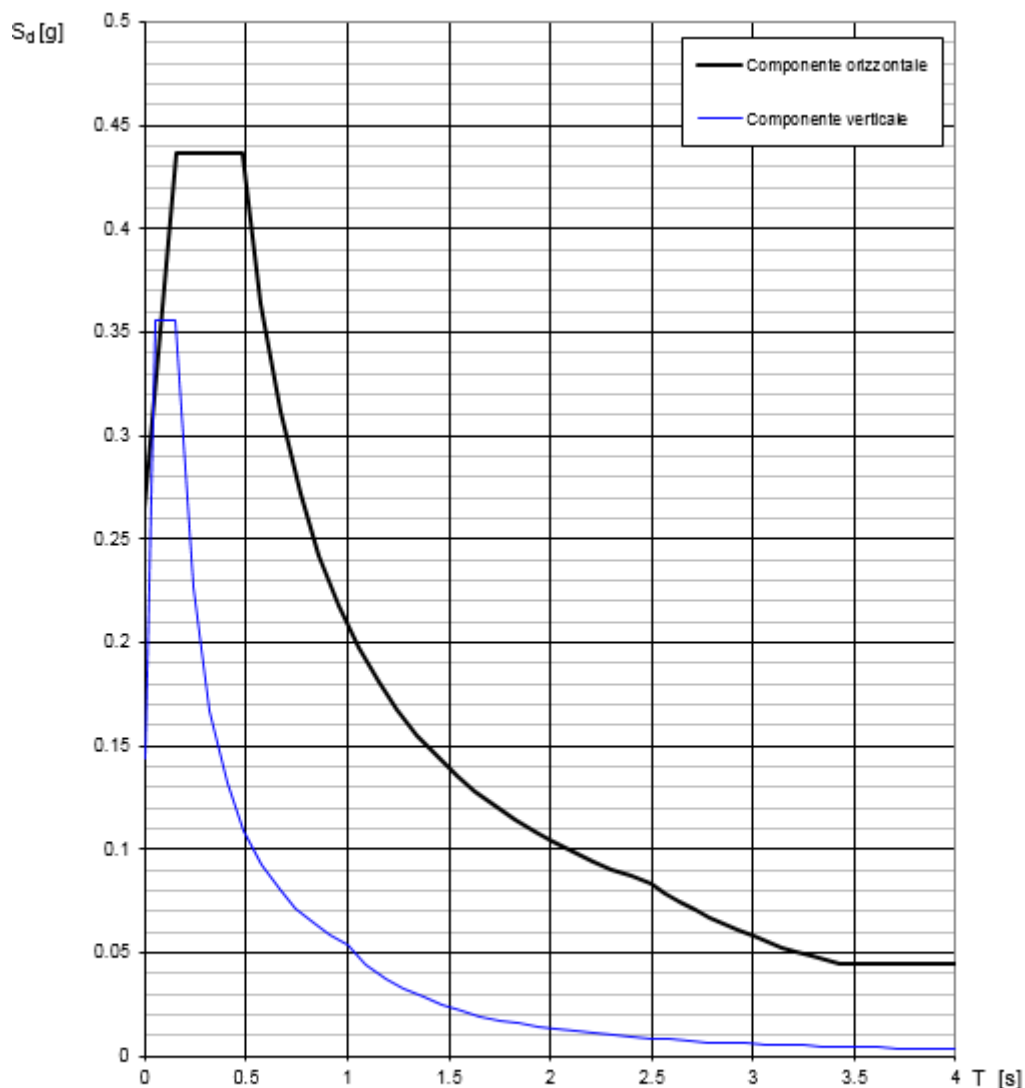
- $q_0$  è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto  $\alpha_w/\alpha_1$  tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;
- $K_R$  è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Nel caso di pile da ponte in c.a. in **classe di duttilità "B" (CD "B")**, in accordo con il D.M. 14/01/2008 p.to 7.9.2.1 (Tabella 7.9.I), il valore di  $q_0$  è pari ad 1.5 mentre il valore di  $K_R$  è pari ad 1, per cui, in definitiva, per le componenti orizzontali dell'azione sismica si adotta:

$$q = 1.5$$

Per la componente verticale, il fattore di struttura per i ponti è unitario ( $q = 1$ ), quindi si utilizza lo spettro elastico.

L'utilizzo di uno spettro di risposta di progetto ( $q > 1$ ) implica il rispetto di quelli che sono i requisiti normativi della **gerarchia delle resistenze**, descritti nello specifico nei paragrafi relativi al calcolo e alla verifica dei singoli elementi strutturali.



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

**Figura 7 - Spettri di risposta di progetto (componente orizzontale e verticale)**

### 6.3 RESISTENZE PARASSITE DEI VINCOLI (Q8)

Gli effetti dell'attrito sono valutati associando, in corrispondenza degli appoggi scorrevoli, alle reazioni verticali dovute a carichi permanenti ( $V_G$ ) e quelle dovute a carichi accidentali ( $V_Q$ ) le seguenti forze orizzontali in direzione longitudinale:

Spalle:  $F_h = f(V_G + V_Q)$

Pile:  $F_h = f(0.2 V_G + V_Q)$

dove  $f$  = coefficiente di attrito = 3%.

### 6.4 GRUPPI DI CARICO

Per la determinazione degli effetti delle azioni da traffico si fa riferimento ai gruppi di carico da 1 a 4 secondo la tabella riportata di seguito.

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

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

Nel caso in esame, le azioni agenti sull'impalcato sono state combinate secondo i gruppi 1 e 3 che comportano le maggiori sollecitazioni per le strutture in elevazione e in fondazione.



## 7 COMBINAZIONI DI CARICO

Si utilizzano i coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_i$  e i coefficienti di combinazione  $\psi_i$  di seguito riportati

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 <sup>(5)</sup>	0,20 <sup>(5)</sup>
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(6)</sup>	1,00 <sup>(7)</sup>	1,00	1,00	1,00

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

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

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

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

<sup>(5)</sup> Aliquota di carico da traffico da considerare.

<sup>(6)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>(7)</sup> 1,20 per effetti locali

Azioni		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr1	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	gr2	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
	gr3	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	gr4	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	$F_{Wk}$	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,60	0,60	0,50

Le condizioni di carico utilizzate per le verifiche delle sottostrutture sono riportate nella tabella seguente:

<b>G1</b>	Carichi permanenti strutturali
<b>G2,1</b>	Carichi permanenti non strutturali (Ballast e armamento)
<b>G2,2</b>	Carichi permanenti non strutturali (Velette)
<b>G2,3</b>	Carichi permanenti non strutturali (Paraballast, canalette e impianti)
<b>G2,4</b>	Carichi permanenti non strutturali (Barriere antirumore)
<b>Q3,a B1-SW2</b>	Azione di avviamento per treno SW/2 su binario 1
<b>Q3,a B1-LM71</b>	Azione di avviamento per treno LM71 su binario 1
<b>Q3,a B2-LM71</b>	Azione di avviamento per treno LM71 su binario 2
<b>Q3,f B1-SW2</b>	Azione di frenatura per treno SW/2 su binario 1
<b>Q3,f B1-LM71</b>	Azione di frenatura per treno LM71 su binario 1
<b>Q3,f B2-LM71</b>	Azione di frenatura per treno LM71 su binario 2
<b>Q4 B1-SW2</b>	Azione centrifuga per treno SW/2 su binario 1
<b>Q4 B1-LM71</b>	Azione centrifuga per treno LM71 su binario 1
<b>Q4 B2-LM71</b>	Azione centrifuga per treno LM71 su binario 2
<b>Q5 B1-SW2</b>	Azione di serpeggio per treno SW/2 su binario 1
<b>Q5 B1-LM71</b>	Azione di serpeggio per treno LM71 su binario 1
<b>Q5 B2-LM71</b>	Azione di serpeggio per treno LM71 su binario 2
<b>Q6</b>	Azione del vento
<b>LM71_B1</b>	Carico verticale per treno LM71 su binario 1
<b>LM71_B2</b>	Carico verticale per treno LM71 su binario 2
<b>SW2_B1</b>	Carico verticale per treno SW/2 su binario 1
<b>Attrito Gk</b>	Resistenze parassite dei vincoli (aliquota dovuta ai carichi permanenti)
<b>Attrito Qk</b>	Resistenze parassite dei vincoli (aliquota dovuta ai carichi variabili)

**Tabella 13 – Condizioni di carico**

A partire dalle singole condizioni di carico sono ottenute le combinazioni di carico previste dalla normativa e riportate alla pagina successiva. Al fine di massimizzare le azioni agenti sulle sottostrutture, per ogni stato limite (ad eccezione delle combinazioni sismiche e di esercizio quasi permanenti in cui sono assenti i carichi ferroviari) si identificano 8 diverse combinazioni di carico in quanto per i gruppi di carico 1 e 3 sono stati considerate:

- condizioni di traffico normale (modello di carico LM71 su binario 1 e 2) su entrambe le campate;
- condizioni di traffico pesante (SW/2 su binario 1, LM71 su binario 2) su entrambe le campate;
- condizioni di traffico pesante con un solo binario carico (SW/2 su binario 1) su entrambe le campate;
- condizioni di traffico pesante (SW/2 su binario 1, LM71 su binario 2) solo sulla campata lato appoggi fissi.

In accordo con la Tabella 5.1.V del D.M. 14/01/2008, le combinazioni allo SLU sono state duplicate considerando sia il possibile effetto sfavorevole che quello favorevole dei carichi permanenti strutturali e non. Nel secondo caso si sono quindi assunti valori unitari per i coefficienti  $\gamma_{Gk}$ .

VI08 – Ponte su canale km. 18+066,600 a km 18+081,500: Relazione di calcolo Spalla S1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02D78	CL	VI0804001	A	35 di 62

Combo	Gruppo	Traffico	G1	G2,1	G2,2	G2,3	G2,4	Q3,a B1-SW2	Q3,a B1-LM71	Q3,a B2-LM71	Q3,f B1-SW2	Q3,f B1-LM71	Q3,f B2-LM71	Q4 B1-SW2	Q4 B1-LM71	Q4 B2-LM71	Q5 B1-SW2	Q5 B1-LM71	Q5 B2-LM71	Q6	LM71_B1	LM71_B2	SW2_B1	Attrito G	Attrito q
SLU-Gr.1(N)	Gr.1	(N)	1.35	1.5	1.35	1.35	1.35	0	0.725	0	0	0	0.725	0	1.45	1.45	0	1.45	1.45	0.9	1.45	1.45	0	-1.35	-1.45
SLU-Gr.3(N)	Gr.3	(N)	1.35	1.5	1.35	1.35	1.35	0	1.45	0	0	0	1.45	0	0.725	0.725	0	0.725	0.725	0.9	1.45	1.45	0	-1.35	-1.45
SLU-Gr.1(P)	Gr.1	(P)	1.35	1.5	1.35	1.35	1.35	0	0	0.725	0.725	0	0	1.45	0	1.45	1.45	0	1.45	0.9	0	1.45	1.45	-1.35	-1.45
SLU-Gr.3(P)	Gr.3	(P)	1.35	1.5	1.35	1.35	1.35	0	0	1.45	1.45	0	0	0.725	0	0.725	0.725	0	0.725	0.9	0	1.45	1.45	-1.35	-1.45
SLU-Gr.1-1SW/2	Gr.1	1SW/2	1.35	1.5	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0.725	0	0	1.45	0	0	1.45	0	0	0.9	0	0	1.45	-1.35	-0.725
SLU-Gr.3-1SW/2	Gr.3	1SW/2	1.35	1.5	1.35	1.35	1.35	0	0	0	1.45	0	0	0.725	0	0	0.725	0	0	0.9	0	0	1.45	-1.35	-0.725
SLU-Gr.1-MaxML (P)	Gr.1	MaxML (P)	1.35	1.5	1.35	1.35	1.35	0	0	0.725	0.725	0	0	1.45	0	1.45	1.45	0	1.45	0.9	0	1.45	1.45	-1.35	-0.725
SLU-Gr.3-MaxML (P)	Gr.3	MaxML (P)	1.35	1.5	1.35	1.35	1.35	0	0	1.45	1.45	0	0	0.725	0	0.725	0.725	0	0.725	0.9	0	1.45	1.45	-1.35	-0.725
SLU-Gr.1(N)-Gk=1.00	Gr.1	(N)	1	1	1	1	1	0	0.725	0	0	0	0.725	0	1.45	1.45	0	1.45	1.45	0.9	1.45	1.45	0	-1	-1.45
SLU-Gr.3(N)-Gk=1.00	Gr.3	(N)	1	1	1	1	1	0	1.45	0	0	0	1.45	0	0.725	0.725	0	0.725	0.725	0.9	1.45	1.45	0	-1	-1.45
SLU-Gr.1(P)-Gk=1.00	Gr.1	(P)	1	1	1	1	1	0	0	0.725	0.725	0	0	1.45	0	1.45	1.45	0	1.45	0.9	0	1.45	1.45	-1	-1.45
SLU-Gr.3(P)-Gk=1.00	Gr.3	(P)	1	1	1	1	1	0	0	1.45	1.45	0	0	0.725	0	0.725	0.725	0	0.725	0.9	0	1.45	1.45	-1	-1.45
SLU-Gr.1-1SW/2-Gk=1.00	Gr.1	1SW/2	1	1	1	1	1	0	0	0	0.725	0	0	1.45	0	0	1.45	0	0	0.9	0	0	1.45	-1	-0.725
SLU-Gr.3-1SW/2-Gk=1.00	Gr.3	1SW/2	1	1	1	1	1	0	0	0	1.45	0	0	0.725	0	0	0.725	0	0	0.9	0	0	1.45	-1	-0.725
SLU-Gr.1-MaxML (P)-Gk=1.00	Gr.1	MaxML (P)	1	1	1	1	1	0	0	0.725	0.725	0	0	1.45	0	1.45	1.45	0	1.45	0.9	0	1.45	1.45	-1	-1.45
SLU-Gr.3-MaxML (P)-Gk=1.00	Gr.3	MaxML (P)	1	1	1	1	1	0	0	1.45	1.45	0	0	0.725	0	0.725	0.725	0	0.725	0.9	0	1.45	1.45	-1	-1.45
SLV-EL+0.3ET	\	\	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	0
SLV-0.3EL+ET	\	\	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	0
SLE-C-Gr.1(N)	Gr.1	(N)	1	1	1	1	1	0	0.5	0	0	0	0.5	0	1	1	0	1	1	0.6	1	1	0	-1	-1
SLE-C-Gr.3(N)	Gr.3	(N)	1	1	1	1	1	0	1	0	0	0	1	0	0.5	0.5	0	0.5	0.5	0.6	1	1	0	-1	-1
SLE-C-Gr.1(P)	Gr.1	(P)	1	1	1	1	1	0	0	0.5	0.5	0	0	1	0	1	1	0	1	0.6	0	1	1	-1	-1
SLE-C-Gr.3(P)	Gr.3	(P)	1	1	1	1	1	0	0	1	1	0	0	0.5	0	0.5	0.5	0	0.5	0.6	0	1	1	-1	-1
SLE-C-Gr.1-1SW/2	Gr.1	1SW/2	1	1	1	1	1	0	0	0	0.5	0	0	1	0	0	1	0	0	0.6	0	0	1	-1	-0.5
SLE-C-Gr.3-1SW/2	Gr.3	1SW/2	1	1	1	1	1	0	0	0	1	0	0	0.5	0	0	0.5	0	0	0.6	0	0	1	-1	-0.5
SLE-C-Gr.1-MaxML (P)	Gr.1	MaxML (P)	1	1	1	1	1	0	0	0.5	0.5	0	0	1	0	1	1	0	1	0.6	0	1	1	-1	-1
SLE-C-Gr.3-MaxML (P)	Gr.3	MaxML (P)	1	1	1	1	1	0	0	1	1	0	0	0.5	0	0.5	0.5	0	0.5	0.6	0	1	1	-1	-1
SLE-F-Gr.1(N)	Gr.1	(N)	1	1	1	1	1	0	0.4	0	0	0	0.4	0	0.8	0.8	0	0.8	0.8	0	0.8	0.8	0	-1	-0.8
SLE-F-Gr.3(N)	Gr.3	(N)	1	1	1	1	1	0	0.8	0	0	0	0.8	0	0.4	0.4	0	0.4	0.4	0	0.8	0.8	0	-1	-0.8
SLE-F-Gr.1(P)	Gr.1	(P)	1	1	1	1	1	0	0	0.4	0.4	0	0	0.8	0	0.8	0.8	0	0.8	0	0	0.8	0.8	-1	-0.8
SLE-F-Gr.3(P)	Gr.3	(P)	1	1	1	1	1	0	0	0.8	0.8	0	0	0.4	0	0.4	0.4	0	0.4	0	0	0.8	0.8	-1	-0.8
SLE-F-Gr.1-1SW/2	Gr.1	1SW/2	1	1	1	1	1	0	0	0	0.4	0	0	0.8	0	0	0.8	0	0	0	0	0	0.8	-1	-0.4
SLE-F-Gr.3-1SW/2	Gr.3	1SW/2	1	1	1	1	1	0	0	0	0.8	0	0	0.4	0	0	0.4	0	0	0	0	0	0.8	-1	-0.4
SLE-F-Gr.1-MaxML (P)	Gr.1	MaxML (P)	1	1	1	1	1	0	0	0.4	0.4	0	0	0.8	0	0.8	0.8	0	0.8	0	0	0.8	0.8	-1	-0.8
SLE-F-Gr.3-MaxML (P)	Gr.3	MaxML (P)	1	1	1	1	1	0	0	0.8	0.8	0	0	0.4	0	0.4	0.4	0	0.4	0	0	0.8	0.8	-1	-0.8
SLE-QP	\	\	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

**Tabella 14 – Combinazioni di carico**

## 8 CRITERI DI VERIFICA

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

### 8.1 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.

#### 8.1.1 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  $\epsilon_{cu}=1,0\%$ .

#### 8.1.2 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:

- $V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$ , resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio
- $V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$ , 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
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$
- $A_{sl}$  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.

## 8.2 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.

### 8.2.1 Verifica di fessurazione

In accordo con quanto riportato al paragrafo 5.1, si adotta il limite  $w_1 = 0.2$  mm per tutti gli elementi strutturali analizzati nella presente relazione.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA PESCARA - BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA</b> <b>LOTTI 2 e 3 – RADDOPPIO TERMOLI - RIPALTA</b>					
	VI08 – Ponte su canale km. 18+066,600 a km 18+081,500: Relazione di calcolo Spalla S1	COMMESSA <b>LI02</b>	LOTTO <b>02D78</b>	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0804001	REV. A

### 8.2.2 Verifica delle tensioni di esercizio

In accordo con la normativa ferroviaria, che pone limiti tensionali più severi rispetto a quanto prescritto dal “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI”, 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).

## 9 MODELLO DI CALCOLO

Le sollecitazioni globali che le spalle ricevono dall'impalcato, sono ottenute dai modelli di calcolo globali implementati in Midas Civil 2016. A tali sollecitazioni sono aggiunti i pesi propri degli elementi strutturali, del terreno di riempimento della spalla, le spinte del terreno di rilevato e, in condizioni sismiche, le masse.

Il modello della struttura è stato implementato in un foglio di calcolo preparato ad hoc.

Vengono schematizzate ed analizzate le singole parti della struttura, a partire dal muro paraghiaia, muro frontale e muri laterali che vengono modellati come delle mensole incastrate alla base.

Il solettone di fondazione viene considerato una piastra rigida su pali.

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

Parametri Geotecnici		
$\gamma$	$\phi'$	$c'$
[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[kPa]
20	38	0

**Tabella 15 – Parametri geotecnici terreno di riempimento**

### 9.1 CONDIZIONI STATICHE

Le spinte del terreno a monte degli elementi verticali della spalla sono calcolate con la teoria di Rankine, con distribuzione triangolare delle tensioni e conseguente risultante della spinta al metro pari a:

$$S = \frac{1}{2} \cdot k_0 \cdot \gamma \cdot H^2$$

Tale spinta è applicata ad 1/3 dal basso.

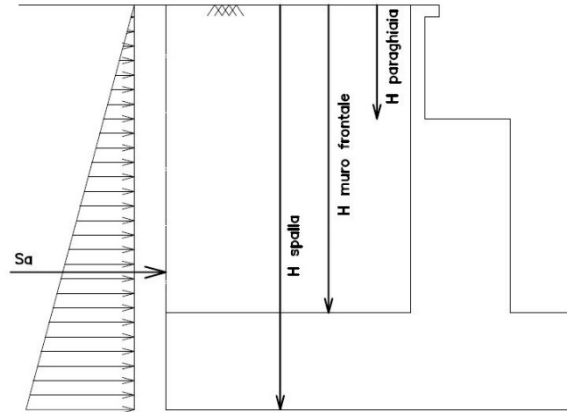


Figura 8: Schema per il calcolo degli effetti della spinta statica del terreno

Si deve notare che essendo presente una fondazione su pali si ipotizza che la spalla sia impedita di traslare rispetto al terreno. La spinta sia in condizioni di esercizio che in condizioni sismiche viene calcolata con il coefficiente di spinta in quiete  $k_0$ .

Per considerare la presenza di un sovraccarico da traffico gravante sulla spalla e a tergo di essa, si considera un carico uniformemente distribuito di lunghezza indefinita con valore pari a  $q=52.08 \text{ KN/m}^2$  (treno di carico LM71 diffuso in direzione trasversale su una lunghezza di 3 m: 250/1.6/3) non amplificato per il coefficiente dinamico. Il valore della spinta risultante al metro è dunque pari a:

$$S = k_0 \cdot q \cdot H$$

con il punto di applicazione posizionato a metà dell'altezza dell'elemento su cui insiste.

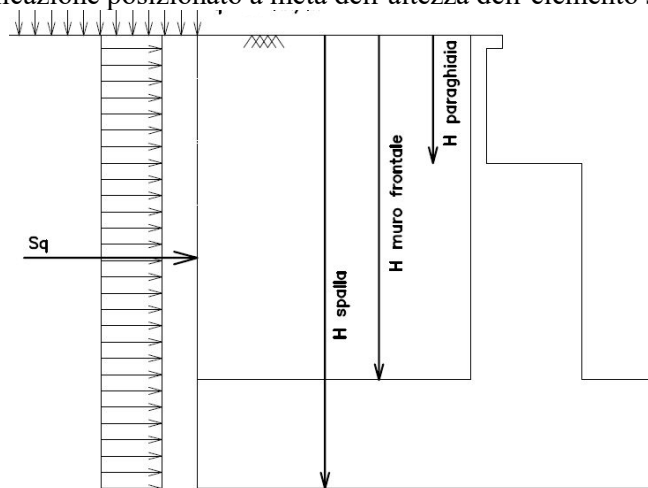


Figura 9: Schema per il calcolo degli effetti della spinta dovuta al sovraccarico accidentale

## 9.2 CONDIZIONI SISMICHE

In condizione sismica si considera un incremento della spinta del terreno rispetto alla condizione statica in esercizio. La sovraspinta sismica viene calcolata con la teoria di Wood, risultando in un valore di spinta al metro pari a:

$$\Delta S_{ae} = k_h \cdot \gamma \cdot H^2$$

da applicare ad una quota pari ad  $H/2$  del muro.

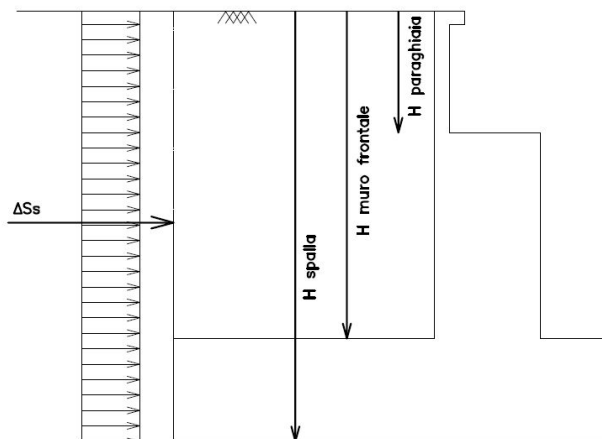


Figura 10: Schema per il calcolo degli effetti della sovraspinta sismica

In fase sismica si devono, inoltre, considerare le azioni orizzontali e verticali agenti sulla spalla dovute all'inerzia delle parti in calcestruzzo e del rinterro compreso tra i muri andatori. Le risultanti orizzontali e verticali sono rispettivamente pari a:

$$- F_h = k_h \cdot W \text{ e } F_v = k_v \cdot W$$

dove i coefficienti  $k_h$  e  $k_v$  sono calcolati come esposto al paragrafo 7.11.6 delle NTC08 risultando pari a:

$$- k_h = \beta_m \cdot (a_{max}/g)$$

$$- k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

in cui risulta  $a_{max} = S_s \cdot S_t \cdot a_g$ .

Il coefficiente  $\beta_m$  è stato considerato unitario, non essendo la spalla libera di traslare rispetto al terreno.



## 10 VERIFICA DELLA SPALLA FISSA S01

Il modello a mensola utilizzato per il calcolo e la verifica dell'elevazione delle spalle è quello descritto nel paragrafo 9. Tutti i muri sono considerati sconnessi fra loro per la valutazione delle sollecitazioni alla base e quindi le azioni provenienti dal modello telaio del viadotto sono applicate solamente al muro frontale. Tale schema pur risultando cautelativo, non fornisce sovrastime eccessive nel calcolo dei quantitativi di armatura previsti.

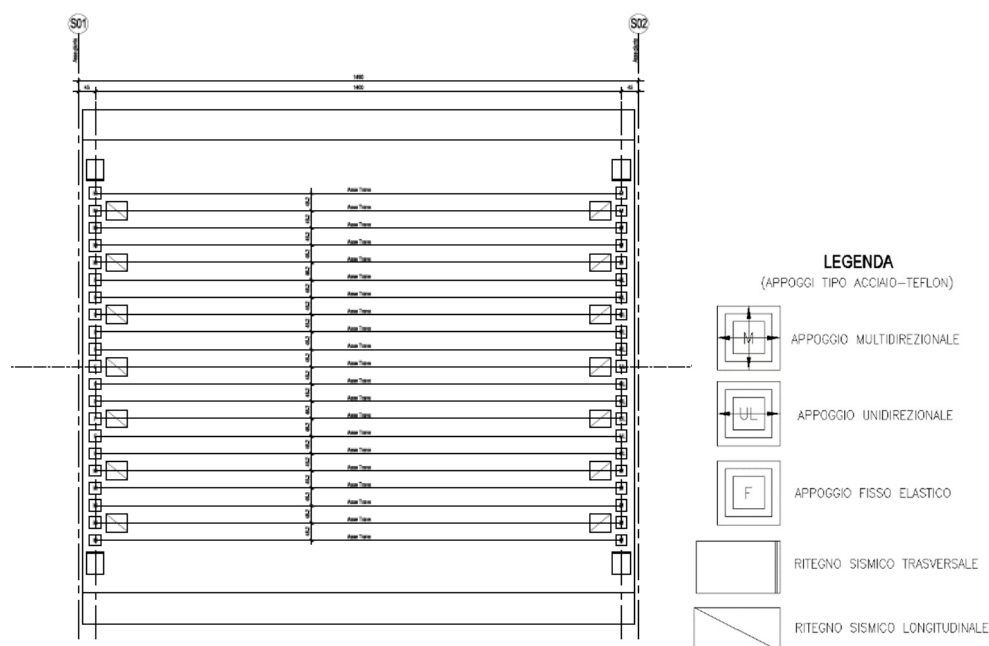
Nelle tabelle riportate nei successivi paragrafi, i valori delle risultanti delle azioni trasmesse dagli impalcati agli apparecchi di appoggio di estremità sono indicati con:

- $T_L$  = 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).

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

### 10.1 MURO FRONTALE

Il muro frontale della spalla in esame riceve le azioni provenienti da una campata a travi incorporate da 14.9 m e presenta una connessione tipo "appoggio fisso", secondo lo schema riportato qui di seguito.



**Figura 11 – Schema di appoggi travi incorporate**

Dagli scarichi ottenuti per le singole condizioni di carico si ottengono quindi le sollecitazioni a quota testa muro considerando le eccentricità dei singoli appoggi.

TESTA MURO FRONTALE					
Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
SLU-Gr.1(N)	8784	0	2053	482	495
SLU-Gr.3(N)	8865	0	1766	1112	336
SLU-Gr.1(P)	9290	0	3041	622	481
SLU-Gr.3(P)	9389	0	2767	1393	328
SLU-Gr.1-1SW/2	7512	0	6347	289	321
SLU-Gr.3-1SW/2	7560	0	6216	667	249
SLU-Gr.1-MaxML (P)	9290	0	3041	682	481
SLU-Gr.3-MaxML (P)	9389	0	2767	1452	328
SLU-Gr.1(N)-Gk=1.00	7361	0	2053	490	495
SLU-Gr.3(N)-Gk=1.00	7442	0	1766	1119	336
SLU-Gr.1(P)-Gk=1.00	7866	0	3041	630	481
SLU-Gr.3(P)-Gk=1.00	7965	0	2767	1400	328
SLU-Gr.1-1SW/2-Gk=1.00	6088	0	6347	297	321
SLU-Gr.3-1SW/2-Gk=1.00	6137	0	6216	675	249
SLU-Gr.1-MaxML (P)-Gk=1.00	7866	0	3041	630	481
SLU-Gr.3-MaxML (P)-Gk=1.00	7965	0	2767	1400	328
SLV-EL+0.3ET	4220	0	660	2116	289
SLV-0.3EL+ET	4220	0	1872	768	963
SLE-C-Gr.1(N)	6205	0	1382	331	337
SLE-C-Gr.3(N)	6260	0	1184	765	227
SLE-C-Gr.1(P)	6553	0	2063	428	327
SLE-C-Gr.3(P)	6621	0	1874	959	222
SLE-C-Gr.1-1SW/2	5327	0	4343	198	217
SLE-C-Gr.3-1SW/2	5361	0	4253	459	167
SLE-C-Gr.1-MaxML (P)	6553	0	2063	428	327
SLE-C-Gr.3-MaxML (P)	6621	0	1874	959	222
SLE-F-Gr.1(N)	5600	0	317	260	176
SLE-F-Gr.3(N)	5644	0	158	608	88
SLE-F-Gr.1(P)	5878	0	862	338	168
SLE-F-Gr.3(P)	5933	0	710	763	84
SLE-F-Gr.1-1SW/2	4898	0	2685	154	80
SLE-F-Gr.3-1SW/2	4924	0	2613	363	40
SLE-F-Gr.1-MaxML (P)	5878	0	862	338	168
SLE-F-Gr.3-MaxML (P)	5933	0	710	763	84
SLE-QP	3649	0	0	0	0

Tabella 16 – Scarichi quota testa 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

Ai carichi prima riportati, si aggiungono il peso proprio del muro frontale, del muro paraghiaia e la spinta del terreno di riempimento.

<b>MURO FRONTALE</b>	
H Muro Frontale	4.90 m
Spessore Muro Frontale	2.20 m
Lunghezza Muro Frontale	12.5 m
Altezza Muro Paraghiaia	1.00 m
Spessore Muro Paraghiaia	0.40 m
Peso Muro Frontale	3369 kN
Peso Muro Paraghiaia	125 kN
Eccentr. appoggi - muro frontale (base)	0.60 m
Eccentr. paraghiaia - muro frontale (base)	-0.90 m
Peso Specifico Terreno di Rilevato	20 kN/mc
Angolo di Attrito Terreno di Rilevato	38 °
Coefficiente di spinta a riposo Ko	0.384
Altezza del rilevato	6.1 m
Spinta a riposo	1444 kN
Sovraccarico accidentale da traffico	52.08 kN/mq
Accelerazione sismica di base $a_g$	0.224
Coefficiente stratigrafico SS	1.18
Coefficiente topografico ST	1.00
Accelerazione orizzontale massima attesa $a_{max}$	0.264
$\beta_m$ (massa cls spalla)	1.000
$K_h$ (cls spalla) =	0.264
$K_v$ (cls spalla)=	0.132
$\beta_m$ (massa terreno)	1.000
$K_h$ (terreno) =	0.264
$K_v$ (terreno)=	0.132
Spinta in condizione sismiche (wood)	1983 kN
Inerzia del Muro Frontale (H)	889 kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (H)	33 kN
Inerzia del Muro Frontale (V)	444 kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (V)	16 kN

Tabella 17 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro frontale

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

<b>BASE MURO FRONTALE "Soil. dall'impalcato+Peso Muro + Paragliaia+Inerzie"</b>					
Combinazioni	N	Mlong	Mtrasv	Tlong	Ttrasv
	KN	kNm	kNm	KN	KN
SLU-Gr.1(N)	13501	16899	4479	4220	495
SLU-Gr.3(N)	13582	20034	3411	4850	336
SLU-Gr.1(P)	14006	17890	5396	4361	481
SLU-Gr.3(P)	14105	21724	4376	5131	328
SLU-Gr.1-1SW/2	12228	12465	7920	3133	321
SLU-Gr.3-1SW/2	12277	14347	7434	3512	249
SLU-Gr.1-MaxML (P)	14006	18180	5396	4420	481
SLU-Gr.3-MaxML (P)	14105	22014	4376	5190	328
SLU-Gr.1(N)-Gk=1.00	10854	15094	4479	3722	495
SLU-Gr.3(N)-Gk=1.00	10935	18228	3411	4352	336
SLU-Gr.1(P)-Gk=1.00	11360	16085	5396	3863	481
SLU-Gr.3(P)-Gk=1.00	11459	19919	4376	4633	328
SLU-Gr.1-1SW/2-Gk=1.00	9582	10660	7920	2636	321
SLU-Gr.3-1SW/2-Gk=1.00	9630	12542	7434	3014	249
SLU-Gr.1-MaxML (P)-Gk=1.00	11360	16085	5396	3863	481
SLU-Gr.3-MaxML (P)-Gk=1.00	11459	19919	4376	4633	328
SLV-EL+0.3ET	7714	21191	2781	5021	565
SLV-0.3EL+ET	7714	8705	8945	1640	1884
SLE-C-Gr.1(N)	9698	11930	3035	3009	337
SLE-C-Gr.3(N)	9754	14092	2298	3443	227
SLE-C-Gr.1(P)	10047	12614	3667	3105	327
SLE-C-Gr.3(P)	10115	15257	2964	3637	222
SLE-C-Gr.1-1SW/2	8821	8872	5408	2259	217
SLE-C-Gr.3-1SW/2	8854	10170	5073	2520	167
SLE-C-Gr.1-MaxML (P)	10047	12614	3667	3105	327
SLE-C-Gr.3-MaxML (P)	10115	15257	2964	3637	222
SLE-F-Gr.1(N)	9093	10469	1179	2691	176
SLE-F-Gr.3(N)	9138	12198	590	3039	88
SLE-F-Gr.1(P)	9372	11016	1685	2769	168
SLE-F-Gr.3(P)	9427	13131	1122	3194	84
SLE-F-Gr.1-1SW/2	8391	8023	3077	2092	80
SLE-F-Gr.3-1SW/2	8418	9061	2809	2300	40
SLE-F-Gr.1-MaxML (P)	9372	11016	1685	2769	168
SLE-F-Gr.3-MaxML (P)	9427	13131	1122	3194	84
SLE-QP	7143	5014	0	1444	0

**Tabella 18 – Sollecitazioni alla base 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.

Muro	Sezione di verifica		Armatura			
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio	c [cm]
Frontale	1	2.20	1φ24/20	1φ20/20	-	8

**Tabella 19 – Geometria sezione e armatura del muro frontale**

BASE MURO FRONTALE - Verifiche allo SLU						
Combinazioni		N kN/m	Mlong kNm/m	Tlong kN/m	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
Max N	SLU-Gr.3(P)	1128	1738	410	1.39	2.00
Min N	SLV-EL+0.3ET	617	1695	402	1.46	2.73
Max ML	SLU-Gr.3-MaxML (P)	1128	1761	415	1.35	1.97
Max VL	SLU-Gr.3-MaxML (P)	1128	1761	415	1.35	1.97

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	SLE-C-Gr.3(P) - Max N	809	1221	291	-2.36	59.79	0.0
	SLE-C-Gr.1-1SW/2 - Min N	706	710	181	-1.32	19.43	0.0
	SLE-C-Gr.3(P) - Max ML	809	1221	291	-2.36	59.79	0.0
FREQ	SLE-F-Gr.3(P) - Max N	754	1050	255	-2.03	47.17	0.0
	SLE-F-Gr.1-1SW/2 - Min N	671	642	167	-1.19	15.93	0.0
	SLE-F-Gr.3(P) - Max ML	754	1050	255	-2.03	47.17	0.0
QP	SLE-QP	571	401	116	-0.73	4.72	0.0

**Tabella 20 – Verifiche del muro frontale**

## 10.2 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	10	KN/m
Altezza Muro Paraghiaia	1	m
Spessore Muro Paraghiaia	0.4	m
Coefficiente di spinta a riposo $K_0$	0.384	
Coefficiente di spinta attiva $K_a$	0.238	
Peso Specifico Terreno di Rilevato	20.0	kN/mc
Sovraccarico accidentale da traffico	52.08	kN/mq
Angolo di Attrito Terreno di Rilevato	38.0	
Spinta a riposo	24.8	kN/m
Spinta in condizione sismiche (wood)	7.6	kN/m
Inerzia del Muro Paraghiaia /m	2.6	kN/m

**Tabella 21 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro paraghiaia**

Muro	Sezione di verifica		Armatura			
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio	c [cm]
Paraghiaia	1	0.4	1 $\phi$ 14/20	1 $\phi$ 10/20	-	7

**Tabella 22 – Geometria sezione e armatura del muro paraghiaia**

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
	KN/m	kNm/m	KN/m		
SLU	14	19	33	5.8	4.9
SLV	10	6	10	17.4	15.9

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	$\sigma_c$	$\sigma_s$	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	10	14	25	-1.01	47.98	0

Tabella 23 – Verifiche del muro paragliaia

### 10.3 MURI LATERALI

In questo paragrafo si riporta il calcolo dei muri laterali della spalla. Tali muri sono sollecitati essenzialmente dalle spinte del terreno di riempimento all'interno della spalla e dei sovraccarichi presenti su di esso in condizioni statiche e sismiche.

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 plinto di fondazione.

MURI LATERALI	
Altezza totale muri laterali	5.9 m
Spessore medio Muri Laterali	1.20 m
Lunghezza Massima muri laterali	4.7 m
Peso Muro laterale (singolo)	832 kN
Peso totale Muri laterali	1664 kN
Spinta a riposo (con 100% sovraccarichi)	256.4 kN/m
Spinta a riposo (con 50% sovraccarichi)	199.7
Spinta in condizione sismiche (wood)	196.4 kN/m
Inerzia del Muro laterale /m	47 kN/m

Tabella 24 – Valutazioni pesi e spinte agenti sui muri laterali

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Laterale	1.0	1.2	1 $\phi$ 30/15	1 $\phi$ 24/15	Spilli $\phi$ 8/16x40

Tabella 25 – Geometria sezione e armatura dei muri laterali

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
	KN/m	kNm/m	KN/m		
SLU	239	859	346	2.33	2.28
SLV	177	741	243	2.62	3.24

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	$\sigma_c$	$\sigma_s$	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	177	637	200	-2.62	82.26	0.00

Tabella 26 – Verifiche dei muri laterali

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA PESCARA - BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA</b> <b>LOTTI 2 e 3 – RADDOPPIO TERMOLI - RIPALTA</b>					
	VI08 – Ponte su canale km. 18+066,600 a km 18+081,500: Relazione di calcolo Spalla S1	COMMESSA <b>LI02</b>	LOTTO <b>02D78</b>	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0804001	REV. A

## 11 VERIFICA DELLE FONDAZIONI

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

### 11.1 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, del terreno interno alla spalla e delle spinte dovute al rilevato rispetto al baricentro del plinto. 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. L'azione orizzontale derivante dall'impalcato è stata considerata sia con verso concorde che discorde alla spinta del terreno di rinterro.

PLINTO DI FONDAZIONE	
Eccentricità long Muri laterali -Plinto	-1.4 m
Peso Muro Frontale	3369 kN
Ecc. Long. Muro Frontale - Plinto	2.05 m
Ecc.Appoggi Plinto	2.65 m
Peso Muro Paraghiaia	125 m
Ecc. Long. Muro Paraghiaia - Plinto	1.15 kN
Peso Terreno Interno	6236 kN
Peso Accidentali	3485 kN
Eccentricità long Terreno -Plinto	-1.4 m
Spessore Plinto	2 m
Lunghezza plinto	7.5 m
Larghezza plinto	16.5 m
Peso plinto di fondazione	6188
Altezza Rilevato+H plinto	8.1 m
Spinta a riposo rilevato	3152 kN
Spinta a riposo sovraccarichi	1946 kN
Spinta in condizione sismiche (wood)	4328 kN
Inerzia dei muri laterali (H)	439 kN
Inerzia dei muri laterali (V)	220 kN
Inerzia plinto di fondazione (H)	1633 kN
Inerzia plinto di fondazione (V)	816 kN
Inerzia rilevato interno(H)	1645 kN
Inerzia rilevato interno (V)	823 kN

Tabella 27 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul plinto di fondazione

SOLLECITAZIONI BASE PLINTO							
Combo	N	V <sub>L</sub>	V <sub>T</sub>	M <sub>L</sub>	M <sub>T</sub>	M <sub>L,ΔM</sub>	M <sub>T,ΔM</sub>
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
SLU-Gr.1(N)	-37571	7559	495	32680	5470	54600	6905
SLU-Gr.3(N)	-37652	8188	336	37240	4082	60987	5055
SLU-Gr.1(P)	-38076	7699	481	34988	6357	57315	7750
SLU-Gr.3(P)	-38175	8469	328	40565	5032	65126	5984
SLU-Gr.1-1SW/2	-33772	5955	321	27980	8562	45250	9493
SLU-Gr.3-1SW/2	-33821	6333	249	30717	7931	49084	8652
SLU-Gr.1-MaxML (P)	-38076	7758	481	35396	6357	57895	7750
SLU-Gr.3-MaxML (P)	-38175	8528	328	40973	5032	65705	5984
SLU-Gr.1(N)-Gk=1.00	-29994	6463	495	27385	5470	46128	6905
SLU-Gr.3(N)-Gk=1.00	-30075	7093	336	31945	4082	52514	5055
SLU-Gr.1(P)-Gk=1.00	-30499	6603	481	29693	6357	48843	7750
SLU-Gr.3(P)-Gk=1.00	-30598	7374	328	35270	5032	56653	5984
SLU-Gr.1-1SW/2-Gk=1.00	-26195	4860	321	22684	8562	36778	9493
SLU-Gr.3-1SW/2-Gk=1.00	-26244	5238	249	25422	7931	40612	8652
SLU-Gr.1-MaxML (P)-Gk=1.00	-30499	6603	481	29693	6357	48843	7750
SLU-Gr.3-MaxML (P)-Gk=1.00	-30598	7374	328	35270	5032	56653	5984
SLV-EL+0.3ET	-21926	9763	1637	46079	6912	74391	11659
SLV-0.3EL+ET	-21926	2913	5456	17680	23041	26129	38865
SLE-C-Gr.1(N)	-27270	5429	337	23226	3710	38969	4689
SLE-C-Gr.3(N)	-27326	5863	227	26371	2753	43374	3413
SLE-C-Gr.1(P)	-27618	5526	327	24818	4322	40842	5271
SLE-C-Gr.3(P)	-27687	6057	222	28664	3409	46229	4053
SLE-C-Gr.1-1SW/2	-24650	4323	217	19984	5843	32521	6473
SLE-C-Gr.3-1SW/2	-24684	4584	167	21872	5408	35165	5893
SLE-C-Gr.1-MaxML (P)	-27618	5526	327	24818	4322	40842	5271
SLE-C-Gr.3-MaxML (P)	-27687	6057	222	28664	3409	46229	4053
SLE-F-Gr.1(N)	-25968	4969	176	21136	1531	35546	2042
SLE-F-Gr.3(N)	-26013	5316	88	23652	766	39070	1021
SLE-F-Gr.1(P)	-26247	5046	168	22409	2021	37044	2508
SLE-F-Gr.3(P)	-26301	5471	84	25486	1290	41353	1534
SLE-F-Gr.1-1SW/2	-23872	4084	80	18543	3237	30387	3469
SLE-F-Gr.3-1SW/2	-23899	4293	40	20053	2889	32503	3005
SLE-F-Gr.1-MaxML (P)	-26247	5046	168	22409	2021	37044	2508
SLE-F-Gr.3-MaxML (P)	-26301	5471	84	25486	1290	41353	1534
SLE-QP	-21230	3152	0	14170	0	23311	0

**Tabella 28 – Sollecitazioni ad intradosso plinto (quota testa pali)**

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.

Pali								
	1	2	3	4	5	6	7	8
z	-2.25	-2.25	-2.25	-2.25	2.25	2.25	2.25	2.25
y	6.75	2.25	-2.25	-6.75	6.75	2.25	-2.25	-6.75
z <sup>2</sup>	5.06	5.06	5.06	5.06	5.06	5.06	5.06	5.06
y <sup>2</sup>	45.56	5.06	5.06	45.56	45.56	5.06	5.06	45.56
W <sub>y</sub>	30.00	90.00	-90.00	-30.00	30.00	90.00	-90.00	-30.00
W <sub>z</sub>	-18.00	-18.00	-18.00	-18.00	18.00	18.00	18.00	18.00

**Tabella 29 – Numero di pali e coordinate rispetto al baricentro del plinto**

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]
SLU-Gr.1(N)	4	-7960	5	-1433	947	2746
SLU-Gr.3(N)	4	-8263	5	-1150	1024	2971
SLU-Gr.1(P)	4	-8202	5	-1317	964	2796
SLU-Gr.3(P)	4	-8589	5	-954	1059	3072
SLU-Gr.1-1SW/2	4	-7052	5	-1391	745	2162
SLU-Gr.3-1SW/2	4	-7243	5	-1212	792	2298
SLU-Gr.1-MaxML (P)	4	-8234	5	-1285	972	2818
SLU-Gr.3-MaxML (P)	4	-8622	5	-922	1067	3094
SLU-Gr.1(N)-Gk=1.00	4	-6542	5	-956	810	2350
SLU-Gr.3(N)-Gk=1.00	4	-6845	5	-673	888	2574
SLU-Gr.1(P)-Gk=1.00	4	-6784	5	-841	828	2400
SLU-Gr.3(P)-Gk=1.00	4	-7172	5	-478	923	2676
SLU-Gr.1-1SW/2-Gk=1.00	4	-5634	5	-915	609	1766
SLU-Gr.3-1SW/2-Gk=1.00	4	-5825	5	-736	655	1901
SLU-Gr.1-MaxML (P)-Gk=1.00	4	-6784	5	-841	828	2400
SLU-Gr.3-MaxML (P)-Gk=1.00	4	-7172	5	-478	923	2676
SLV-EL+0.3ET	4	-7262	5	1781	1237	3588
SLV-0.3EL+ET	4	-5488	5	6	773	2242
SLE-C-Gr.1(N)	4	-5730	5	-1087	680	1972
SLE-C-Gr.3(N)	4	-5939	5	-892	733	2127
SLE-C-Gr.1(P)	4	-5897	5	-1008	692	2007
SLE-C-Gr.3(P)	4	-6164	5	-757	758	2197
SLE-C-Gr.1-1SW/2	4	-5104	5	-1059	541	1569
SLE-C-Gr.3-1SW/2	4	-5236	5	-935	573	1663
SLE-C-Gr.1-MaxML (P)	4	-5897	5	-1008	692	2007
SLE-C-Gr.3-MaxML (P)	4	-6164	5	-757	758	2197
SLE-F-Gr.1(N)	4	-5289	5	-1203	622	1802
SLE-F-Gr.3(N)	4	-5456	5	-1047	665	1927
SLE-F-Gr.1(P)	4	-5422	5	-1139	631	1830
SLE-F-Gr.3(P)	4	-5636	5	-939	684	1984
SLE-F-Gr.1-1SW/2	4	-4788	5	-1180	511	1481
SLE-F-Gr.3-1SW/2	4	-4893	5	-1081	537	1556
SLE-F-Gr.1-MaxML (P)	4	-5422	5	-1139	631	1830
SLE-F-Gr.3-MaxML (P)	4	-5636	5	-939	684	1984
SLE-QP	1	-3949	5	-1359	394	1143

**Tabella 30 – Massime e minime sollecitazioni nei pali di fondazione**

Il solettone di fondazione viene schematizzato come una trave a mensola caricata dai massimi sforzi normali che si verificano nei pali di fondazione.

Si riportano le verifiche per una fascia di un metro

Sezione di verifica		Armatura		
Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
1.0	2	1 $\phi$ 26/10	1 $\phi$ 26/10	Spilli $\phi$ 8/20x40

**Tabella 31 – Geometria sezione e armatura del solettone di fondazione**

Plinto di fondazione - Verifiche allo SLU					
Combinazioni		Mlong kNm/m	Tlong kN/m	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
Max N	SLU-Gr.3-MaxML (P)-Gk=1.00	636	358	6.02	3.0
Min N	SLV-EL+0.3ET	2597	903	1.47	1.2

Plinto di fondazione - Verifiche allo SLE						
Combinazioni		Mlong kNm	Tlong kN	$\sigma_c$ Mpa	$\sigma_s$ Mpa	Wk mm
RARA	SLE-C-Gr.3(P)	837	414	-1.68	88.24	0.000
	SLE-C-Gr.3-MaxML (P)	509	323	-1.02	53.74	0.000
FREQ	SLE-F-Gr.3(P)	781	398	-1.57	82.36	0.000
	SLE-F-Gr.3-MaxML (P)	519	326	-1.04	54.76	0.000
QP	SLE-QP	500	320	-1.01	52.71	0.000

**Tabella 32 – Verifiche del plinto di fondazione**

## 11.2 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:

$$\alpha = 2.8877 \text{ m}$$

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, già riportate nel presente documento al paragrafo 3.2.

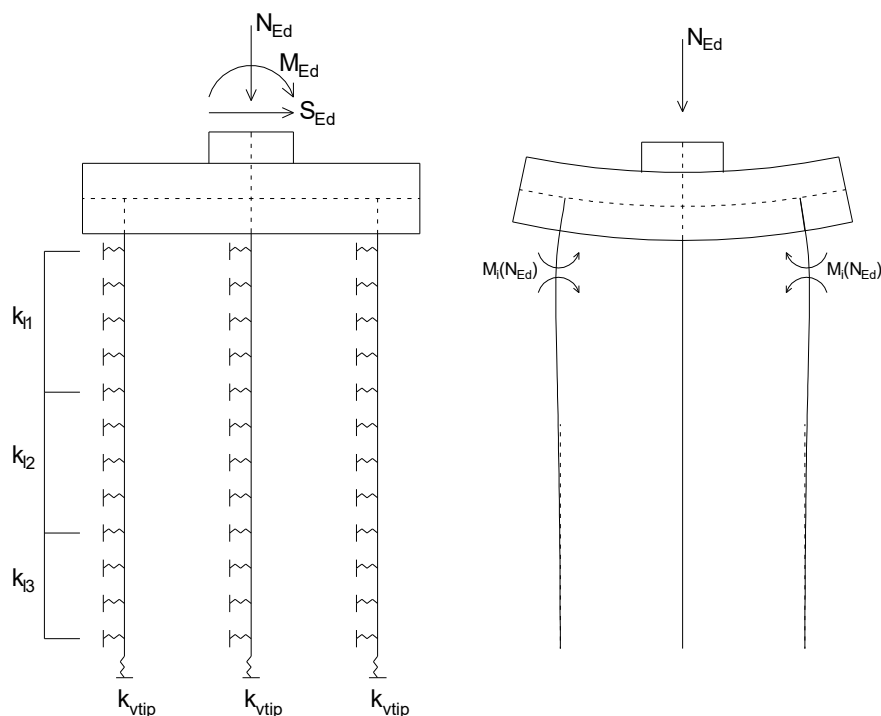


Figura 12 – Modello del plinto su pali ed effetto flessionale su pali dovuto al carico assiale agente sul plinto (a destra)

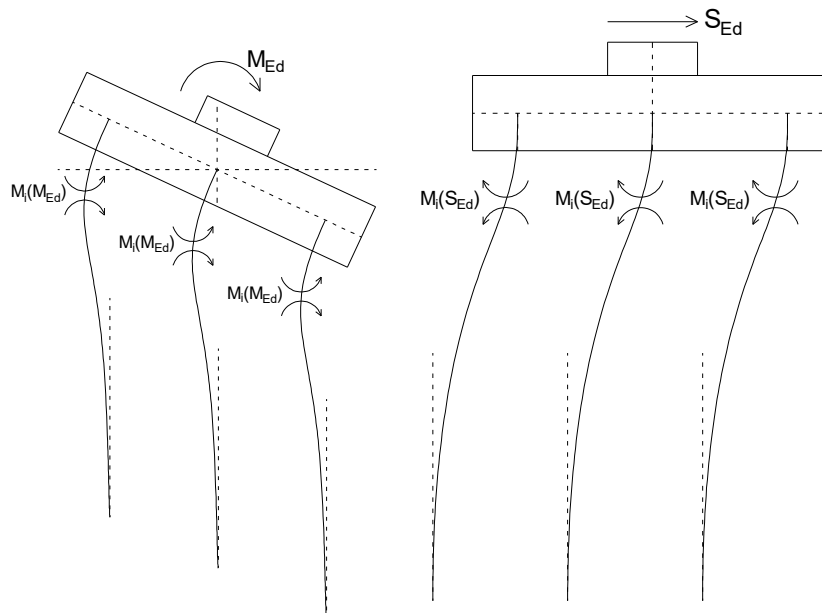


Figura 13 – Effetto flessionale sui pali dovuti al momento flettente (a sinistra) e al taglio (a destra) agenti sul plinto

I pali saranno armati con 36 coppie di  $\phi 26$  longitudinali ( $2 \times 36 \phi 26$ ) e con una spirale  $\phi 16/10$  (2 bracci resistenti). Tale armatura costituisce la prima gabbia di armatura del palo e si estende per 12 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
$\phi 1500$	1.5	72 $\phi 26$	Spirale $\phi 16/10$

Nota: Per la definizione dell'armatura longitudinale è risultata dimensionante la verifica a carico limite orizzontale.

PALO - Verifiche allo SLU						
Combinazioni		N kN	Mlong kNm	Tlong kN	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
Max N	SLU-Gr.3-MaxML (P)	-7939	2613	905	3.64	4.4
Min N	SLV-EL+0.3ET	1353	3298	1142	2.25	3.8
Max VL	SLV-EL+0.3ET	1353	3298	1142	2.25	3.8

PALO - Verifiche allo SLE							
Combinazioni		N	Mlong	Tlong	$\sigma_c$	$\sigma_s$	Wk
		kN	kNm	kN	Mpa	Mpa	mm
RARA	SLE-C-Gr.3(P)	-5717	1881	651	-7.49	27.61	0.012
	SLE-C-Gr.3(P)	-1135	1514	524	-6.57	143.01	0.116
FREQ	SLE-F-Gr.3(P)	-5283	1732	600	-6.78	24.11	0.010
	SLE-F-Gr.3(P)	-1237	1439	498	-5.99	121.46	0.098
QP	SLE-QP	-3947	1138	394	-4.14	6.89	0.000
	SLE-QP	-1361	1138	394	-3.57	47.49	0.022

Tabella 33 – Verifica dei pali di fondazione

### 11.3 VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE

In accordo con le curve di capacità portante ottenute per il viadotto in esame (riportate al paragrafo 3.2), 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.

SPALLE	H <sub>calcolo</sub>	FONDAZIONE					L <sub>pali</sub> [m]	SFORZI NEI PALI SLU		
		D <sub>pali</sub>	n <sub>pali</sub>	Stratig.	Liquefaz.	Scalam.		N <sub>min</sub>	Q <sub>d,c</sub>	F.S.
		[m]	[m]							
S01	4.9	1.5	8	1	NO	-	36	-7939	8668	1.09

SPALLE	H <sub>calcolo</sub>	FONDAZIONE					L <sub>pali</sub> [m]	SFORZI NEI PALI SLE		
		D <sub>pali</sub>	n <sub>pali</sub>	Stratig.	Liquefaz.	Scalam.		N <sub>min</sub>	Q <sub>II,k</sub>	N <sub>min</sub> /Q <sub>II</sub>
		[m]	[m]							
S01	4.9	1.5	8	1	NO	-	36	-5717	13988	2.45

SPALLE	H <sub>calcolo</sub>	FONDAZIONE					L <sub>pali</sub> [m]	SFORZI NEI PALI SLV		
		D <sub>pali</sub>	n <sub>pali</sub>	Stratig.	Liquefaz.	Scalam.		N <sub>min</sub>	Q <sub>d,c</sub>	F.S.
		[m]	[m]							
S01	4.9	1.5	8	1	NO	-	36	-6834	8668	1.27

Tabella 34 – Verifica della portanza verticale dei pali di fondazione

Per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione geotecnica.

#### 11.3.1 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:

PILE	Casi di calcolo	L <sub>pali</sub> [m]	Q <sub>d</sub> (palo sing.) [kN]	PORTANZA PALI DI GRUPPO								
				Diametro	interasse	n. pali x fila	m. n. fila	Φ	E efficienza	N <sub>max,SLU</sub>	Q <sub>d Gruppo</sub>	FS
				[m]	[m]	[-]	[-]	[°]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
S01	4.9	36	8668	1.5	4.5	4	2	18.43	0.74	38175	51589	1.35

## 11.4 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  $\phi=30^\circ$ . 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.

Per ragione di sintesi si riporta la verifica del palo maggiormente sollecitato.

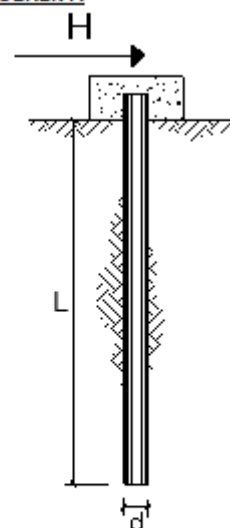
### CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA

**OPERA:**

**TEORIA DI BASE:**

(Broms, 1964)

coefficienti parziali		A		M	R	
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	$\gamma_\sigma$	$\gamma_\tau$	
		$\gamma_G$	$\gamma_Q$			
CIS	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: 
$$H = 1.5k_p \gamma d^3 \left( \frac{L}{d} \right)^2$$

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 =	36.00	(m)		
Diametro del palo	d =	1.50	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	7434.39	(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 ( $k_p = (1+\sin\alpha)/(1-\sin\alpha)$ )	$k_{p\ med} =$	3.00	(-)	$k_{p\ min} =$	3.00 (-)
Peso di unità di volume (con falda $g = g'$ )	$\gamma =$	10.00	(kN/m <sup>3</sup> )		
Azione Tagliante (V):	V =	1142.1	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

#### Palo corto:

$$H1_{med} = 87480.00 \quad (\text{kN}) \qquad H1_{min} = 87480.00 \quad (\text{kN})$$

#### Palo intermedio:

$$H2_{med} = 29366.51 \quad (\text{kN}) \qquad H2_{min} = 29366.51 \quad (\text{kN})$$

#### Palo lungo:

$$H3_{med} = 3227.14 \quad (\text{kN}) \qquad H3_{min} = 3227.14 \quad (\text{kN})$$

$$H_{med} = 3227.14 \quad (\text{kN}) \quad \text{palo lungo} \qquad H_{min} = 3227.14 \quad (\text{kN}) \quad \text{palo lungo}$$

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 1955.84 \quad (\text{kN})$$

$$H_d = H_k/\gamma_T = 1504.50 \quad (\text{kN})$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 1142.10 \quad (\text{kN})$$

$$FS = H_d / F_d = 1.32$$

$$FS (\text{gruppo}) = 1.05$$

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).

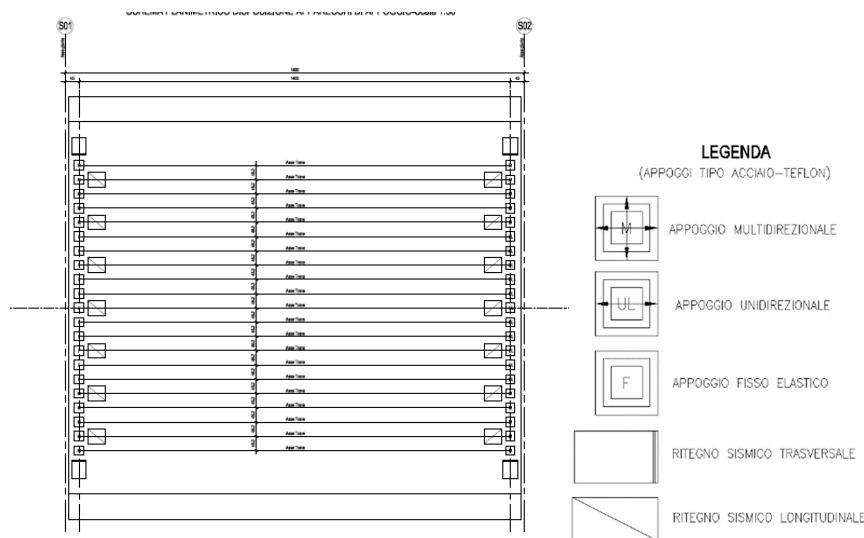
### 11.5 VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI IN FONDAZIONE

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

## 12 APPOGGI EGIUNTI

### 12.1 APPOGGI

Al disotto delle travi disposte nella fascia centrale dell'impalcato si dispongono da un lato degli appoggi "fissi" e unidirezionali longitudinali sull'altro. Sulle rimanenti travi sono previsti appoggi di tipo multidirezionale. Uno schema in pianta della configurazione degli appoggi si riporta nella sottostante figura.



**Figura 14 – Schema configurazione appoggi**

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

- Sforzo normale appoggi:  $N_i = N / n_{tot}$
- Taglio Trasversale appoggi Fissi:  $TT_i = TT / n_F$
- Taglio Trasversale appoggi Unidirezionali:  $TT_i = TT / n_{UL}$
- Taglio Longitudinale appoggi fissi:  $TL_i = TL / n_F$

Dove:

Spalla Fissa			Spalla Mobile		
$n_F$	$n_M$	$n_{tot}$	$n_{UL}$	$n_M$	$n_{tot}$
11	10	21	11	10	21

- $n_F$ : numero appoggi fissi;
- $n_M$ : numero appoggi multidirezionali;
- $n_{UL}$ : numero appoggi Unidirezionali (Longitudinali);
- $n_{tot}$ : numero appoggi Totali;

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

$$i [m] = 0.462 \text{ interasse appoggi}$$

$$e_{ym} [m] = 4.62 \text{ eccentricità trasversale appoggio mobile più esterno rispetto a G impalcato}$$

$$e_{yf} [m] = 2.31 \text{ eccentricità trasversale appoggio fisso/unidirezionale più esterno rispetto a G impalcato}$$



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

LATO APPOGGI FISSI						
Combinazione	APPOGGIO FISSO			APPOGGIO MULTIDIREZIONALE		
	N	TL	TT	N	TL	TT
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
SLU-Gr.1(N)	451.64	43.82	45.01	484.97	0.00	0.00
SLU-Gr.3(N)	450.83	101.07	30.51	479.51	0.00	0.00
SLU-Gr.1(P)	491.73	56.58	43.69	541.09	0.00	0.00
SLU-Gr.3(P)	491.99	126.60	29.85	536.91	0.00	0.00
SLU-Gr.1-1SW/2	460.74	26.31	29.19	563.76	0.00	0.00
SLU-Gr.3-1SW/2	460.93	60.68	22.60	561.84	0.00	0.00
SLU-Gr.1-MaxML (P)	491.73	61.96	43.69	541.09	0.00	0.00
SLU-Gr.3-MaxML (P)	491.99	131.98	29.85	536.91	0.00	0.00
SLU-Gr.1(N)-Gk=1.00	383.84	44.51	45.01	417.18	0.00	0.00
SLU-Gr.3(N)-Gk=1.00	383.04	101.77	30.51	411.71	0.00	0.00
SLU-Gr.1(P)-Gk=1.00	423.93	57.28	43.69	473.29	0.00	0.00
SLU-Gr.3(P)-Gk=1.00	424.20	127.30	29.85	469.11	0.00	0.00
SLU-Gr.1-1SW/2-Gk=1.00	392.94	27.01	29.19	495.97	0.00	0.00
SLU-Gr.3-1SW/2-Gk=1.00	393.13	61.38	22.60	494.04	0.00	0.00
SLU-Gr.1-MaxML (P)-Gk=1.00	423.93	57.28	43.69	473.29	0.00	0.00
SLU-Gr.3-MaxML (P)-Gk=1.00	424.20	127.30	29.85	469.11	0.00	0.00
SLV-EL+0.3ET	173.76	182.43	55.33	173.76	0.00	0.00
SLV-0.3EL+ET	173.76	53.34	184.42	173.76	0.00	0.00
SLE-C-Gr.1(N)	317.90	30.08	30.67	340.33	0.00	0.00
SLE-C-Gr.3(N)	317.34	69.57	20.67	336.57	0.00	0.00
SLE-C-Gr.1(P)	345.54	38.89	29.76	379.04	0.00	0.00
SLE-C-Gr.3(P)	345.73	87.17	20.22	376.15	0.00	0.00
SLE-C-Gr.1-1SW/2	324.17	18.01	19.76	394.67	0.00	0.00
SLE-C-Gr.3-1SW/2	324.31	41.71	15.22	393.35	0.00	0.00
SLE-C-Gr.1-MaxML (P)	345.54	38.89	29.76	379.04	0.00	0.00
SLE-C-Gr.3-MaxML (P)	345.73	87.17	20.22	376.15	0.00	0.00
SLE-F-Gr.1(N)	271.79	23.67	16.00	276.93	0.00	0.00
SLE-F-Gr.3(N)	271.35	55.25	8.00	273.92	0.00	0.00
SLE-F-Gr.1(P)	293.91	30.71	15.27	307.89	0.00	0.00
SLE-F-Gr.3(P)	294.05	69.34	7.64	305.59	0.00	0.00
SLE-F-Gr.1-1SW/2	276.81	14.01	7.27	320.40	0.00	0.00
SLE-F-Gr.3-1SW/2	276.92	32.97	3.64	319.34	0.00	0.00
SLE-F-Gr.1-MaxML (P)	293.91	30.71	15.27	307.89	0.00	0.00
SLE-F-Gr.3-MaxML (P)	294.05	69.34	7.64	305.59	0.00	0.00
SLE-QP	173.76	0.00	0.00	173.76	0.00	0.00

Tabella 35 – Scarichi Combinati appoggi (SPALLA FISSA)

**LATO APPOGGI MOBILI**

Combinazione	APPOGGIO UNIDIREZ.			APPOGGIO MULTIDIREZIONALE		
	N	TL	TT	N	TL	TT
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
SLU-Gr.1(N)	451.64	0.00	45.01	484.97	0.00	0.00
SLU-Gr.3(N)	450.83	0.00	30.51	479.51	0.00	0.00
SLU-Gr.1(P)	491.73	0.00	43.69	541.09	0.00	0.00
SLU-Gr.3(P)	491.99	0.00	29.85	536.91	0.00	0.00
SLU-Gr.1-1SW/2	460.74	0.00	29.19	563.76	0.00	0.00
SLU-Gr.3-1SW/2	460.93	0.00	22.60	561.84	0.00	0.00
SLU-Gr.1-MaxML (P)	299.30	0.00	16.01	348.67	0.00	0.00
SLU-Gr.3-MaxML (P)	294.85	0.00	16.01	339.77	0.00	0.00
SLU-Gr.1(N)-Gk=1.00	383.84	0.00	45.01	417.18	0.00	0.00
SLU-Gr.3(N)-Gk=1.00	383.04	0.00	30.51	411.71	0.00	0.00
SLU-Gr.1(P)-Gk=1.00	423.93	0.00	43.69	473.29	0.00	0.00
SLU-Gr.3(P)-Gk=1.00	424.20	0.00	29.85	469.11	0.00	0.00
SLU-Gr.1-1SW/2-Gk=1.00	392.94	0.00	29.19	495.97	0.00	0.00
SLU-Gr.3-1SW/2-Gk=1.00	393.13	0.00	22.60	494.04	0.00	0.00
SLU-Gr.1-MaxML (P)-Gk=1.00	231.51	0.00	16.01	280.87	0.00	0.00
SLU-Gr.3-MaxML (P)-Gk=1.00	227.06	0.00	16.01	271.97	0.00	0.00
SLV-EL+0.3ET	211.66	0.00	26.25	222.36	0.00	0.00
SLV-0.3EL+ET	231.34	0.00	87.50	261.74	0.00	0.00
SLE-C-Gr.1(N)	317.90	0.00	30.67	340.33	0.00	0.00
SLE-C-Gr.3(N)	317.34	0.00	20.67	336.57	0.00	0.00
SLE-C-Gr.1(P)	345.54	0.00	29.76	379.04	0.00	0.00
SLE-C-Gr.3(P)	345.73	0.00	20.22	376.15	0.00	0.00
SLE-C-Gr.1-1SW/2	324.17	0.00	19.76	394.67	0.00	0.00
SLE-C-Gr.3-1SW/2	324.31	0.00	15.22	393.35	0.00	0.00
SLE-C-Gr.1-MaxML (P)	212.84	0.00	10.67	246.33	0.00	0.00
SLE-C-Gr.3-MaxML (P)	209.77	0.00	10.67	240.19	0.00	0.00
SLE-F-Gr.1(N)	271.79	0.00	16.00	276.93	0.00	0.00
SLE-F-Gr.3(N)	271.35	0.00	8.00	273.92	0.00	0.00
SLE-F-Gr.1(P)	293.91	0.00	15.27	307.89	0.00	0.00
SLE-F-Gr.3(P)	294.05	0.00	7.64	305.59	0.00	0.00
SLE-F-Gr.1-1SW/2	276.81	0.00	7.27	320.40	0.00	0.00
SLE-F-Gr.3-1SW/2	276.92	0.00	3.64	319.34	0.00	0.00
SLE-F-Gr.1-MaxML (P)	187.74	0.00	0.00	201.73	0.00	0.00
SLE-F-Gr.3-MaxML (P)	185.29	0.00	0.00	196.82	0.00	0.00
SLE-QP	173.76	0.00	0.00	173.76	0.00	0.00

Tabella 36 – Scarichi Combinati appoggi (SPALLA MOBILE)

VI08 – Ponte su canale km. 18+066,600 a km  
18+081,500: Relazione di calcolo Spalla S1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02D78	CL	VI0804001	A	59 di 62

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

VI08 - Impalcato a travi incorporate 14.90 m						
FISSI		UNIDIR.			MULTI	GIUNTI
V. (kN)	H. (kN)	V. (kN)	H. (kN)	SCORRIMENTO	V. (kN)	ESCURSIONE
600	470	600	225	dlong .±100	600	elong .±90

**CORSA APPARECCHI D'APPOGGIO MOBILI ( $\delta_{App}$ )**

$$\delta_{App} = \pm \max [E_L/2 + E_L/8; E_L+15\text{mm}] = \pm$$

**96.3**

dove l'escursione longitudinale del giunto  $E_L$  è definita al paragrafo successivo.

## 12.2 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).

- $d_{eg}$  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 6.2. 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 la pila di altezza maggiore:

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]
14900	22.5	3.353	6.705	0.059	1.00	0.1	0.55	0.2	77.0	154.1	0.45	72	154.1

Nota: Nel caso specifico lo spostamento  $d_{Ed}$  coincide con il valore dello spostamento elastico calcolato in base allo schema strutturale di mensola con incastro alla base per effetto dell'azione sismica di progetto nell'ipotesi  $q=1$ :  $d_{Ed} = (FH^3/3EI) \cdot \mu_d$

VI08 – Ponte su canale km. 18+066,600 a km  
18+081,500: Relazione di calcolo Spalla S1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02D78	CL	VI0804001	A	61 di 62

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

$$\text{Per valori di } a_g(\text{SLV}) < 0.25g : E_L \geq \max(0.10m; 2.3 \cdot L/1000 + 0.073) = E_{L\text{min Non sismica}} \quad 107.27 \text{ mm}$$

$$\text{Per valori di } a_g(\text{SLV}) \geq 0.25g : E_L \geq \max(0.15m; 3.3 \cdot L/1000 + 0.1) = E_{L\text{min sismica}} \quad 150 \text{ mm}$$

ove: L= Lunghezza del ponte (m)

Nel caso in esame: Classe zona: Non Sismica

In definitiva:

$$E_L = 154.1 \text{ mm}$$

Pertanto:

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

$$\delta_{GIU} = \pm E_L/2 + 10\text{mm} = \pm 87.0 \text{ mm}$$

#### AMPIEZZA DEI VARCHI (V)

$$V \geq E_L/2 + V_0 = 97.0 \text{ mm}$$

ove:  $V_0 = 20 \text{ mm}$



**LINEA PESCARA - BARI**  
**RADDOPPIO TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA**  
**LOTTI 2 e 3 – RADDOPPIO TERMOLI - RIPALTA**

VI08 – Ponte su canale km. 18+066,600 a km  
18+081,500: Relazione di calcolo Spalla S1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02D78	CL	VI0804001	A	62 di 62

### 13 CONCLUSIONI

I risultati ottenuti nelle analisi e nelle verifiche, mostrano che il dimensionamento delle strutture è stato effettuato nel rispetto dei requisiti di resistenza richiesti all'opera.