

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. OPERE GEOTECNICHE

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO

VIADOTTI FERROVIARI

Relazione predimensionamento viadotti

SCALA:

-

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

RC1C 03 R 11 RH VI0000 002 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	G. Grimaldi	Novembre 2021	R. Lerra	Novembre 2021	I. D'Amore	Novembre 2021	L. Berardi Gennaio 2022
B	Emissione esecutiva	G. Grimaldi	Gennaio 2022	R. Lerra	Gennaio 2022	I. D'Amore	Gennaio 2022	

File: RC1C03R11RHVI0000002B

n. Elab.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

INDICE

1.	PREMESSA	11
2.	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	14
2.1	Normative	14
2.2	Elaborati di riferimento	14
3.	MATERIALI	15
3.1	Calcestruzzo per elevazione.....	15
3.2	Calcestruzzo per fondazioni	15
3.3	Acciaio per barre di armature	15
3.4	Acciaio per carpenteria metallica	15
4.	IPOTESI E CRITERI DI DIMENSIONAMENTO.....	16
4.1	Vita Nominale e Classe d'Uso.....	16
4.2	Impalcati.....	16
4.3	Pile.....	16
4.3.1	Azioni sismiche.....	16
4.3.2	Criterio di limitazione della deformabilità.....	17
4.4	Spalle.....	17
4.5	Fondazioni	18
5.	MODELLI DI ANALISI E VERIFICA	19
5.1	Sistemi di riferimento ed unità di misura	19
6.	VI01 - PILA 01	20
6.1	Analisi dei carichi	22
6.1.1	Permanenti strutturali e non (G1 e G2).....	22
6.1.2	Carichi da traffico verticali (Q1)	22
6.1.3	Effetti dinamici.....	24
6.1.4	Disposizione treni di carico.....	24
6.1.5	Carichi da traffico orizzontali	25
6.1.5.1	Forza centrifuga (Q4).....	25
6.1.5.2	Serpeggio.....	26
6.1.5.3	Frenatura ed avviamento (Q3).....	26
6.1.5.4	Forza d'attrito (Q8).....	26
6.1.6	Azione del Vento (Q5).....	27
6.1.7	Riepilogo dei carichi orizzontali elementari.....	27
6.1.8	Azione Sismica (E).....	28

6.1.8.1	Inquadramento Sismico.....	28
6.1.8.2	Definizione della domanda sismica.....	28
6.1.8.3	Calcolo dell'azione Sismica.....	29
6.2	Combinazioni di carico	30
6.3	Sollecitazione base pila	31
6.4	Sollecitazione intradosso fondazione	31
6.5	Deformabilità.....	32
6.6	Verifica allo spiccato del fusto	33
6.6.1	<i>Verifica a presso flessione.....</i>	33
6.7	Pali di fondazione.....	41
7.	VI01 - SPALLA A.....	43
7.1	Analisi dei carichi	45
7.1.1	<i>Permanenti strutturali e non (G1 e G2).....</i>	45
7.1.2	<i>Carichi da traffico verticali (Q1)</i>	46
7.1.3	<i>Effetti dinamici.....</i>	47
7.1.4	<i>Disposizione treni di carico.....</i>	47
7.1.5	<i>Carichi da traffico orizzontali</i>	48
7.1.5.1	Forza centrifuga (Q4).....	48
7.1.5.2	Serpeggio.....	49
7.1.5.3	Frenatura ed avviamento (Q3).....	49
7.1.5.4	Forza d'attrito (Q8)	49
7.1.6	<i>Azione del Vento (Q5).....</i>	50
7.1.7	<i>Riepilogo dei carichi elementari trasmessi dall'impalcato</i>	50
7.1.8	<i>Spinta litostatica del terrapieno</i>	51
7.1.9	<i>Spinta statica del ballast sul terrapieno.....</i>	51
7.1.10	<i>Spinta statica del sovraccarico agente sul terrapieno</i>	51
7.1.11	<i>Azione Sismica (E).....</i>	53
7.1.11.1	Inquadramento Sismico.....	53
7.1.11.2	Definizione della domanda sismica	53
7.1.11.3	Calcolo dell'azione Sismica	54
7.1.12	<i>Azioni provenienti dal rilevato esistente in affiancamento</i>	61
7.2	Combinazioni di carico	63
7.3	Sollecitazione alla base del muro frontale.....	64
7.4	Sollecitazione intradosso fondazione	64
7.5	Pali di fondazione.....	65
8.	VI01 - SPALLA B.....	67
8.1	Analisi dei carichi	69
8.1.1	<i>Permanenti strutturali e non (G1 e G2).....</i>	69

8.1.2	<i>Carichi da traffico verticali (Q1)</i>	70
8.1.3	<i>Effetti dinamici</i>	71
8.1.4	<i>Disposizione treni di carico</i>	71
8.1.5	<i>Carichi da traffico orizzontali</i>	72
8.1.5.1	Forza centrifuga (Q4).....	72
8.1.5.2	Serpeggio.....	73
8.1.5.3	Frenatura ed avviamento (Q3).....	73
8.1.5.4	Forza d'attrito (Q8).....	73
8.1.6	<i>Azione del Vento (Q5)</i>	74
8.1.7	<i>Riepilogo dei carichi elementari trasmessi dall'impalcato</i>	74
8.1.8	<i>Spinta litostatica del terrapieno</i>	75
8.1.9	<i>Spinta statica del ballast sul terrapieno</i>	75
8.1.10	<i>Spinta statica del sovraccarico agente sul terrapieno</i>	75
8.1.11	<i>Azione Sismica (E)</i>	77
8.1.11.1	Inquadramento Sismico.....	77
8.1.11.2	Definizione della domanda sismica	77
8.1.11.3	Calcolo dell'azione Sismica	78
8.1.12	<i>Azioni provenienti dal rilevato esistente in affiancamento</i>	85
8.2	Combinazioni di carico	87
8.3	Sollecitazione alla base del muro frontale.....	88
8.4	Sollecitazione intradosso fondazione	88
8.5	Pali di fondazione.....	89
9.	VI02 - PILA 02.....	91
9.1	Analisi dei carichi	94
9.1.1	<i>Permanenti strutturali e non (G1 e G2)</i>	94
9.1.2	<i>Carichi da traffico verticali (Q1)</i>	94
9.1.3	<i>Effetti dinamici</i>	96
9.1.4	<i>Disposizione treni di carico</i>	96
9.1.5	<i>Carichi da traffico orizzontali</i>	97
9.1.5.1	Forza centrifuga (Q4).....	97
9.1.5.2	Serpeggio.....	98
9.1.5.3	Frenatura ed avviamento (Q3).....	98
9.1.5.4	Forza d'attrito (Q8)	98
9.1.6	<i>Azione del Vento (Q5)</i>	99
9.1.7	<i>Riepilogo dei carichi orizzontali elementari</i>	99
9.1.8	<i>Azione Sismica (E)</i>	100
9.1.8.1	Inquadramento Sismico.....	100
9.1.8.2	Definizione della domanda sismica.....	100
9.1.8.3	Calcolo dell'azione Sismica.....	101

9.2	Combinazioni di carico	102
9.3	Sollecitazione base pila	103
9.4	Sollecitazione intradosso fondazione	103
9.5	Deformabilità.....	104
9.6	Verifica allo spiccato del fusto	105
9.6.1	Verifica a presso flessione.....	105
9.7	Pali di fondazione.....	112
10.	VI02 - PILA 03.....	114
10.1	Analisi dei carichi	116
10.1.1	Permanenti strutturali e non (G1 e G2).....	116
10.1.2	Carichi da traffico verticali (Q1)	116
10.1.3	Effetti dinamici.....	118
10.1.4	Disposizione treni di carico.....	118
10.1.5	Carichi da traffico orizzontali	119
10.1.5.1	Forza centrifuga (Q4)	119
10.1.5.2	Serpeggio.....	120
10.1.5.3	Frenatura ed avviamento (Q3).....	120
10.1.5.4	Forza d'attrito (Q8).....	120
10.1.6	Azione del Vento (Q5).....	121
10.1.7	Riepilogo dei carichi orizzontali elementari.....	121
10.1.8	Azione Sismica (E).....	122
10.1.8.1	Inquadramento Sismico.....	122
10.1.8.2	Definizione della domanda sismica	122
10.1.8.3	Calcolo dell'azione Sismica	123
10.2	Combinazioni di carico	124
10.3	Sollecitazione base pila	125
10.4	Sollecitazione intradosso fondazione	125
10.5	Deformabilità.....	126
10.6	Verifica allo spiccato del fusto	127
10.6.1	Verifica a presso flessione.....	127
10.7	Pali di fondazione.....	134
11.	VI02 - SPALLA A.....	136
11.1	Analisi dei carichi	138
11.1.1	Permanenti strutturali e non (G1 e G2).....	138
11.1.2	Carichi da traffico verticali (Q1)	139
11.1.3	Effetti dinamici.....	140
11.1.4	Disposizione treni di carico.....	140
11.1.5	Carichi da traffico orizzontali	141

11.1.5.1	Forza centrifuga (Q4)	141
11.1.5.2	Serpeggio.....	142
11.1.5.3	Frenatura ed avviamento (Q3).....	142
11.1.5.4	Forza d'attrito (Q8).....	142
11.1.6	<i>Azione del Vento (Q5).....</i>	143
11.1.7	<i>Riepilogo dei carichi elementari trasmessi dall'impalcato</i>	143
11.1.8	<i>Spinta litostatica del terrapieno</i>	144
11.1.9	<i>Spinta statica del ballast sul terrapieno.....</i>	144
11.1.10	<i>Spinta statica del sovraccarico agente sul terrapieno.....</i>	144
11.1.11	<i>Azione Sismica (E).....</i>	146
11.1.11.1	Inquadramento Sismico.....	146
11.1.11.2	Definizione della domanda sismica	146
11.1.11.3	Calcolo dell'azione Sismica	147
11.1.12	<i>Azioni provenienti dal rilevato esistente in affiancamento.....</i>	154
11.2	Combinazioni di carico	156
11.3	Sollecitazione alla base del muro frontale.....	157
11.4	Sollecitazione intradosso fondazione	157
11.5	Pali di fondazione.....	158
12.	VI02 - SPALLA B.....	160
12.1	Analisi dei carichi	162
12.1.1	<i>Permanenti strutturali e non (G1 e G2).....</i>	162
12.1.2	<i>Carichi da traffico verticali (Q1)</i>	163
12.1.3	<i>Effetti dinamici.....</i>	164
12.1.4	<i>Disposizione treni di carico.....</i>	164
12.1.5	<i>Carichi da traffico orizzontali</i>	165
12.1.5.1	Forza centrifuga (Q4)	165
12.1.5.2	Serpeggio.....	166
12.1.5.3	Frenatura ed avviamento (Q3).....	166
12.1.5.4	Forza d'attrito (Q8).....	166
12.1.6	<i>Azione del Vento (Q5).....</i>	167
12.1.7	<i>Riepilogo dei carichi elementari trasmessi dall'impalcato</i>	167
12.1.8	<i>Spinta litostatica del terrapieno</i>	168
12.1.9	<i>Spinta statica del ballast sul terrapieno.....</i>	168
12.1.10	<i>Spinta statica del sovraccarico agente sul terrapieno.....</i>	168
12.1.11	<i>Azione Sismica (E).....</i>	170
12.1.11.1	Inquadramento Sismico.....	170
12.1.11.2	Definizione della domanda sismica	170
12.1.11.3	Calcolo dell'azione Sismica	171
12.1.12	<i>Azioni provenienti dal rilevato esistente in affiancamento.....</i>	178

12.2	Combinazioni di carico	180
12.3	Sollecitazione alla base del muro frontale.....	181
12.4	Sollecitazione intradosso fondazione	181
12.5	Pali di fondazione.....	182
13.	VI03 - SPALLA B.....	184
13.1	Analisi dei carichi	186
13.1.1	<i>Permanenti strutturali e non (G1 e G2)</i>	186
13.1.2	<i>Carichi da traffico verticali (Q1)</i>	187
13.1.3	<i>Effetti dinamici</i>	188
13.1.4	<i>Disposizione treni di carico</i>	188
13.1.5	<i>Carichi da traffico orizzontali</i>	189
13.1.5.1	Forza centrifuga (Q4)	189
13.1.5.2	Serpeggio.....	190
13.1.5.3	Frenatura ed avviamento (Q3).....	190
13.1.5.4	Forza d'attrito (Q8).....	190
13.1.6	<i>Azione del Vento (Q5)</i>	191
13.1.7	<i>Riepilogo dei carichi elementari trasmessi dall'impalcato</i>	191
13.1.8	<i>Spinta litostatica del terrapieno</i>	192
13.1.9	<i>Spinta statica del ballast sul terrapieno</i>	192
13.1.10	<i>Spinta statica del sovraccarico agente sul terrapieno</i>	192
13.1.11	<i>Azione Sismica (E)</i>	194
13.1.11.1	Inquadramento Sismico.....	194
13.1.11.2	Definizione della domanda sismica	194
13.1.11.3	Calcolo dell'azione Sismica	195
13.2	Combinazioni di carico	202
13.3	Sollecitazione alla base del muro frontale.....	203
13.4	Sollecitazione intradosso fondazione	203
13.5	Pali di fondazione.....	204
14.	VI04 - SPALLA A.....	206
14.1	Analisi dei carichi	208
14.1.1	<i>Permanenti strutturali e non (G1 e G2)</i>	208
14.1.2	<i>Carichi da traffico verticali (Q1)</i>	209
14.1.3	<i>Effetti dinamici</i>	210
14.1.4	<i>Disposizione treni di carico</i>	210
14.1.5	<i>Carichi da traffico orizzontali</i>	211
14.1.5.1	Forza centrifuga (Q4)	211
14.1.5.2	Serpeggio.....	212
14.1.5.3	Frenatura ed avviamento (Q3).....	212

14.1.5.4	Forza d'attrito (Q8).....	212
14.1.6	Azione del Vento (Q5).....	213
14.1.7	Riepilogo dei carichi elementari trasmessi dall'impalcato.....	213
14.1.8	Spinta litostatica del terrapieno.....	214
14.1.9	Spinta statica del ballast sul terrapieno.....	214
14.1.10	Spinta statica del sovraccarico agente sul terrapieno.....	214
14.1.11	Azione Sismica (E).....	216
14.1.11.1	Inquadramento Sismico.....	216
14.1.11.2	Definizione della domanda sismica.....	216
14.1.11.3	Calcolo dell'azione Sismica.....	217
14.2	Combinazioni di carico.....	224
14.3	Sollecitazione alla base del muro frontale.....	225
14.4	Sollecitazione intradosso fondazione.....	225
14.5	Pali di fondazione.....	226
15.	VI05 - SPALLA A.....	228
15.1	Analisi dei carichi.....	230
15.1.1	Permanenti strutturali e non (G1 e G2).....	230
15.1.2	Carichi da traffico verticali (Q1).....	231
15.1.3	Effetti dinamici.....	232
15.1.4	Disposizione treni di carico.....	232
15.1.5	Carichi da traffico orizzontali.....	233
15.1.5.1	Forza centrifuga (Q4).....	233
15.1.5.2	Serpeggio.....	234
15.1.5.3	Frenatura ed avviamento (Q3).....	234
15.1.5.4	Forza d'attrito (Q8).....	234
15.1.6	Azione del Vento (Q5).....	235
15.1.7	Riepilogo dei carichi elementari trasmessi dall'impalcato.....	235
15.1.8	Spinta litostatica del terrapieno.....	236
15.1.9	Spinta statica del ballast sul terrapieno.....	236
15.1.10	Spinta statica del sovraccarico agente sul terrapieno.....	236
15.1.11	Azione Sismica (E).....	238
15.1.11.1	Inquadramento Sismico.....	238
15.1.11.2	Definizione della domanda sismica.....	238
15.1.11.3	Calcolo dell'azione Sismica.....	239
15.2	Combinazioni di carico.....	246
15.3	Sollecitazione intradosso trave di coronamento.....	247
15.4	Pali di fondazione.....	248
16.	VI06 - SPALLA A.....	250

16.1	Analisi dei carichi	252
16.1.1	<i>Permanenti strutturali e non (G1 e G2)</i>	252
16.1.2	<i>Carichi da traffico verticali (Q1)</i>	253
16.1.3	<i>Effetti dinamici</i>	254
16.1.4	<i>Disposizione treni di carico</i>	254
16.1.5	<i>Carichi da traffico orizzontali</i>	255
16.1.5.1	Forza centrifuga (Q4)	255
16.1.5.2	Serpeggio.....	256
16.1.5.3	Frenatura ed avviamento (Q3).....	256
16.1.5.4	Forza d'attrito (Q8)	256
16.1.6	<i>Azione del Vento (Q5)</i>	257
16.1.7	<i>Riepilogo dei carichi elementari trasmessi dall'impalcato</i>	257
16.1.8	<i>Spinta litostatica del terrapieno</i>	258
16.1.9	<i>Spinta statica del ballast sul terrapieno</i>	258
16.1.10	<i>Spinta statica del sovraccarico agente sul terrapieno</i>	258
16.1.11	<i>Azione Sismica (E)</i>	260
16.1.11.1	Inquadramento Sismico.....	260
16.1.11.2	Definizione della domanda sismica	260
16.1.11.3	Calcolo dell'azione Sismica	261
16.2	Combinazioni di carico	268
16.3	Sollecitazione intradosso trave di coronamento	269
16.4	Pali di fondazione.....	270
17.	VI07 - SPALLA A.....	272
17.1	Analisi dei carichi	274
17.1.1	<i>Permanenti strutturali e non (G1 e G2)</i>	274
17.1.2	<i>Carichi da traffico verticali (Q1)</i>	275
17.1.3	<i>Effetti dinamici</i>	276
17.1.4	<i>Disposizione treni di carico</i>	276
17.1.5	<i>Carichi da traffico orizzontali</i>	277
17.1.5.1	Forza centrifuga (Q4)	277
17.1.5.2	Serpeggio.....	278
17.1.5.3	Frenatura ed avviamento (Q3).....	278
17.1.5.4	Forza d'attrito (Q8)	278
17.1.6	<i>Azione del Vento (Q5)</i>	279
17.1.7	<i>Riepilogo dei carichi elementari trasmessi dall'impalcato</i>	279
17.1.8	<i>Spinta litostatica del terrapieno</i>	280
17.1.9	<i>Spinta statica del ballast sul terrapieno</i>	280
17.1.10	<i>Spinta statica del sovraccarico agente sul terrapieno</i>	280
17.1.11	<i>Azione Sismica (E)</i>	282

17.1.11.1	Inquadramento Sismico.....	282
17.1.11.2	Definizione della domanda sismica	282
17.1.11.3	Calcolo dell'azione Sismica	283
17.2	Combinazioni di carico	290
17.3	Sollecitazione intradosso trave di coronamento	291
17.4	Pali di fondazione.....	292

	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA												
Relazione predimensionamento viadotti	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>RC1C</td> <td>03 R 11</td> <td>RH</td> <td>VI0000 002</td> <td>B</td> <td>11 di 293</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RC1C	03 R 11	RH	VI0000 002	B	11 di 293
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RC1C	03 R 11	RH	VI0000 002	B	11 di 293								

1. PREMESSA

La presente relazione è relativa al predimensionamento strutturale dei viadotti ferroviari previsti nell'ambito del PFTE – Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica - del Raddoppio Cosenza - Paola/S. Lucido, individuato come strettamente correlato alla realizzazione della nuova linea AV Salerno-Reggio Calabria e finalizzato a potenziare il traffico passeggeri/merci della linea.

Il progetto del Raddoppio della linea esistente Cosenza-Paola è caratterizzato dalla presenza della nuova Galleria Santomarco (GN01), galleria naturale realizzata con due singole canne distinte lunghe circa 15,3 km e dalla presenza di due tratte all'aperto, a monte e a valle della galleria suddetta.

Il tratto di monte si sviluppa dalla stazione esistente di Castiglion Cosentino/Rende esclusa dalla presente progettazione e prevede il raddoppio del singolo binario che rappresenta l'attuale collegamento tra Cosenza e Paola. In questa sezione pertanto l'opera prevede la realizzazione di un tratto iniziale di nuovo rilevato in stretto affiancamento all'esistente di lunghezza pari a circa 2,2 km, all'interno del quale si inseriscono due nuovi viadotti in affiancamento a quelli esistenti: il primo (VI01B) di lunghezza 348.5 m è un viadotto reticolare a travata metallica di 5 campate da 70 m per lo scavalco dell'autostrada A3, mentre il secondo (VI02B) è un viadotto misto acciaio/calcestruzzo (ad eccezione della campata di scavalco reticolare) di lunghezza 204.70 m, costituito da 4 campate (45.0 + 69.7 + 2x45.0) per lo scavalco del torrente Settimo.

Procedendo nel verso di avanzamento delle progressive, a valle della realizzazione dei menzionati viadotti, il progetto prevede l'inserimento di una Galleria artificiale "a farfalla" (GA01), necessaria per consentire ai binari della linea AV/AC che verranno realizzati col Lotto 3 della linea AV/AC Salerno-Reggio Calabria di scavalcare il raddoppio in oggetto.

Nel tratto successivo è previsto l'inserimento della nuova fermata di Rende. Immediatamente a valle della nuova fermata, il nuovo doppio binario entra in galleria, con due tratti in galleria artificiale che introducono alle due nuove singole canne della galleria naturale Santomarco (GN01A e GN01B), che procedono disgiunte per una lunghezza di circa 15,3 km fino a tornare all'aperto sul versante tirrenico.

Sul versante tirrenico, il progetto in oggetto prevede il collegamento a doppio binario sia verso nord, in direzione Paola, che verso sud, in direzione S. Lucido. Il progetto del corretto

tracciato prevede l'imbocco delle gallerie lato S. Lucido con due gallerie artificiali distinte (GA05A e GA05B), dopodiché esso procede all'aperto con un tratto che porta all'innesto sulla linea Tirrenica esistente per una lunghezza totale di circa 1.5 km. In quest'ultimo tratto sono previsti, per ciascun binario, due ponti di lunghezza 20 m (VI03 e VI04) e uno di lunghezza 30 m (VI05B), per lo scavalco di viabilità esistenti e per la risoluzione di interferenze idrauliche.

Per quanto riguarda il collegamento verso nord, all'uscita della nuova galleria a doppia canna, le due diramazioni verso Paola prevedono l'ubicazione di due gallerie artificiali rispettivamente per il binario pari e per il dispari. Inoltre, in questo tratto di riconnessione all'aperto, sono previsti due ponti (VI06A) e (VI07A) per lo scavalco di viabilità esistenti e per la risoluzione di interferenze idrauliche.

Dal punto di vista strutturale, i viadotti risultano caratterizzati da impalcati metallici delle seguenti tipologie:

- Impalcati reticolari a via inferiore ad attacco diretto con luce di 69.70m (VI01 e VI02), a singolo binario;
- Impalcati misti acciaio – calcestruzzo a via superiore a 2 travi con luce di 45.00 m (VI02), a singolo binario;
- Impalcati a travi a parete piena a via inferiore con vasca portaballast, con luci di 20m a singolo binario (VI03 e VI04), di 30m a singolo binario (VI05 e VI07) e di 30m a doppio binario (VI06 e VI07).

Gli unici viadotti a più campate sono il VI01, con pile di forma sub-rettangolare arrotondata a sezione cava costante, ed il VI02, con pile di forma circolare a sezione piena, adottate per motivi idraulici. Le spalle dei viadotti VI01 e VI02 sono del tipo scatolare cavo al fine di ridurre le sollecitazioni in fase sismica, realizzate in affiancamento al rilevato ferroviario esistente con l'inserimento di opere provvisionali. Le fondazioni di pile e spalle sono su pali di grande diametro (ϕ 1500mm).

Le spalle dei viadotti VI03 e VI04 sono del tipo scatolare in c.a., con fondazioni realizzate su pali di grande diametro (ϕ 1500mm).

Le spalle dei viadotti VI05 e VI06 sono costituite da una paratia di pali ϕ 1000 e da una trave di coronamento di spessore 2.00 m e altezza 1.50 m. Sono presenti, inoltre, muri di risvolto a contenimento del rilevato. Tale tipologia è stata adottata al fine di ridurre l'ingombro delle opere, che vengono realizzate in affiancamento alla linea in esercizio.

Per quanto riguarda il viadotto VI07, l'opera è costituita da due impalcati in struttura mista, uno a doppio binario ed uno a singolo binario, che poggiano su un'unica spalla in c.a. La spalla è costituita da una trave di coronamento di spessore 2.00 m e altezza 1.80 m e da muri di risvolto a contenimento del rilevato. La fondazione è su micropali ϕ 300, adottati al fine di minimizzare le soggezioni all'esercizio ferroviario durante la realizzazione dell'opera.

	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B	FOGLIO 14 di 293

2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Normative

Sono state prese a riferimento le seguenti Normative nazionali ed internazionali vigenti alla data di redazione del presente documento:

- [1] *Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17 Gennaio 2018 – Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»;*
- [2] *Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 Gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. – Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al Decreto Ministeriale 17 Gennaio 2018;*
- [3] *RFI DTC SI PS MA IFS 001 E - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 2 - Ponti e Strutture (31 Dicembre 2020);*
- [4] *RFI DTC SI CS MA IFS 001 E - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 3 - Corpo Stradale (31 Dicembre 2020);*
- [5] *Regolamento (UE) N.1299/2014 della Commissione del 18 Novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell'Unione europea modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/ 776 della Commissione del 16 Maggio 2019.*

2.2 Elaborati di riferimento

Vengono presi a riferimento tutti gli elaborati grafici progettuali di pertinenza.

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</p>												
<p>Relazione predimensionamento viadotti</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>RC1C</td> <td>03 R 11</td> <td>RH</td> <td>VI0000 002</td> <td>B</td> <td>15 di 293</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RC1C	03 R 11	RH	VI0000 002	B	15 di 293
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RC1C	03 R 11	RH	VI0000 002	B	15 di 293								

3. MATERIALI

3.1 Calcestruzzo per elevazione

Classe C32/40

Rck = 40,00 MPa Resistenza caratteristica cubica
fck = 0,83 Rck = 32,00 MPa Resistenza caratteristica cilindrica

3.2 Calcestruzzo per fondazioni

Classe C25/30

Rck = 30,00 MPa Resistenza caratteristica cubica
fck = 0,83 Rck = 25,00 MPa Resistenza caratteristica cilindrica

3.3 Acciaio per barre di armature

B450C

3.4 Acciaio per carpenteria metallica

Acciaio S355JO, secondo UNI EN 10025 per profilati e lamiera

Acciaio S355J2, secondo UNI EN 10025 per travi ed elementi saldati

	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

4. IPOTESI E CRITERI DI DIMENSIONAMENTO

4.1 Vita Nominale e Classe d'Uso

Il dimensionamento delle opere d'arte nell'ambito del Raddoppio Cosenza - Paola/S. Lucido, viene effettuato con riferimento ad una vita nominale VN pari a 75 anni in accordo con quanto indicato nel § 2.5.1.1.1 del Manuale di Progettazione delle Opere Civili, cui corrisponde una classe d'uso III e quindi un coefficiente d'uso $C_u = 1.5$. La vita di riferimento VR, definita come prodotto della vita nominale VN per il coefficiente d'uso c_u , è dunque generalmente pari a $VR = 75 \cdot 1.5 = 112.5$ anni.

Solamente per quanto riguarda le campate di scavalco sull'Autostrada A3 del VI01 si è considerata una classe d'uso IV e quindi un coefficiente d'uso $c_u = 2.0$. La vita di riferimento VR, definita come prodotto della vita nominale VN per il coefficiente d'uso C_u , è dunque pari a $VR = 75 \cdot 2.0 = 150$ anni.

4.2 Impalcati

Nella definizione delle opere d'arte ferroviarie si sono utilizzate tipologie consolidate, in particolare, con riferimento al Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 2 - Ponti e Strutture (RFI DTC SI PS MA IFS 001 E) sono state adottati per le tipologie ricorrenti gli impalcati tipologici contenuti nell'allegato C - Disegni Tipologici e Particolari Costruttivi.

Per quelle opere di natura "eccezionale", non riconducibili a tipologie standard, si è fatto riferimento a soluzioni strutturali sviluppate in progetti simili.

4.3 Pile

4.3.1 Azioni sismiche

Per il calcolo delle azioni sismiche si utilizza una Analisi Statica Lineare, come riportata nel cap. 7.9.4.1 delle NTC 2018. Nei calcoli, per lo spettro orizzontale è stato applicato un fattore di struttura $q=1.5$, con riferimento a una classe di duttilità CD "B" secondo il cap. 7.3.1 delle NTC

	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

2018. L'accelerazione di progetto viene ricavata, a partire dallo spettro di risposta, in funzione dei periodi di vibrazione della pila nelle tre differenti direzioni (longitudinale, trasversale e verticale).

4.3.2 Criterio di limitazione della deformabilità

Lo spostamento della singola campata soggetta, convenzionalmente, alle sole azioni di frenatura di 2 modelli di carico LM71, per doppio binario, non deve superare i 5 mm, come prescritto nell'Allegato 3 del "Manuale di Progettazione delle Opere Civili".

4.4 Spalle

Le spinte statiche del terreno a tergo, del ballast e dei sovraccarichi vengono valutate in condizioni litostatiche assumendo il coefficiente di spinta a riposo k_0 .

L'azione sismica viene considerata attraverso un'analisi pseudo-statica. In particolare, le azioni di inerzia in direzione orizzontale sono calcolate come:

$$F_h = k_h \cdot W$$

in cui k_h è il coefficiente sismico orizzontale:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

L'accelerazione orizzontale a_{max} viene ricavata dallo spettro di progetto in corrispondenza del periodo T_B , in accordo al §7.9.5.4.2 delle NTC2018.

Il coefficiente β_m assume valore unitario. Nei calcoli, per lo spettro orizzontale è stato applicato un fattore di struttura $q=1.5$.

La spinta esercitata dal terrapieno, dal ballast e dai sovraccarichi in condizioni sismiche viene valutata con la teoria di Mononobe-Okabe, considerando il raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite attivo.

In aggiunta a quanto specificato sopra, per i viadotti VI01 e VI02 si è tenuto conto delle azioni esercitate in direzione trasversale dal rilevato ferroviario esistente in affiancamento alla spalla di nuova realizzazione.

	<p>LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</p>												
<p>Relazione predimensionamento viadotti</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>RC1C</td> <td>03 R 11</td> <td>RH</td> <td>VI0000 002</td> <td>B</td> <td>18 di 293</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RC1C	03 R 11	RH	VI0000 002	B	18 di 293
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RC1C	03 R 11	RH	VI0000 002	B	18 di 293								

4.5 Fondazioni

Per il calcolo delle sollecitazioni in fondazione, partendo dalle sollecitazioni a base pila/spalla ottenute considerando un fattore di struttura $q=1.5$, è stato applicato un coefficiente amplificativo nelle combinazioni SLV pari a 1.10, secondo quanto stabilito nel §7.2.5 delle NTC 2018 per le strutture in CD”B”.

Per i criteri di dimensionamento geotecnico delle fondazioni si veda l’elaborato specifico RC1C03R11RHGE0006002 “Relazione di predimensionamento delle fondazioni profonde”.

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</p>												
<p>Relazione predimensionamento viadotti</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>RC1C</td> <td>03 R 11</td> <td>RH</td> <td>VI0000 002</td> <td>B</td> <td>19 di 293</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RC1C	03 R 11	RH	VI0000 002	B	19 di 293
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RC1C	03 R 11	RH	VI0000 002	B	19 di 293								

5. MODELLI DI ANALISI E VERIFICA

Le sollecitazioni di verifica delle pile sono state determinate a partire dai valori delle risultanti delle azioni trasmesse dagli impalcati alla quota degli apparecchi di appoggio, alle quali sono state combinate le azioni determinate dalle azioni indotte dalle forze di inerzia e dal peso proprio delle sottostrutture.

Il modello a mensola della struttura è stato implementato in un foglio di calcolo appositamente realizzato per la valutazione delle azioni agenti sulle singole parti della struttura, quali fusto pila e plinto.

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

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

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

5.1 Sistemi di riferimento ed unità di misura

- Asse X parallelo all'asse trasversale dell'impalcato
- Asse Y parallelo all'asse longitudinale dell'impalcato
- Asse Z verticale
- [Lunghezze] m
- [Forze] KN

6. VI01 - PILA 01

Oggetto del presente paragrafo è il predimensionamento delle pile del viadotto ferroviario, a singolo binario, *VI01*. In particolare, si analizza la pila *P01*.

Il *VI01* si sviluppa dal km 1+146,650 al km 2+493,850 della *Tratta Paola – Cosenza* per complessivi 347,20 m.

Il viadotto è costituito da:

- n° 5 campate isostatiche a singolo binario in carpenteria metallica di portata teorica pari a 68.40 m (interasse pile 69.70 m).

La pila in esame, su cui poggiano due impalcati in carpenteria metallica a singolo binario di lunghezza 68.40 m, presenta un fusto a sezione cava in c.a., stonato alle estremità, di dimensioni esterne pari a 3.40 m x 8.60 m su cui grava un pulvino, di spessore pari a 2.00 m e dimensioni pari a quelle del fusto. La fondazione è costituita da una platea di spessore pari a 3.00 m, di dimensioni 11.50 m x 16.00 m, fondata su 12 pali ϕ 1500 ad interasse 4.50 m. L'altezza complessiva della pila, misurata da estradosso fondazione a estradosso pulvino, è pari a 12.50 m.

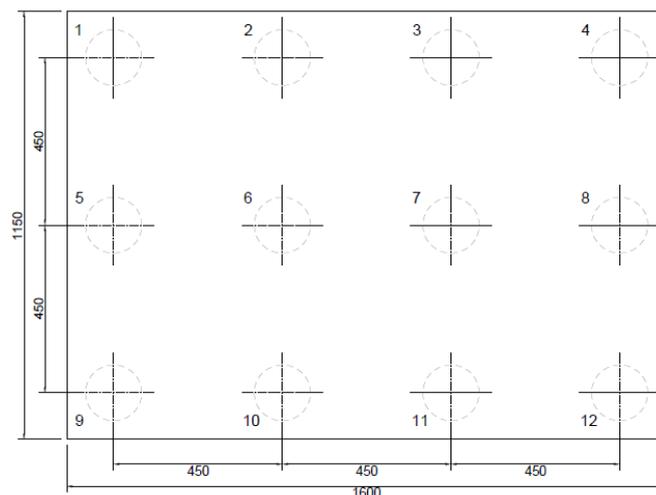


Figura 1 – Disposizione dei pali di fondazione

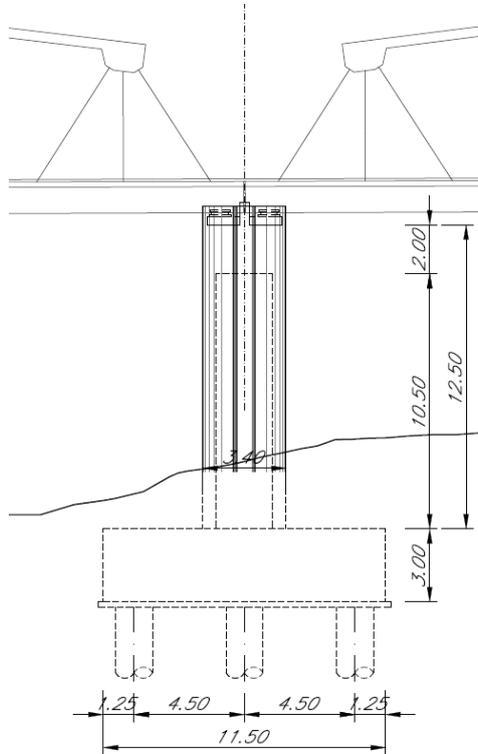


Figura 2 – Prospetto trasversale pila

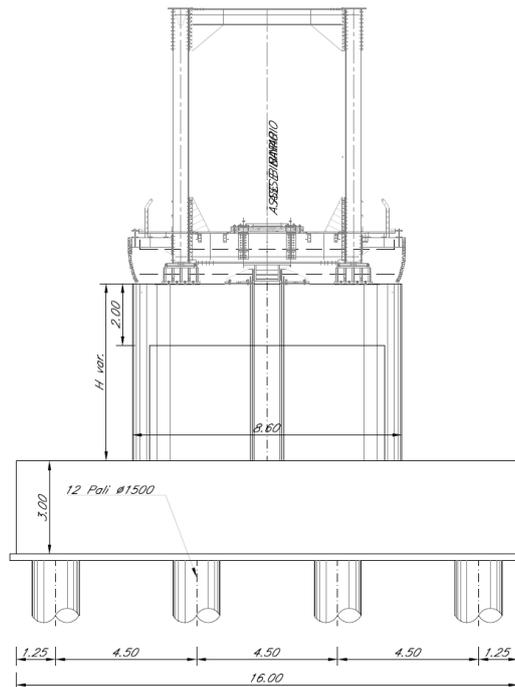


Figura 3 – Sezione trasversale pila H=12.50 m

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

6.1 Analisi dei carichi

6.1.1 *Permanenti strutturali e non (G1 e G2)*

I pesi degli elementi strutturali sono calcolati utilizzando un peso di volume del calcestruzzo pari a 25 kN/m³.

Per il rinterro del plinto si è considerato invece un peso specifico di 19 kN/m³.

Le caratteristiche dell'impalcato ed i relativi carichi G1 e G2 sono invece riassunti nella tabella riportata di seguito.

IMPALCATO					
lunghezza travata	L	69.70	m	69.70	m
luce appoggi travata	L _a	68.40	m	68.40	m
larghezza totale impalcato	B	8.65	m	8.65	m
peso permanente strutturale	G ₁	4500	kN	4500	kN
peso permanenti non strutturali	G ₂	0	kN	0	kN

Le azioni verticali trasmesse alla pila dal singolo impalcato, in corrispondenza dell'asse appoggi, sono quindi pari alla metà dei valori di G1 e G2 sopra riportati.

6.1.2 *Carichi da traffico verticali (Q1)*

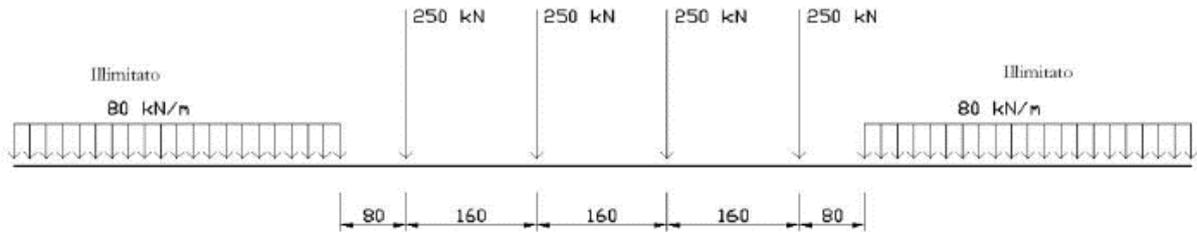
L'opera è stata progettata considerando le sollecitazioni dovute al carico da traffico ferroviario, considerando i modelli LM71 e/o SW/2. Si riportano di seguito le caratteristiche dei modelli di traffico presi in esame.

➤ *Modello di carico LM71*

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2018 (par. 5.2.2.2.1.1), definiscono questo modello di carico tramite carichi concentrati e carichi distribuiti, riferiti all'asse dei binari.

Relazione predimensionamento viadotti

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1C	03 R 11	RH	VI0000 002	B	23 di 293



$$Q_{vk} = 250 \text{ kN} \quad q_{vk} = 80 \text{ kN/m}$$

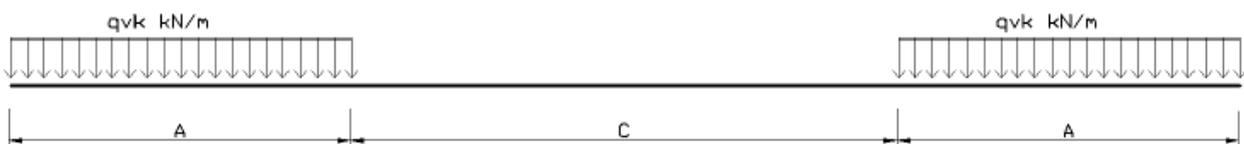
Carichi concentrati: quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m;

Carico distribuito: 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0,8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata.

Per questo modello di carico è prevista un'eccentricità del carico rispetto all'asse del binario.

➤ *Modello di carico SW/2*

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2018 (par. 5.2.2.2.1.2), definiscono questo modello di carico tramite solo carichi distribuiti.



SW/0

Carico distribuito	Q_{vk}	133	KN/m
Lunghezza	A	15	m
Lunghezza	C	5.3	m

SW/2

Carico distribuito	Q_{vk}	150	KN/m
Lunghezza	A	25	m
Lunghezza	C	7	m

	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

In questo modello di carico non è prevista alcuna eccentricità del carico ferroviario. Le azioni di entrambi i modelli dovranno essere moltiplicate per un coefficiente di adattamento definito dalla seguente tabella (tab. 2.5.1.4.1.1 - RFI DTC SI PS MA IFS 001).

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE “α”
LM/71	1.10
SW/0	1.10
SW/2	1.00

6.1.3 Effetti dinamici

Per la definizione del coefficiente dinamico si segue quanto contenuto nel par.5.2.2.2.3 del DM 17.1.2018 che per l'opera in esame riporta:

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\Phi} - 0.2} + 0.73 \quad \text{con limitazione} \quad 1.00 \leq \Phi_3 \leq 2.00$$

6.1.4 Disposizione treni di carico

La disposizione dei treni di carico è stata individuata per ottenere le seguenti massime sollecitazioni:

- Sforzo Assiale: il convoglio è localizzato sostanzialmente al di sopra della pila in esame;
- Momento Longitudinale: il convoglio è localizzato sulla campata di luce maggiore, più o meno centrato a seconda dei rapporti di lunghezza del treno di carico e della campata;
- Momento Trasversale: è fornito dallo stesso schema di posizionamento del massimo sforzo assiale.

Noti questi schemi di base sono state ottenute le seguenti caratteristiche di sollecitazioni; tali valori, in particolare, sono esplicitati in termini di risultante globale in corrispondenza del baricentro estradosso pulvino.

	N [kN]	Mlong [kN/m]	Mtrasv [kN/m]
COMBO N	6513	543	651
COMBO ML	4200	4620	420
COMBO MT	6513	543	651

6.1.5 Carichi da traffico orizzontali

6.1.5.1 Forza centrifuga (Q4)

L'azione centrifuga è schematizzata come una forza agente in direzione orizzontale perpendicolarmente al binario e verso l'esterno della curva, applicata ad 1,80 m al di sopra del p.f.. Il valore caratteristico della forza centrifuga si determina in accordo con la seguente espressione:

$$Q_{tk} = V^2 \cdot f \cdot (\alpha \cdot Q_{vk}) / (127 \cdot R)$$

dove V velocità di progetto espressa in km/h

Q_{vk} valore caratteristico dei carichi verticali

R raggio di curvatura in m

f fattore di riduzione (rif. §2.5.1.4.3.1 [3])

raggio di curvatura	R	1600	m
velocità massima compatibile con il tracciato della linea	Vmax	160	km/h
		SX	DX
lunghezza di influenza della parte curva del binario	Lf	68.40	68.40 m
fattore di riduzione funzione della Lf e della V	f	0.78	0.78

	<p>LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</p>												
<p>Relazione predimensionamento viadotti</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>RC1C</td> <td>03 R 11</td> <td>RH</td> <td>VI0000 002</td> <td>B</td> <td>26 di 293</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RC1C	03 R 11	RH	VI0000 002	B	26 di 293
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RC1C	03 R 11	RH	VI0000 002	B	26 di 293								

6.1.5.2 Serpeggio

La forza laterale indotta dal serpeggio si schematizza come una forza concentrata agente orizzontalmente perpendicolarmente all'asse del binario. Il valore caratteristico di tale forza è assunto pari a 100 kN. Tale valore deve essere moltiplicato per α ma non per il coefficiente di amplificazione dinamica. Essa si applicherà sia in rettilineo che in curva.

6.1.5.3 Frenatura ed avviamento (Q3)

Le forze di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale dello stesso. Dette forze sono da considerarsi uniformemente distribuite su una lunghezza di binario L determinata per ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento strutturale considerato. I valori da considerare sono i seguenti:

- ✓ avviamento: $Q_{la,k} = 33 \text{ kN/m} \cdot L \leq 1000 \text{ kN}$ per i modelli di carico LM71,SW/2
- ✓ frenatura: $Q_{lb,k} = 20 \text{ kN/m} \cdot L \leq 6000 \text{ kN}$ per i modelli di carico LM71
 $Q_{lb,k} = 35 \text{ kN/m}$ per i modelli di carico SW/2

I valori caratteristici dell'azione di frenatura e di avviamento devono essere moltiplicati per α e non devono essere moltiplicati per Φ . Nel caso di ponti a doppio binario si devono considerare due treni in transito in versi opposti, uno in fase di avviamento e l'altro in fase di frenatura.

6.1.5.4 Forza d'attrito (Q8)

Le forze parassitarie dei vincoli si esplicano in corrispondenza degli apparecchi d'appoggio mobili e, per equilibrio, sui corrispondenti fissi, per traslazione relativa impalcato-apparecchi d'appoggio. Essendo funzione del carico verticale, la sua definizione è associata ai coefficienti moltiplicativi delle combinazioni γ e ψ dei carichi da peso proprio strutturali e non, e dei carichi verticali da traffico.

Per la valutazione delle coazioni generate è stato considerato un coefficiente d'attrito f pari a 0,04. Con riferimento a quanto riportato nel §2.5.1.6.3 [3] la forza agente sulle pile per impalcati a travate isostatiche, facendo riferimento all'apparecchio d'appoggio maggiormente caricato tra quelli presenti sulla pila, si considera pari a:

$$F_a = f (0,2 \cdot V_G + V_Q)$$

dove V_G reazione verticale massima associata ai carichi permanenti

V_Q reazione verticale massima associata ai carichi mobili dinamizzati

6.1.6 *Azione del Vento (Q5)*

L'azione del vento viene ricondotta ad un'azione statica equivalente costituita da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici. Ricadendo nella classificazione ordinaria di ponti l'azione del vento è valutata come agente su una superficie continua, convenzionalmente alta 4m dal piano del ferro rappresentante il convoglio. L'altezza effettiva è valutata sia in funzione della presenza o meno del convoglio sia in funzione dell'altezza delle barriere antirumore, convenzionalmente alte 5m.

6.1.7 *Riepilogo dei carichi orizzontali elementari*

Si riporta una tabella di sintesi dei carichi orizzontali descritti nei precedenti paragrafi. I valori sono esplicitati in termini di risultante globale in corrispondenza del baricentro estradosso pulvino.

	Tlong [kN]	Ttrasv [kN]	Mlong [kNm]	Mtrasv [kNm]
Forza centrifuga	-	473	-	1631
Serpeggio	-	110	-	193
Frenatura ed avviamento	1533	-	767	-
Forza d'attrito	303	-	151	-
Vento ponte scarico	-	808	-	4440
Vento ponte carico	-	808	-	4440

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</p>												
<p>Relazione predimensionamento viadotti</p>	<table border="1"> <tr> <td>COMMESSA</td> <td>LOTTO</td> <td>CODIFICA</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>RC1C</td> <td>03 R 11</td> <td>RH</td> <td>VI0000 002</td> <td>B</td> <td>28 di 293</td> </tr> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RC1C	03 R 11	RH	VI0000 002	B	28 di 293
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RC1C	03 R 11	RH	VI0000 002	B	28 di 293								

6.1.8 Azione Sismica (E)

L'azione sismica di progetto è rappresentata da spettri di risposta definiti in base alla pericolosità sismica di base del sito ove sorge l'opera in oggetto, la vita di riferimento e le caratteristiche del sottosuolo.

Di seguito si riportano i parametri di input utilizzati per la definizione degli spettri di progetto orizzontali e verticali e i grafici degli stessi.

6.1.8.1 Inquadramento Sismico

La determinazione della pericolosità sismica di base è definita a partire dall'ubicazione dell'opera e dalle sue caratteristiche progettuali come la vita nominale V_N e la classe d'uso C_u . Sulla base del "Manuale di Progettazione delle Opere Civili". I parametri identificativi dell'opera sono:

Vita Nominale	Classe d'Uso	Coeff. D'uso
75	IV	2.0

La geo-localizzazione permette di ottenere le coordinate geografiche delle singole opere e individuare puntualmente la domanda sismica secondo gli spettri normativi rappresentativi delle due componenti (orizzontale e verticale), ovvero determinare i singoli parametri indipendenti di riferimento. In particolare, si è fatto riferimento alle seguenti coordinate:

Latitudine: 39.3798

Longitudine: 16.2318

6.1.8.2 Definizione della domanda sismica

Secondo le NTC2018 l'azione sismica viene considerata mediante spettri di risposta elastici in accelerazione. Sulla base dello studio geologico, i terreni in esame sono di tipo C, pianeggianti, tali da ricadere nella categoria topografica T1. Risulta quindi possibile tracciare lo spettro di riferimento normativo.

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

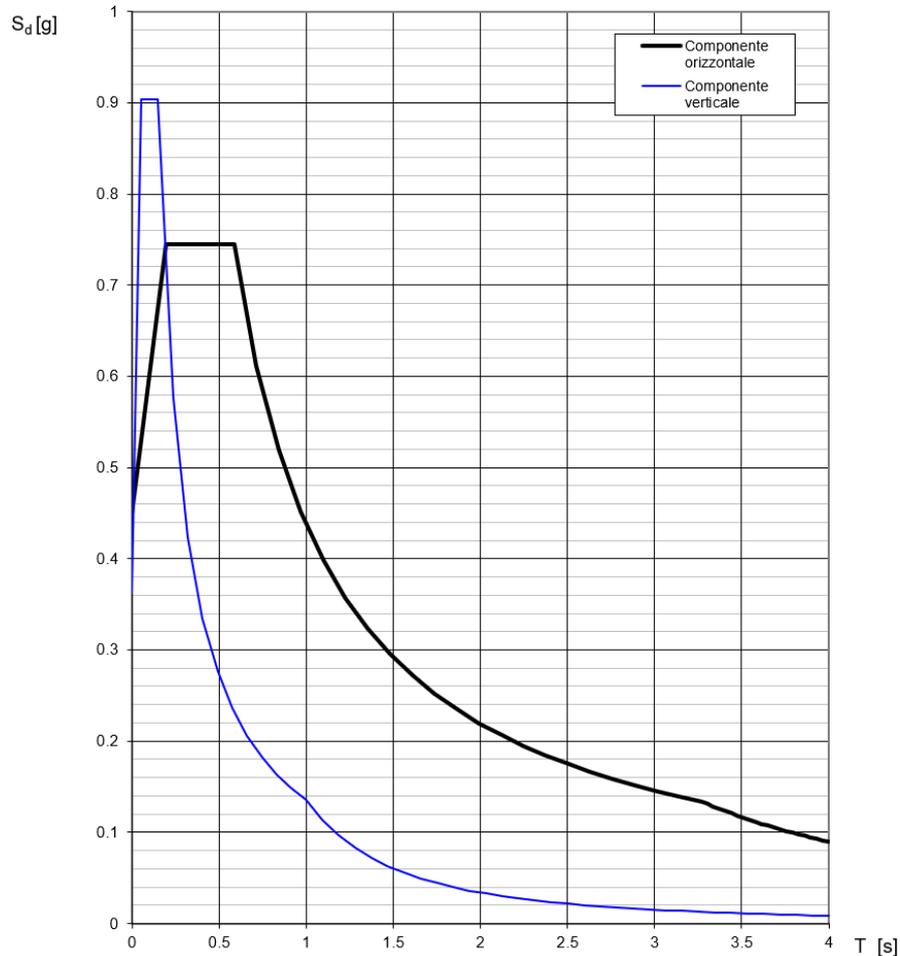


Figura 4 – Spettri di risposta per lo SLV

6.1.8.3 Calcolo dell'azione Sismica

Per il calcolo delle azioni sismiche si utilizza una Analisi Statica Lineare, come riportata nel cap. 7.9.4.1 delle NTC 2018.

Nei calcoli, per lo spettro orizzontale è stato applicato un fattore di struttura $q=1.5$.

L'accelerazione di progetto viene ricavata, a partire dallo spettro di risposta, in funzione dei periodi di vibrazione della pila nelle tre differenti direzioni (longitudinale, trasversale e verticale).

	T [s]	a [g]
Direzione Longitudinale	0.285	0.745
Direzione Trasversale	0.157	0.686
Direzione Verticale	0.035	0.715

6.2 Combinazioni di carico

Le sollecitazioni dovute ai carichi descritti nei paragrafi precedenti sono state combinate in ottemperanza alle NTC18, secondo quanto riportato nei paragrafi 2.5.3, 5.1.3.12.

Si riportano di seguito tutte le combinazioni considerate, ed i valori dei coefficienti assunti per le singole condizioni di carico elementari.

COMBO	G1	G2	Treno	F_fre	F_cent	F_serp	F_att	Vento	E_long	E_tra	E_ver
A1_SLU_gr1_Treno_	1.35	1.5	1.45	0.725	1.45	1.45	0.9	0	0	0	0
A1_SLU_gr3_Fre/avv_	1.35	1.5	1.45	1.45	0.725	0.725	0.9	0	0	0	0
A1_SLU_gr1+vento_	1.35	1.5	1.45	0.725	1.45	1.45	0.9	0.9	0	0	0
A1_SLU_gr2+vento_	1.35	1.5	0	0	1.45	1.45	0.9	0.9	0	0	0
A1_SLU_gr3+vento_	1.35	1.5	1.45	1.45	0.725	0.725	0.9	0.9	0	0	0
A1_SLU_vento_gr1_	1.35	1.5	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0
A1_SLU_vento_gr2_	1.35	1.5	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0
A1_SLU_vento_gr3_	1.35	1.5	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0
SLV_1	1	1	0.2	0	0	0	0.5	0	1	0.3	0.3
SLV_2	1	1	0.2	0	0	0	0.5	0	0.3	1	0.3
SLV_3	1	1	0.2	0	0	0	0.5	0	0.3	0.3	1

In particolar modo, sia in condizioni statiche (SLU) che in condizioni sismiche (SLV) sono state scelte 3 combinazioni di carico, in modo da massimizzare lo sforzo normale, il momento flettente in direzione longitudinale, e quello in direzione trasversale. Le sollecitazioni sono state calcolate alla base del fusto pila e all'intradosso della platea di fondazione. Queste ultime si ottengono sommando alle prime il peso e l'inerzia del plinto, ed il contributo dei momenti di trasporto. In particolare, ai fini del calcolo delle azioni sismiche a intradosso fondazione è stato considerato un coefficiente riduttivo applicato all'inerzia del plinto di fondazione, in considerazione della non completa partecipazione della massa della fondazione alla dinamica della struttura in elevazione e della non contemporaneità dei picchi della risposta sismica in fondazione e in elevazione. Tale coefficiente è stato assunto in questa fase pari al 20%. Tale assunzione si ritiene ragionevole sulla base di valutazioni preliminari, da confermare mediante analisi più approfondite nelle successive fasi progettuali.

6.3 Sollecitazione base pila

		N	Tlong	Ttrasv	Mlong	Mtrasv
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
SLU_1	A1_SLU_gr1+vento_5	22772	1641	1629	23010	28335
SLU_2	A1_SLU_gr3+vento_63	19418	2632	1207	41804	21397
SLU_3	A1_SLU_gr1+vento_5	22772	1641	1629	23010	28335

	N	Tlong	Ttrasv	Mlong	Mtrasv
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
SLV_1	16551	1999	1722	25545	25157
SLV_2	11903	6551	1722	85656	25111
SLV_3	12366	1999	5739	25545	83553

6.4 Sollecitazione intradosso fondazione

		N	Tlong	Ttrasv	Mlong	Mtrasv
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
SLU_1	A1_SLU_gr1+vento_5	51437	1641	1629	27931	33223
SLU_2	A1_SLU_gr3+vento_63	48083	2632	1207	49698	25018
SLU_3	A1_SLU_gr1+vento_5	51437	1641	1629	27931	33223

	N	Tlong	Ttrasv	Mlong	Mtrasv
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
SLV_1	39326	2371	2094	32100	30880
SLV_2	33599	7790	2094	107169	30834
SLV_3	34062	2371	6979	32100	102630

6.5 Deformabilità

Lo spostamento della singola campata soggetta, convenzionalmente, alle sole azioni di frenatura di 2 modelli di carico LM71, per doppio binario, non deve superare i 5 mm, come prescritto nell'Allegato 3 del "Manuale di Progettazione delle Opere Civili".

Forza massima di frenatura	Ff	1533	kN
Altezza pila estradosso appoggi	h	12.5	m
Rigidezza flessionale longitudinale	J	19	m⁴
Modulo elastico	E	33346	MPa
Spostamento in testa pila	D	1.58	mm

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

6.6 Verifica allo spiccato del fusto

La verifica allo SLU flessionale della sezione in oggetto viene effettuata mediante l'ausilio del programma RC-SEC. Di seguito viene riportato l'output del programma per la sezione in oggetto e per le combinazioni più gravose descritte nei precedenti paragrafi.

L'armatura longitudinale è costituita da 242 ϕ 30.

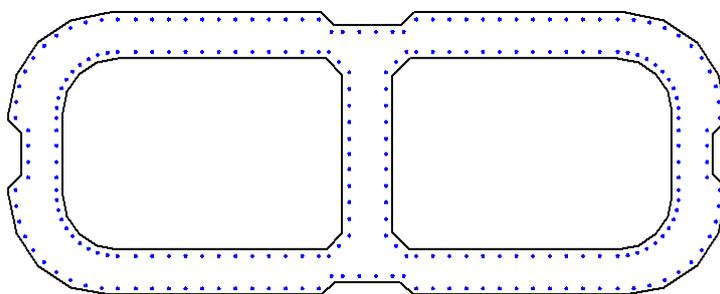


Figura 5 - Sezione implementata in RC-SEC

6.6.1 Verifica a presso flessione

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME FILE SEZIONE: Pila_3.4x8.6_VI01_1

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Pilastro
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resist. compr. di progetto fcd:	18.130 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0 MPa
	Resist. media a trazione fctm:	3.020 MPa
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	2000000 daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	

CARATTERISTICHE DOMINI CONGLOMERATO

DOMINIO N° 1

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	356.0	160.9
2	394.9	134.9
3	420.9	95.9
4	430.0	50.0
5	430.0	40.0
6	415.0	25.0
7	415.0	-25.0
8	430.0	-40.0
9	430.0	-50.0
10	420.9	-95.9
11	394.9	-134.9
12	356.0	-160.9
13	310.0	-170.0
14	55.0	-170.0
15	40.0	-155.0
16	-40.0	-155.0
17	-55.0	-170.0
18	-310.0	-170.0
19	-356.0	-160.9
20	-394.9	-134.9
21	-420.9	-95.9
22	-430.0	-50.0
23	-430.0	-40.0
24	-415.0	-25.0
25	-415.0	25.0
26	-430.0	40.0
27	-430.0	50.0
28	-420.9	95.9
29	-394.9	134.9
30	-356.0	160.9
31	-310.0	170.0
32	-55.0	170.0
33	-40.0	155.0
34	40.0	155.0
35	55.0	170.0
36	310.0	170.0

DOMINIO N° 2

Forma del Dominio: Poligonale vuoto
Classe Conglomerato: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	324.8	110.1
2	345.9	96.0
3	360.0	74.9
4	365.0	50.0
5	365.0	-50.0
6	360.0	-74.9
7	345.9	-96.0
8	324.8	-110.1
9	300.0	-115.0

Relazione predimensionamento viadotti

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1C	03 R 11	RH	VI0000 002	B	35 di 293

10	50.0	-115.0
11	30.0	-95.0
12	30.0	95.0
13	50.0	115.0
14	300.0	115.0

DOMINIO N° 3

Forma del Dominio: Poligonale vuoto
Classe Conglomerato: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-30.0	95.0
2	-30.0	-95.0
3	-50.0	-115.0
4	-300.0	-115.0
5	-324.8	-110.1
6	-345.9	-96.0
7	-360.0	-74.9
8	-365.0	-50.0
9	-365.0	50.0
10	-360.0	74.9
11	-345.9	96.0
12	-324.8	110.1
13	-300.0	115.0
14	-50.0	115.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	43.3	147.0	30
2	58.3	162.0	30
3	78.3	162.0	30
4	98.3	162.0	30
5	118.3	162.0	30
6	138.3	162.0	30
7	158.3	162.0	30
8	178.3	162.0	30
9	198.3	162.0	30
10	218.3	162.0	30
11	238.3	162.0	30
12	258.3	162.0	30
13	278.3	162.0	30
14	58.3	123.0	30
15	78.3	123.0	30
16	98.3	123.0	30
17	118.3	123.0	30
18	138.3	123.0	30
19	158.3	123.0	30
20	178.3	123.0	30
21	198.3	123.0	30
22	218.3	123.0	30
23	238.3	123.0	30
24	258.3	123.0	30
25	278.3	123.0	30
26	300.0	123.0	30
27	300.0	162.0	30
28	373.0	10.0	30
29	407.0	28.3	30

Relazione predimensionamento viadotti

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1C	03 R 11	RH	VI0000 002	B	36 di 293

30	407.0	10.0	30
31	319.2	161.6	30
32	338.2	158.4	30
33	356.3	152.0	30
34	373.1	142.6	30
35	388.0	130.4	30
36	400.6	115.8	30
37	410.6	99.4	30
38	417.5	81.4	30
39	421.3	62.6	30
40	422.0	43.3	30
41	373.0	28.3	30
42	373.0	43.3	30
43	372.8	55.4	30
44	370.9	67.4	30
45	367.0	78.9	30
46	361.3	89.6	30
47	353.9	99.2	30
48	345.0	107.4	30
49	334.9	114.1	30
50	323.8	119.0	30
51	312.0	122.0	30
52	46.7	123.0	30
53	22.0	98.3	30
54	34.3	110.7	30
55	10.0	147.0	30
56	30.0	147.0	30
57	22.0	78.3	30
58	22.0	58.3	30
59	22.0	38.3	30
60	22.0	18.3	30
61	22.0	0.0	30
62	43.3	-147.0	30
63	58.3	-162.0	30
64	78.3	-162.0	30
65	98.3	-162.0	30
66	118.3	-162.0	30
67	138.3	-162.0	30
68	158.3	-162.0	30
69	178.3	-162.0	30
70	198.3	-162.0	30
71	218.3	-162.0	30
72	238.3	-162.0	30
73	258.3	-162.0	30
74	278.3	-162.0	30
75	58.3	-123.0	30
76	78.3	-123.0	30
77	98.3	-123.0	30
78	118.3	-123.0	30
79	138.3	-123.0	30
80	158.3	-123.0	30
81	178.3	-123.0	30
82	198.3	-123.0	30
83	218.3	-123.0	30
84	238.3	-123.0	30
85	258.3	-123.0	30
86	278.3	-123.0	30
87	300.0	-123.0	30
88	300.0	-162.0	30
89	373.0	-10.0	30

Relazione predimensionamento viadotti

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1C	03 R 11	RH	VI0000 002	B	37 di 293

90	407.0	-28.3	30
91	407.0	-10.0	30
92	319.2	-161.6	30
93	338.2	-158.4	30
94	356.3	-152.0	30
95	373.1	-142.6	30
96	388.0	-130.4	30
97	400.6	-115.8	30
98	410.6	-99.4	30
99	417.5	-81.4	30
100	421.3	-62.6	30
101	422.0	-43.3	30
102	373.0	-28.3	30
103	373.0	-43.3	30
104	372.8	-55.4	30
105	370.9	-67.4	30
106	367.0	-78.9	30
107	361.3	-89.6	30
108	353.9	-99.2	30
109	345.0	-107.4	30
110	334.9	-114.1	30
111	323.8	-119.0	30
112	312.0	-122.0	30
113	46.7	-123.0	30
114	22.0	-98.3	30
115	34.3	-110.7	30
116	10.0	-147.0	30
117	30.0	-147.0	30
118	22.0	-78.3	30
119	22.0	-58.3	30
120	22.0	-38.3	30
121	22.0	-18.3	30
122	-43.3	147.0	30
123	-58.3	162.0	30
124	-78.3	162.0	30
125	-98.3	162.0	30
126	-118.3	162.0	30
127	-138.3	162.0	30
128	-158.3	162.0	30
129	-178.3	162.0	30
130	-198.3	162.0	30
131	-218.3	162.0	30
132	-238.3	162.0	30
133	-258.3	162.0	30
134	-278.3	162.0	30
135	-58.3	123.0	30
136	-78.3	123.0	30
137	-98.3	123.0	30
138	-118.3	123.0	30
139	-138.3	123.0	30
140	-158.3	123.0	30
141	-178.3	123.0	30
142	-198.3	123.0	30
143	-218.3	123.0	30
144	-238.3	123.0	30
145	-258.3	123.0	30
146	-278.3	123.0	30
147	-300.0	123.0	30
148	-300.0	162.0	30
149	-373.0	10.0	30

Relazione predimensionamento viadotti

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1C	03 R 11	RH	VI0000 002	B	38 di 293

150	-407.1	28.3	30
151	-407.1	10.0	30
152	-319.2	161.6	30
153	-338.2	158.4	30
154	-356.4	152.0	30
155	-373.1	142.6	30
156	-388.0	130.4	30
157	-400.7	115.8	30
158	-410.6	99.4	30
159	-417.6	81.4	30
160	-421.3	62.6	30
161	-422.1	43.3	30
162	-373.0	28.3	30
163	-373.0	43.3	30
164	-372.8	55.4	30
165	-370.9	67.4	30
166	-367.0	78.9	30
167	-361.3	89.6	30
168	-353.9	99.2	30
169	-345.0	107.4	30
170	-334.9	114.1	30
171	-323.8	119.0	30
172	-312.1	122.0	30
173	-46.7	123.0	30
174	-22.0	98.3	30
175	-34.4	110.7	30
176	-10.0	147.0	30
177	-30.0	147.0	30
178	-22.0	78.3	30
179	-22.0	58.3	30
180	-22.0	38.3	30
181	-22.0	18.3	30
182	-22.0	0.0	30
183	-43.3	-147.0	30
184	-58.3	-162.0	30
185	-78.3	-162.0	30
186	-98.3	-162.0	30
187	-118.3	-162.0	30
188	-138.3	-162.0	30
189	-158.3	-162.0	30
190	-178.3	-162.0	30
191	-198.3	-162.0	30
192	-218.3	-162.0	30
193	-238.3	-162.0	30
194	-258.3	-162.0	30
195	-278.3	-162.0	30
196	-58.3	-123.0	30
197	-78.3	-123.0	30
198	-98.3	-123.0	30
199	-118.3	-123.0	30
200	-138.3	-123.0	30
201	-158.3	-123.0	30
202	-178.3	-123.0	30
203	-198.3	-123.0	30
204	-218.3	-123.0	30
205	-238.3	-123.0	30
206	-258.3	-123.0	30
207	-278.3	-123.0	30
208	-300.0	-123.0	30
209	-300.0	-162.0	30

Relazione predimensionamento viadotti

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1C	03 R 11	RH	VI0000 002	B	39 di 293

210	-373.0	-10.0	30
211	-407.1	-28.3	30
212	-407.1	-10.0	30
213	-319.2	-161.6	30
214	-338.2	-158.4	30
215	-356.4	-152.0	30
216	-373.1	-142.6	30
217	-388.0	-130.4	30
218	-400.7	-115.8	30
219	-410.6	-99.4	30
220	-417.6	-81.4	30
221	-421.3	-62.6	30
222	-422.1	-43.3	30
223	-373.0	-28.3	30
224	-373.0	-43.3	30
225	-372.8	-55.4	30
226	-370.9	-67.4	30
227	-367.0	-78.9	30
228	-361.3	-89.6	30
229	-353.9	-99.2	30
230	-345.0	-107.4	30
231	-334.9	-114.1	30
232	-323.8	-119.0	30
233	-312.1	-122.0	30
234	-46.7	-123.0	30
235	-22.0	-98.3	30
236	-34.4	-110.7	30
237	-10.0	-147.0	30
238	-30.0	-147.0	30
239	-22.0	-78.3	30
240	-22.0	-58.3	30
241	-22.0	-38.3	30
242	-22.0	-18.3	30

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	22772.00	23010.00	28335.00	0.00	0.00
2	19418.00	41804.00	21397.00	0.00	0.00
3	22772.00	23010.00	28335.00	0.00	0.00
4	16551.00	25545.00	25157.00	0.00	0.00
5	11903.00	85656.00	25111.00	0.00	0.00
6	12366.00	25545.00	83553.00	0.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Totale	Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	22772.00	23010.00	28335.00	22772.09	117658.79	143684.62	5.091710.6(374.4)	
2	S	19418.00	41804.00	21397.00	19418.21	123787.44	63532.47	2.961710.6(374.4)	
3	S	22772.00	23010.00	28335.00	22772.09	117658.79	143684.62	5.091710.6(374.4)	
4	S	16551.00	25545.00	25157.00	16550.92	115039.08	113807.05	4.511710.6(374.4)	
5	S	11903.00	85656.00	25111.00	11902.97	116011.10	34233.78	1.361710.6(374.4)	
6	S	12366.00	25545.00	83553.00	12366.05	71901.80	233118.68	2.791710.6(374.4)	

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	310.0	170.0	0.00333	338.2	158.4	-0.00913	-338.2	-158.4
2	0.00350	310.0	170.0	0.00313	319.2	161.6	-0.01409	-319.2	-161.6
3	0.00350	310.0	170.0	0.00333	338.2	158.4	-0.00913	-338.2	-158.4
4	0.00350	310.0	170.0	0.00324	319.2	161.6	-0.01134	-319.2	-161.6
5	0.00350	310.0	170.0	0.00301	319.2	161.6	-0.01800	-319.2	-161.6
6	0.00350	394.9	134.9	0.00339	373.1	142.6	-0.00874	-373.1	-142.6

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000005396	0.000027800	-0.002899020	----	----
2	0.000002998	0.000047363	-0.005481363	----	----
3	0.000005396	0.000027800	-0.002899020	----	----
4	0.000004752	0.000035719	-0.004045493	----	----
5	0.000001978	0.000061078	-0.007496697	----	----
6	0.000010480	0.000015107	-0.002675594	----	----

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

6.7 Pali di fondazione

La progettazione del plinto di fondazione vede la determinazione dello stato sollecitativo in funzione dell'interazione tra pali e terreno di fondazione. È lecito ipotizzare la platea come infinitamente rigida e dedurre le sollecitazioni agenti in testa palo attraverso la relazione:

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

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

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

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

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

dove H_l , H_t sono le azioni orizzontali nelle due direzioni principali del ponte.

Si riportano di seguito le coordinate dei pali rispetto al baricentro della platea di fondazione:

PALO	X (m)	Y (m)
1	-6.75	4.50
2	-2.25	4.50
3	2.25	4.50
4	6.75	4.50
5	-6.75	0.00
6	-2.25	0.00
7	2.25	0.00
8	6.75	0.00
9	-6.75	-4.50
10	-2.25	-4.50
11	2.25	-4.50
12	6.75	-4.50

Il dimensionamento dei pali di fondazione è riportato nell'elaborato specifico.

Si riassumono di seguito le azioni in corrispondenza dell'intradosso della fondazione, calcolate utilizzando un coefficiente amplificativo nelle combinazioni SLV pari a 1.10, secondo quanto stabilito nel §7.2.5 delle NTC 2018 per le strutture in CD"B".

Combinazione	N	Tlong	Ttrasv	Mlong	Mtrasv
SLU_1	51437	1641	1629	27931	33223
SLU_2	48083	2632	1207	49698	25018
SLU_3	51437	1641	1629	27931	33223
SLV_1	43259	2608	2303	35310	33968
SLV_2	36959	8569	2303	117886	33917
SLV_3	37468	2608	7676	35310	112893

In funzione di tali azioni è stato calcolato lo sforzo assiale massimo e minimo agente nei pali di fondazione.

	Nmax	Nmin	V
	[kN]	[kN]	[kN]
SLU_1	5801	2772	193
SLU_2	5943	2070	241
SLU_3	5801	2772	193
SLV_1	5341	1869	290
SLV_2	7108	-948	739
SLV_3	6612	-367	676

7. VI01 - SPALLA A

Oggetto del presente paragrafo è il predimensionamento delle spalle del viadotto ferroviario, a singolo binario, *VI01*. In particolare, si analizza la *Spalla A*, caratterizzata da un sistema di vincolo dell'impalcato in direzione longitudinale di tipo fisso.

Il *VI01* si sviluppa dal km 1+146,650 al km 2+493,850 della *Tratta Paola – Cosenza* per complessivi 347,20 m.

Il viadotto è costituito da:

- n° 5 campate isostatiche a singolo binario in carpenteria metallica di portata teorica pari a 68.40 m (interasse pile 69.70 m).

La spalla, su cui poggia l'impalcato in carpenteria metallica, è realizzata in c.a., ed è cava. È costituita da un muro frontale di altezza 6.00 m, da due muri di risvolto, un muro di chiusura posteriore e una soletta superiore sulla quale poggia l'armamento ferroviario. La platea di fondazione presenta una pianta rettangolare di dimensioni 11.50 m x 13.75 m e spessore 2.00 m, e poggia su 12 pali ϕ 1500.

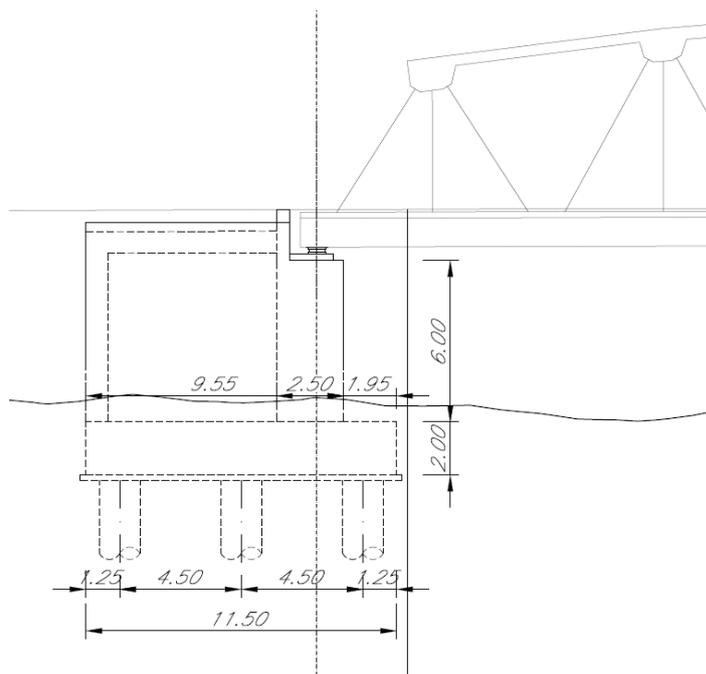


Figura 6 – Prospetto longitudinale spalla

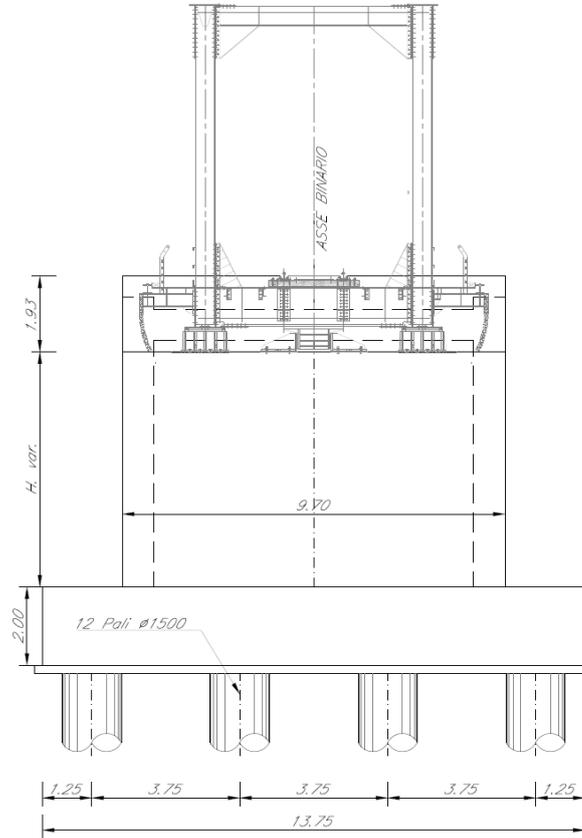


Figura 7 – Sezione trasversale spalla H=6.00 m

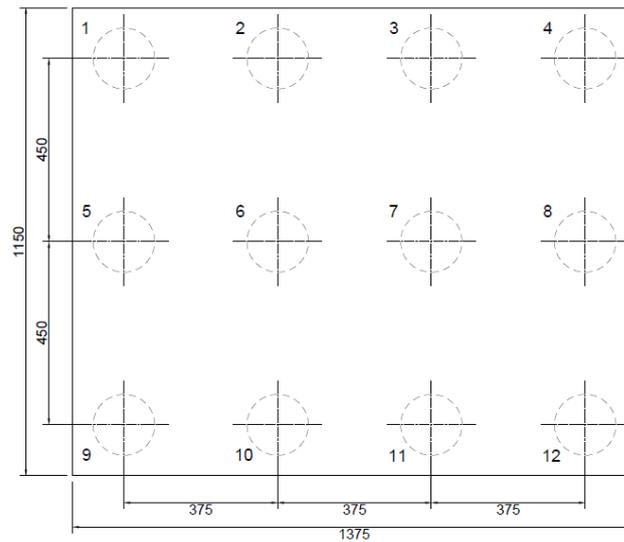


Figura 8 – Disposizione dei pali di fondazione

7.1 Analisi dei carichi

7.1.1 *Permanenti strutturali e non (G1 e G2)*

I pesi degli elementi strutturali sono calcolati utilizzando un peso di volume del calcestruzzo pari a 25 kN/m³.

Si considera inoltre un carico uniformemente distribuito su una superficie di lunghezza pari a quella della soletta superiore e larghezza pari a 4.5 m per tener conto della presenza del ballast sulla spalla.

Tale carico è ottenuto moltiplicando il peso specifico del ballast per uno spessore assunto pari a 0.8 m.

$$q = 20.0 \cdot 0.8 = 16.0 \text{ kN/m}^2$$

Le caratteristiche dell'impalcato ed i relativi carichi G1 e G2 sono invece riassunti nella tabella riportata di seguito.

IMPALCATO			
lunghezza travata	L	69.70	m
luce appoggi travata	L _a	68.40	m
larghezza totale impalcato	B	8.65	m
peso permanente strutturale	G ₁	4500	kN
peso permanenti non strutturali	G ₂	0	kN

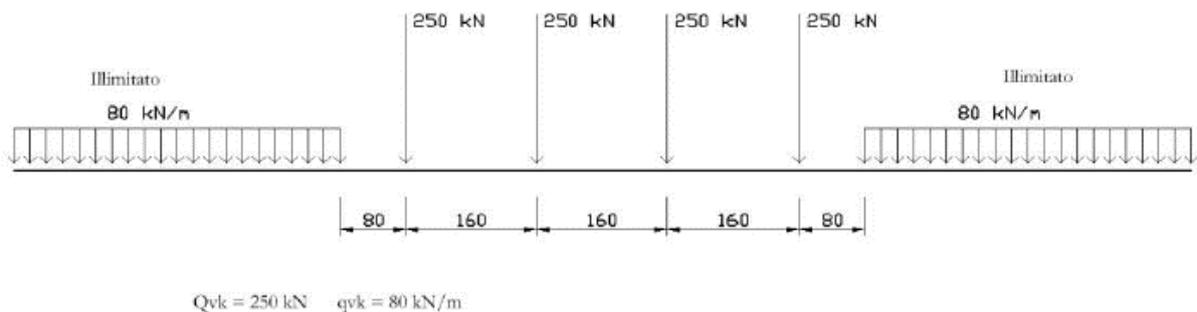
Le azioni verticali trasmesse alla spalla dall'impalcato, in corrispondenza dell'asse appoggi, sono quindi pari alla metà dei valori di G1 e G2 sopra riportati.

7.1.2 Carichi da traffico verticali (Q1)

L'opera è stata progettata considerando le sollecitazioni dovute al carico da traffico ferroviario, considerando i modelli LM71 e/o SW/2. Si riportano di seguito le caratteristiche dei modelli di traffico presi in esame.

➤ Modello di carico LM71

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2018 (par. 5.2.2.2.1.1), definiscono questo modello di carico tramite carichi concentrati e carichi distribuiti, riferiti all'asse dei binari.



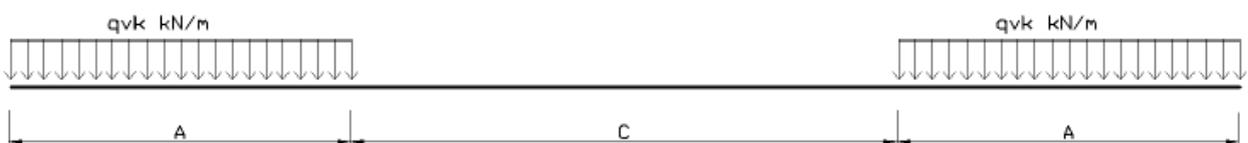
Carichi concentrati: quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m;

Carico distribuito: 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0,8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata.

Per questo modello di carico è prevista un'eccentricità del carico rispetto all'asse del binario.

➤ Modello di carico SW/2

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2018 (par. 5.2.2.2.1.2), definiscono questo modello di carico tramite solo carichi distribuiti.



SW/0

Carico distribuito	Qvk	133	KN/m
Lunghezza	A	15	m
Lunghezza	C	5.3	m

SW/2

Carico distribuito	Qvk	150	KN/m
Lunghezza	A	25	m
Lunghezza	C	7	m

In questo modello di carico non è prevista alcuna eccentricità del carico ferroviario. Le azioni di entrambi i modelli dovranno essere moltiplicate per un coefficiente di adattamento definito dalla seguente tabella (tab. 2.5.1.4.1.1 - RFI DTC SI PS MA IFS 001).

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE “α”
LM/71	1.10
SW/0	1.10
SW/2	1.00

7.1.3 Effetti dinamici

Per la definizione del coefficiente dinamico si segue quanto contenuto nel par.5.2.2.2.3 del DM 17.1.2018 che per l'opera in esame riporta:

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\Phi - 0.2}} + 0.73 \quad \text{con limitazione} \quad 1.00 \leq \Phi_3 \leq 2.00$$

7.1.4 Disposizione treni di carico

La disposizione dei treni di carico è stata individuata per ottenere le seguenti massime sollecitazioni:

- Sforzo Assiale: il convoglio è localizzato sostanzialmente al di sopra della spalla in esame; in aggiunta ai carichi da traffico trasmessi dall'impalcato, è stato considerato un sovraccarico accidentale agente sulla soletta superiore della spalla pari a 57.3 kN/m². Questo valore è stato ottenuto, a favore di sicurezza, dalla ripartizione su una superficie di dimensioni 6.4 m x 3.0 m dei quattro carichi concentrati del modello di carico LM71:

$$q = \frac{4 \cdot 1.1 \cdot 250}{6.4 \cdot 3.0} = 57.3 \text{ kN/m}^2$$

Tale sovraccarico si considera uniformemente distribuito su una superficie di lunghezza pari a quella della spalla e larghezza pari a 3.0 m

- Momento Longitudinale: il convoglio è localizzato in corrispondenza della fine dell'impalcato; si considerano quindi esclusivamente le azioni trasmesse dagli apparecchi d'appoggio.
- Momento Trasversale: si è utilizzato lo stesso schema di posizionamento del massimo sforzo assiale per massimizzare poi le azioni sismiche trasversali.

7.1.5 Carichi da traffico orizzontali

7.1.5.1 Forza centrifuga (Q4)

L'azione centrifuga è schematizzata come una forza agente in direzione orizzontale perpendicolarmente al binario e verso l'esterno della curva, applicata ad 1,80 m al di sopra del p.f.. Il valore caratteristico della forza centrifuga si determina in accordo con la seguente espressione:

$$Q_{tk} = V^2 \cdot f \cdot (\alpha \cdot Q_{vk}) / (127 \cdot R)$$

- dove
- V velocità di progetto espressa in km/h
 - Q_{vk} valore caratteristico dei carichi verticali
 - R raggio di curvatura in m
 - f fattore di riduzione (rif. §2.5.1.4.3.1 [3])

raggio di curvatura	R	1600	m
velocità massima compatibile con il tracciato della linea	V _{max}	160	km/h
lunghezza di influenza della parte curva del binario	L _f	68.4	m
fattore di riduzione funzione della L _f e della V	f	0.78	

7.1.5.2 Serpeggio

La forza laterale indotta dal serpeggio si schematizza come una forza concentrata agente orizzontalmente perpendicolarmente all'asse del binario. Il valore caratteristico di tale forza è assunto pari a 100 kN. Tale valore deve essere moltiplicato per α ma non per il coefficiente di amplificazione dinamica. Essa si applicherà sia in rettilineo che in curva.

7.1.5.3 Frenatura ed avviamento (Q3)

Le forze di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale dello stesso. Dette forze sono da considerarsi uniformemente distribuite su una lunghezza di binario L determinata per ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento strutturale considerato. I valori da considerare sono i seguenti:

- ✓ avviamento: $Q_{la,k} = 33 \text{ kN/m} \cdot L \leq 1000 \text{ kN}$ per i modelli di carico LM71,SW/2
- ✓ frenatura: $Q_{lb,k} = 20 \text{ kN/m} \cdot L \leq 6000 \text{ kN}$ per i modelli di carico LM71
 $Q_{lb,k} = 35 \text{ kN/m}$ per i modelli di carico SW/2

I valori caratteristici dell'azione di frenatura e di avviamento devono essere moltiplicati per α e non devono essere moltiplicati per Φ . Nel caso di ponti a doppio binario si devono considerare due treni in transito in versi opposti, uno in fase di avviamento e l'altro in fase di frenatura.

7.1.5.4 Forza d'attrito (Q8)

Le forze parassitarie dei vincoli si esplicano in corrispondenza degli apparecchi d'appoggio mobili e, per equilibrio, sui corrispondenti fissi, per traslazione relativa impalcato-apparecchi d'appoggio. Essendo funzione del carico verticale, la sua definizione è associata ai coefficienti

moltiplicativi delle combinazioni γ e ψ dei carichi da peso proprio strutturali e non, e dei carichi verticali da traffico.

Per la valutazione delle coazioni generate è stato considerato un coefficiente d'attrito f pari a 0,04. Con riferimento a quanto riportato nel §2.5.1.6.3 [3] la forza agente sulle spalle per impalcati a travate isostatiche, facendo riferimento all'apparecchio d'appoggio maggiormente caricato si considera pari a:

$$F_a = f (V_G + V_Q)$$

dove V_G reazione verticale massima associata ai carichi permanenti

V_Q reazione verticale massima associata ai carichi mobili dinamizzati

7.1.6 *Azione del Vento (Q5)*

L'azione del vento viene ricondotta ad un'azione statica equivalente costituita da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici. Ricadendo nella classificazione ordinaria di ponti l'azione del vento è valutata come agente su una superficie continua, convenzionalmente alta 4m dal piano del ferro rappresentante il convoglio. L'altezza effettiva è valutata sia in funzione della presenza o meno del convoglio sia in funzione dell'altezza delle barriere antirumore, convenzionalmente alte 5m.

7.1.7 *Riepilogo dei carichi elementari trasmessi dall'impalcato*

Si riporta una tabella di sintesi dei carichi descritti nei precedenti paragrafi. I valori sono esplicitati in termini di risultante globale nel baricentro del muro frontale, in corrispondenza del piano degli appoggi.

	N [kN]	T_x [kN]	T_y [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
Carichi da traffico verticali	4200	-	-	420	1050
Forza centrifuga	-	-	234	1016	-
Serpeggio	-	-	100	265	-
Frenatura ed avviamento	-	1750	-	-	-
Forza d'attrito	-	90	-	-	-
Vento ponte scarico	-	-	449	2311	-
Vento ponte carico	-	-	518	3084	-

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

7.1.8 *Spinta litostatica del terrapieno*

Si assume per il terreno a tergo delle spalle un angolo di attrito $\varphi' = 38^\circ$ ed un peso per unità di volume $\gamma_T = 20 \text{ kN/m}^3$.

Nell'ipotesi di spostamenti molto piccoli della struttura rispetto al terreno, la spinta del terrapieno viene valutata sulla base dello stato di riposo:

$$S(z) = k_0 \cdot \gamma_T \cdot z$$

in cui $k_0 = 1 - \text{sen}\varphi = 0.384$ è il coefficiente di spinta a riposo.

La risultante della spinta litostatica del terrapieno risulta quindi pari a:

S_0	2757	kN
-------	------	----

7.1.9 *Spinta statica del ballast sul terrapieno*

La spinta viene valutata considerando il carico uniformemente distribuito rappresentativo dello strato di ballast presente al di sopra del terrapieno, e descritto nel §6.1 della presente relazione. Nell'ipotesi di spostamenti molto piccoli della struttura rispetto al terreno, la spinta del ballast viene valutata sulla base dello stato di riposo:

$$S(z) = k_0 \cdot q$$

in cui $k_0 = 1 - \text{sen}\varphi = 0.384$ è il coefficiente di spinta a riposo.

La risultante della spinta statica del ballast sul terrapieno risulta quindi pari a:

$S_{0,\text{ballast}}$	238	kN
------------------------	-----	----

7.1.10 *Spinta statica del sovraccarico agente sul terrapieno*

La spinta viene valutata considerando il sovraccarico accidentale ottenuto dalla ripartizione dei quattro carichi concentrati del modello di carico LM71, come descritto nel §6.4 della presente relazione. Nell'ipotesi di spostamenti molto piccoli della struttura rispetto al terreno, la spinta del sovraccarico accidentale viene valutata sulla base dello stato di riposo:

$$S(z) = k_0 \cdot q$$

in cui $k_0 = 1 - \sin\varphi = 0.384$ è il coefficiente di spinta a riposo.

La risultante della spinta statica del sovraccarico agente sul terrapieno risulta quindi pari a:

$S_{0,q}$	568	kN
-----------	-----	----

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</p>												
<p>Relazione predimensionamento viadotti</p>	<table border="1"> <tr> <td>COMMESSA</td> <td>LOTTO</td> <td>CODIFICA</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>RC1C</td> <td>03 R 11</td> <td>RH</td> <td>VI0000 002</td> <td>B</td> <td>53 di 293</td> </tr> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RC1C	03 R 11	RH	VI0000 002	B	53 di 293
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RC1C	03 R 11	RH	VI0000 002	B	53 di 293								

7.1.11 Azione Sismica (E)

L'azione sismica di progetto è rappresentata dalla massima accelerazione al suolo, definita in base alla pericolosità sismica di base del sito ove sorge l'opera in oggetto, la vita di riferimento e le caratteristiche del sottosuolo.

Di seguito si riportano i parametri di input utilizzati per la definizione dell'azione sismica.

7.1.11.1 Inquadramento Sismico

La determinazione della pericolosità sismica di base è definita a partire dall'ubicazione dell'opera e dalle sue caratteristiche progettuali come la vita nominale V_N e la classe d'uso C_u . Sulla base del "Manuale di Progettazione delle Opere Civili". I parametri identificativi dell'opera sono:

Vita Nominale	Classe d'Uso	Coeff. D'uso
75	III	1.5

La geo-localizzazione permette di ottenere le coordinate geografiche delle singole opere e individuare puntualmente la domanda sismica secondo gli spettri normativi rappresentativi delle due componenti (orizzontale e verticale), ovvero determinare i singoli parametri indipendenti di riferimento.

In particolare, si è fatto riferimento alle seguenti coordinate:

Latitudine: 39.3798

Longitudine: 16.2318

7.1.11.2 Definizione della domanda sismica

Secondo le NTC2018 l'azione sismica viene considerata mediante spettri di risposta elastici in accelerazione. Sulla base dello studio geologico, i terreni in esame sono di tipo C, pianeggianti, tali da ricadere nella categoria topografica T1. Risulta quindi possibile tracciare lo spettro di riferimento normativo. Nei calcoli, per lo spettro orizzontale è stato applicato un fattore di struttura $q=1.5$.

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

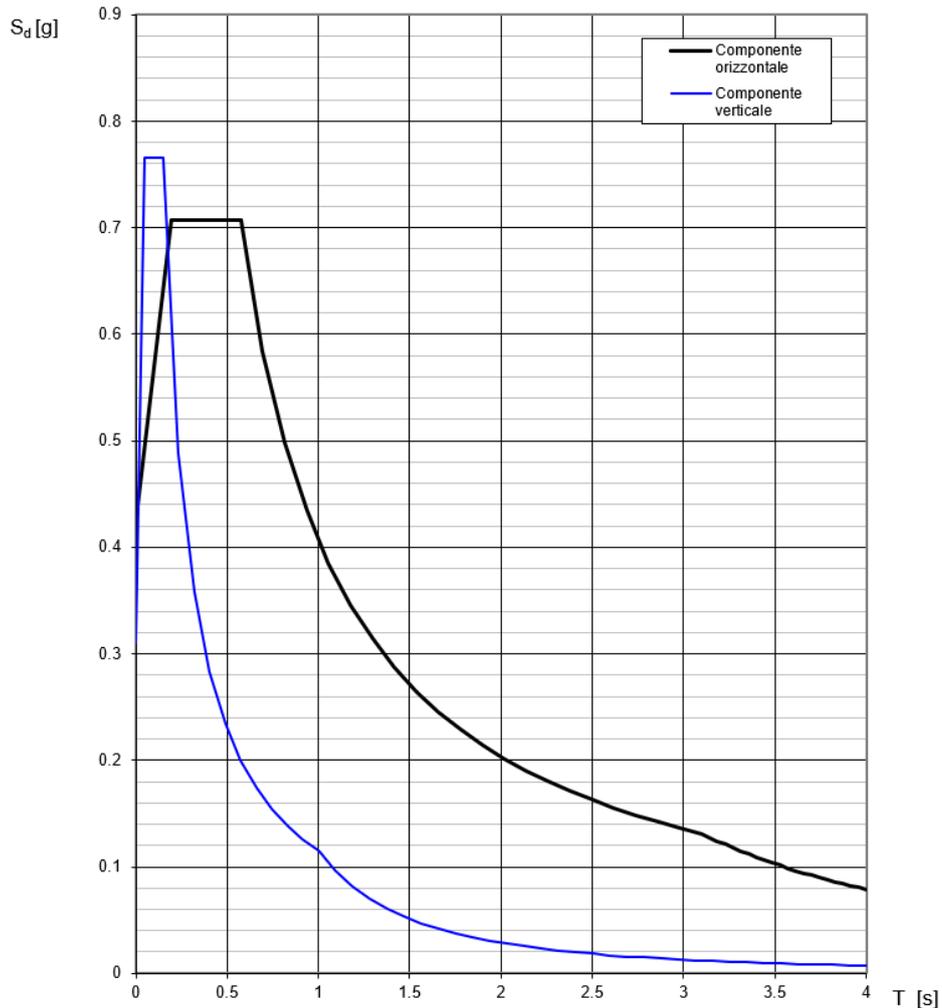


Figura 9 – Spettri di risposta per lo SLV

7.1.11.3 Calcolo dell'azione Sismica

L'azione sismica viene considerata attraverso un'analisi pseudo-statica. In particolare, le azioni di inerzia in direzione orizzontale sono calcolate come:

$$F_h = k_h \cdot W$$

in cui k_h è il coefficiente sismico orizzontale:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

L'accelerazione orizzontale a_{max} viene ricavata dallo spettro di progetto in corrispondenza del periodo T_B .

Il coefficiente β_m assume valore unitario.

Per le azioni inerziali in direzione verticale, invece, risulta valida la seguente espressione:

$$F_v = k_v \cdot W$$

dove:

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

Si ottengono di conseguenza i seguenti valori:

a_{max}	0.707	g
k_h	0.707	-
k_v	0.354	-

- Spinta del terrapieno in condizioni sismiche

La spinta esercitata dal terrapieno in condizioni sismiche viene valutata con la teoria di Mononobe-Okabe, considerando il raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite attivo:

$$S_{a,E} = S_a + \Delta S_{a,E}$$

dove S_a rappresenta la spinta attiva del terreno valutata in condizioni statiche, e $\Delta S_{a,E}$ l'incremento dovuto all'azione sismica.

In particolare, la spinta attiva in condizioni statiche è:

$$S_a(z) = k_a \cdot \gamma_T \cdot z$$

dove k_a viene valutato con la formula di Rankine:

$$k_a = \frac{1 - \operatorname{sen}\varphi'}{1 + \operatorname{sen}\varphi'} = 0.238$$

La risultante della spinta attiva in condizioni statiche è quindi pari a:

S_a	1707	kN
-------	------	-----------

L'espressione di Mononobe-Okabe permette di calcolare direttamente la risultante delle due componenti, che risulta quindi pari a:

$$S_{a,E}(z) = k_{a,E} \cdot \gamma_T \cdot z \cdot (1 \pm k_v)$$

Il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche viene calcolato come:

$$K_{a,E} = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\alpha \cdot \sin(\alpha - \delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\sin(\alpha - \delta - \theta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

dove:

- α = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del paramento del muro, pari a 90°;
- φ = angolo d'attrito del terrapieno, pari a 38°;
- δ = angolo d'attrito muro-terreno, pari a 0°;
- β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno, pari a 0°.

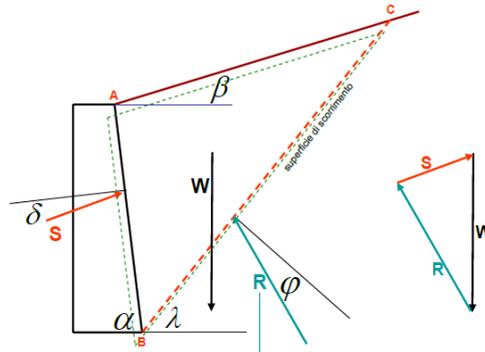


Figura 10 – Parametri per il calcolo del coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche

L'angolo θ tiene conto invece della presenza della componente verticale dell'azione sismica:

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

In particolare, nel calcolo di θ e in quello di $S_{a,E}$ si è considerato solo il caso $1 - k_v$ essendo risultato essere quello più gravoso.

In questo caso k_h e k_v sono calcolati considerando un'accelerazione orizzontale pari a:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

- S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T);
- a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Si ottengono di conseguenza i seguenti valori:

a_{max}	0.429	g
k_h	0.429	-
k_v	0.215	-
k_{aE}	0.707	-

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</p>					
<p>Relazione predimensionamento viadotti</p>	<p>COMMESSA RC1C</p>	<p>LOTTO 03 R 11</p>	<p>CODIFICA RH</p>	<p>DOCUMENTO VI0000 002</p>	<p>REV. B</p>	<p>FOGLIO 58 di 293</p>

La risultante della spinta attiva in condizioni sismiche è quindi pari a:

$S_{a,E}$	3982	kN
-----------	------	----

– **Spinta del ballast sul terrapieno in condizioni sismiche**

La spinta viene valutata, attraverso l'espressione di Mononobe-Okabe, considerando il carico uniformemente distribuito rappresentativo dello strato di ballast presente al di sopra del terrapieno, nell'ipotesi di raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite attivo:

$$S_{a,E}(z) = k_{a,E} \cdot q \cdot (1 - k_v)$$

in cui:

- q è il carico del ballast;
- $k_{a,E}$ è il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche.

La risultante della spinta del ballast sul terrapieno in condizioni sismiche è quindi pari a:

$S_{a,E,ballast}$	344	kN
-------------------	-----	----

– **Spinta del sovraccarico agente sul terrapieno in condizioni sismiche**

La spinta viene valutata, attraverso l'espressione di Mononobe-Okabe, considerando il sovraccarico accidentale ottenuto dalla ripartizione dei quattro carichi concentrati del modello di carico LM71, nell'ipotesi di raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite attivo:

$$S_{a,E}(z) = k_{a,E} \cdot q \cdot (1 - k_v)$$

in cui:

- q è il sovraccarico accidentale;
- $k_{a,E}$ è il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

La risultante della spinta del sovraccarico agente sul terrapieno in condizioni sismiche è quindi pari a:

$S_{a,E,q}$	820	kN
-------------	-----	----

– **Azioni di inerzia legate alla massa dell'impalcato**

Le azioni inerziali trasmesse dall'impalcato sono dovute alla massa degli elementi strutturali e non strutturali, ed al 20% della massa dei treni di carico teorici considerati.

Si riassumono di seguito le azioni verticali provenienti dall'impalcato ed agenti sugli apparecchi d'appoggio.

Carichi permanenti strutturali	g1	2250	kN
Carichi permanenti non strutturali	g2	0	kN
Carichi da traffico verticali	Q1	4200	kN

In direzione longitudinale l'inerzia di tutto l'impalcato viene assorbita dalla spalla con sistema di vincolo di tipo fisso, mentre nella direzione trasversale e in quella verticale viene ripartita fra le due sottostrutture.

$$F_{h,long} = 2 \cdot k_h \cdot (g_1 + g_2 + 0.2 \cdot Q_1)$$

$$F_{h,trasv} = k_h \cdot (g_1 + g_2 + 0.2 \cdot Q_1)$$

$$F_v = k_v \cdot (g_1 + g_2 + 0.2 \cdot Q_1)$$

– **Azioni di inerzia legate alla massa degli elementi strutturali**

Le azioni di inerzia degli elementi strutturali sono calcolate come:

$$F_h = k_h \cdot W$$

dove W è il peso dei diversi elementi strutturali che compongono la spalla.

In direzione verticale, invece, la risultante della forza di inerzia viene calcolata come:

$$F_v = k_v \cdot W$$

– *Azioni di inerzia legate alla massa del ballast sulla soletta*

La risultante della forza d'inerzia in direzione orizzontale è calcolata come:

$$F_h = k_h \cdot W_b$$

dove W_b è il peso complessivo del ballast presente sulla soletta.

– *Azioni di inerzia legate al sovraccarico agente sulla soletta*

La risultante della forza d'inerzia in direzione orizzontale è calcolata come:

$$F_h = k_h \cdot W_q$$

dove W_q è il peso complessivo del sovraccarico accidentale agente sulla soletta.

7.1.12 Azioni provenienti dal rilevato esistente in affiancamento

In aggiunta alle sollecitazioni descritte nei precedenti paragrafi, sono state considerate le spinte provenienti dal rilevato esistente, posto di lato alla spalla. In particolare, si è tenuto conto del contributo del terreno, del ballast e dei carichi da traffico.

Per il terreno è stato assunto un angolo di attrito $\varphi' = 35^\circ$ ed un peso per unità di volume $\gamma_T = 19 \text{ kN/m}^3$. Si ottengono così i seguenti coefficienti di spinta:

k_0	0.426	-
k_a	0.271	-
k_{aE}	0.797	-

- Spinta del terreno

Per la parte di rilevato a diretto contatto con la spalla, di altezza assunta pari a 7.00 m, si è considerata una spinta litostatica, mentre la parte superiore, di altezza pari a 2.50 m, non a diretto contatto con il muro andatore, è stata considerata come un sovraccarico agente sul terrapieno. Le risultanti delle spinte, in condizioni statiche e sismiche, sono riassunte nella tabella riportata di seguito.

S_0	1896	kN
$S_{0,sovr}$	1354	kN
S_a	1205	kN
$S_{a,sovr}$	860	kN
$\Delta S_{a,E}$	1577	kN
$\Delta S_{a,E,sovr}$	1127	kN

- Spinta del ballast

La spinta del ballast è stata calcolata a partire da un carico uniformemente distribuito pari a $q = 8.00 \text{ kN/m}$, ottenuto considerando uno strato di ballast di spessore 0.8 m e larghezza 5.0 m, e peso specifico 20 kN/m^3 , e diffondendo tale carico nei primi 2.5 m di terreno.

Si ottengono così le seguenti spinte.

$S_{0,ballast}$	228	kN
$S_{a,ballast}$	145	kN
$\Delta S_{a,E,ballast}$	190	kN

– *Spinta dei carichi da traffico*

La spinta dei carichi da traffico è stata calcolata a partire da un carico uniformemente distribuito pari a $q = 17.90 \text{ kN/m}$, ottenuto considerando la diffusione attraverso lo strato di ballast e i primi 2.5 m di terreno, dei quattro carichi concentrati del modello di carico LM71.

Si ottengono così le seguenti spinte.

$S_{0,q}$	510	kN
$S_{a,q}$	324	kN
$\Delta S_{a,E,q}$	425	kN

7.2 Combinazioni di carico

Le sollecitazioni dovute ai carichi descritti nei paragrafi precedenti sono state combinate in ottemperanza alle NTC18, secondo quanto riportato nei paragrafi 2.5.3, 5.1.3.12.

Si riportano di seguito tutte le combinazioni analizzate, ed i valori dei coefficienti assunti per le singole condizioni di carico elementari.

Caso di carico	SLU_1	SLU_2	SLV_1	SLV_2	SLV_3
Peso proprio elementi strutturali	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00
Peso proprio ballast	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico accidentale	1.45	0.00	0.20	0.20	0.20
Permanenti strutturali impalcato	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali impalcato	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00
Carichi mobili impalcato	1.45	1.45	0.20	0.20	0.20
Spinta litostatica	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00
Spinta statica ballast	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00
Spinta statica sovraccarico	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00
Frenatura/avviamento	1.45	1.45	0.00	0.00	0.00
Azione centrifuga	0.73	0.73	0.00	0.00	0.00
Serpeggio	0.73	0.73	0.00	0.00	0.00
Vento	0.90	0.90	0.00	0.00	0.00
Resistenze parassite permanenti	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00
Resistenze parassite mobili	1.45	1.45	0.20	0.20	0.20
Inerzia elementi strutturali X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Inerzia elementi strutturali Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Inerzia elementi strutturali Z	0.00	0.00	0.30	0.30	1.00
Inerzia impalcato X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Inerzia impalcato Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Inerzia impalcato Z	0.00	0.00	0.30	0.30	1.00
Inerzia terrapieno X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Inerzia terrapieno Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Inerzia terrapieno Z	0.00	0.00	0.30	0.30	1.00
Inerzia ballast X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Inerzia ballast Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Inerzia sovraccarico accidentale X	0.00	0.00	0.20	0.06	0.06
Inerzia sovraccarico accidentale Y	0.00	0.00	0.06	0.20	0.06
Spinta attiva terrapieno	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
Sovraspinta sismica terrapieno X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Sovraspinta sismica terrapieno Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Spinta sismica ballast X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Spinta sismica ballast Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Spinta sismica sovraccarico accidentale X	0.00	0.00	0.20	0.06	0.06
Spinta sismica sovraccarico accidentale Y	0.00	0.00	0.06	0.20	0.06

In particolar modo, sono state definite 2 combinazioni di carico in condizioni statiche (SLU) e 3 in condizioni sismiche (SLV), in modo da considerare l'azione sismica prevalente nelle tre direzioni principali della struttura. Le sollecitazioni sono state calcolate alla base del muro frontale, considerando una striscia di larghezza unitaria, e all'intradosso della platea di fondazione.

7.3 Sollecitazione alla base del muro frontale

	N	T _x	T _y	M _x	M _y
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
SLU_1	1619	299	73	-919	2699
SLU_2	1619	299	73	-919	2699
SLV_1	908	873	174	-773	4694
SLV_2	908	271	580	-2556	1633
SLV_3	1111	271	174	-773	1682

7.4 Sollecitazione intradosso fondazione

	N	T _x	T _y	M _x	M _y
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
SLU_1	33259	7806	6178	-13697	78773
SLU_2	31502	6982	6178	-13697	79141
SLV_1	20980	20832	7884	-29858	114817
SLV_2	20980	7531	20970	-84031	53082
SLV_3	25368	7531	7884	-29858	58343

7.5 Pali di fondazione

La progettazione del plinto di fondazione vede la determinazione dello stato sollecitativo in funzione dell'interazione tra pali e terreno di fondazione. È lecito ipotizzare la platea come infinitamente rigida e dedurre le sollecitazioni agenti in testa palo attraverso la relazione:

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

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

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

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

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

dove H_l , H_t sono le azioni orizzontali nelle due direzioni principali del ponte.

Si riportano di seguito le coordinate dei pali rispetto al baricentro della platea di fondazione:

PALO	X (m)	Y (m)
1	-5.63	4.50
2	-1.88	4.50
3	1.88	4.50
4	6.63	4.50
5	-5.63	0.00
6	-1.88	0.00
7	1.88	0.00
8	6.63	0.00
9	-5.63	-4.50
10	-1.88	-4.50
11	1.88	-4.50
12	6.63	-4.50

Il dimensionamento dei pali di fondazione è riportato nell'elaborato specifico.

Si riassumono di seguito le azioni in corrispondenza dell'intradosso della fondazione, calcolate utilizzando un coefficiente amplificativo nelle combinazioni SLV pari a 1.10, secondo quanto stabilito nel §7.2.5 delle NTC 2018 per le strutture in CD"B".

	N	T _x	T _y	M _x	M _y
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
SLU_1	33259	7806	6178	-13697	78773
SLU_2	31502	6982	6178	-13697	79141
SLV_1	23078	22915	8672	-32844	126298
SLV_2	23078	8284	23068	-92434	58390
SLV_3	27904	8284	8672	-32844	64177

In funzione di tali azioni è stato calcolato lo sforzo assiale massimo e minimo agente nei pali di fondazione.

	N _{max}	N _{min}	V
	[kN]	[kN]	[kN]
SLU_1	5325	218	830
SLU_2	5189	62	777
SLV_1	6307	-2461	2042
SLV_2	6010	-2164	2042
SLV_3	4984	-333	999

8. VI01 - SPALLA B

Oggetto del presente paragrafo è il predimensionamento delle spalle del viadotto ferroviario, a singolo binario, *VI01*. In particolare, si analizza la *Spalla B*, caratterizzata da un sistema di vincolo dell'impalcato in direzione longitudinale di tipo mobile.

Il *VI01* si sviluppa dal km 1+146,650 al km 2+493,850 della *Tratta Paola – Cosenza* per complessivi 347,20 m.

Il viadotto è costituito da:

- n° 5 campate isostatiche a singolo binario in carpenteria metallica di portata teorica pari a 68.40 m (interasse pile 69.70 m).

La spalla, su cui poggia l'impalcato in carpenteria metallica, è realizzata in c.a., ed è cava. È costituita da un muro frontale di altezza 8.00 m, da due muri di risvolto, un muro di chiusura posteriore e una soletta superiore sulla quale poggia l'armamento ferroviario. La platea di fondazione presenta una pianta rettangolare di dimensioni 11.50 m x 13.75 m e spessore 2.00 m, e poggia su 12 pali ϕ 1500.

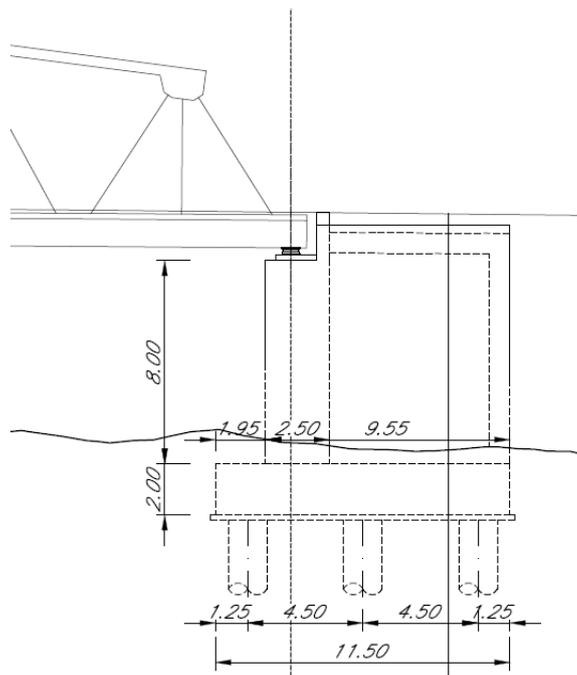


Figura 11 – Prospetto longitudinale spalla

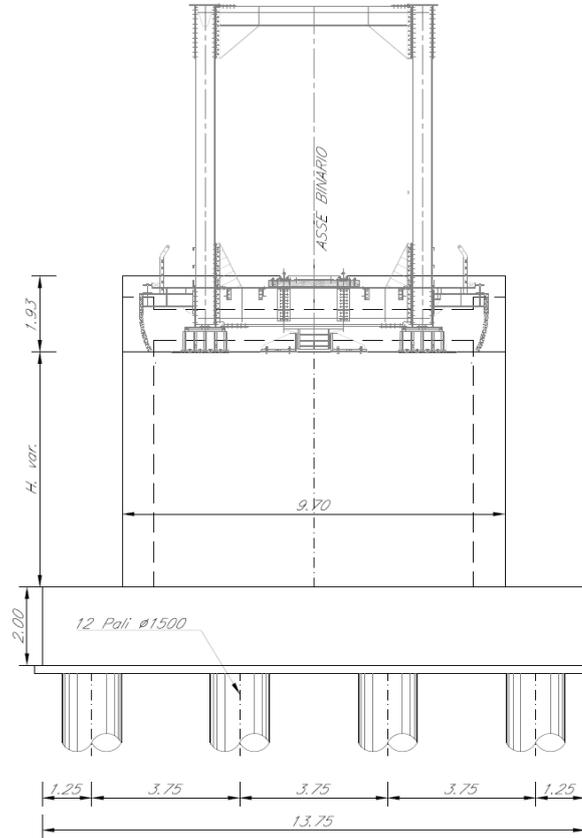


Figura 12 – Sezione trasversale spalla H=8.00 m

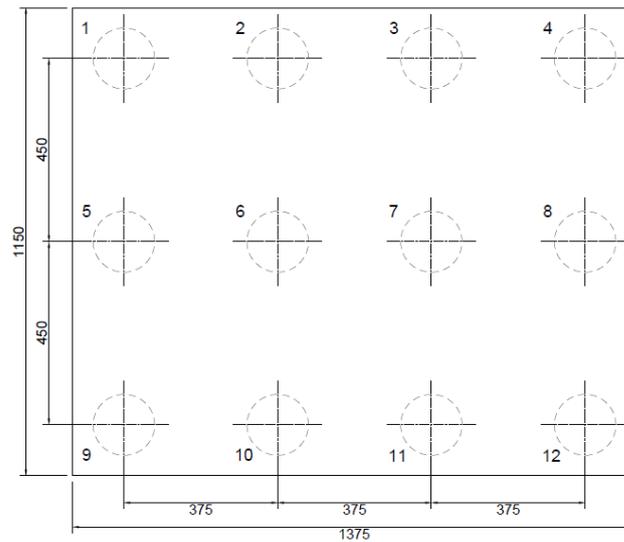


Figura 13 – Disposizione dei pali di fondazione

8.1 Analisi dei carichi

8.1.1 *Permanenti strutturali e non (G1 e G2)*

I pesi degli elementi strutturali sono calcolati utilizzando un peso di volume del calcestruzzo pari a 25 kN/m³.

Si considera inoltre un carico uniformemente distribuito su una superficie di lunghezza pari a quella della soletta superiore e larghezza pari a 4.5 m per tener conto della presenza del ballast sulla spalla.

Tale carico è ottenuto moltiplicando il peso specifico del ballast per uno spessore assunto pari a 0.8 m.

$$q = 20.0 \cdot 0.8 = 16.0 \text{ kN/m}^2$$

Le caratteristiche dell'impalcato ed i relativi carichi G1 e G2 sono invece riassunti nella tabella riportata di seguito.

IMPALCATO			
lunghezza travata	L	69.70	m
luce appoggi travata	L _a	68.40	m
larghezza totale impalcato	B	8.65	m
peso permanente strutturale	G ₁	4500	kN
peso permanenti non strutturali	G ₂	0	kN

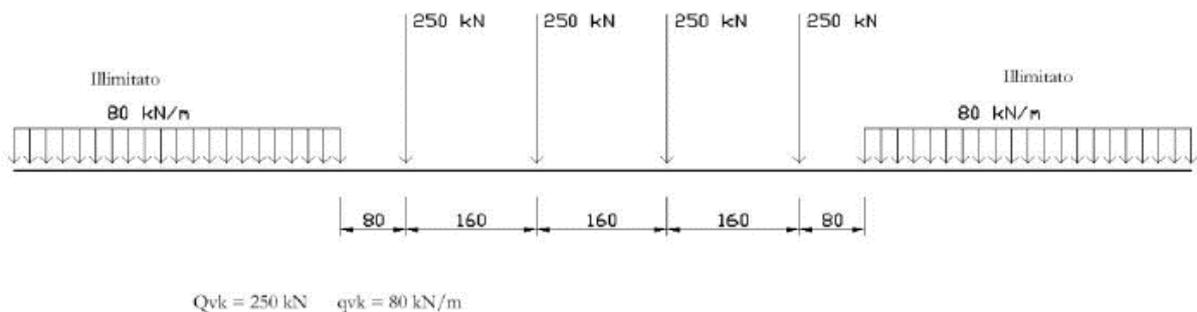
Le azioni verticali trasmesse alla spalla dall'impalcato, in corrispondenza dell'asse appoggi, sono quindi pari alla metà dei valori di G1 e G2 sopra riportati.

8.1.2 Carichi da traffico verticali (Q1)

L'opera è stata progettata considerando le sollecitazioni dovute al carico da traffico ferroviario, considerando i modelli LM71 e/o SW/2. Si riportano di seguito le caratteristiche dei modelli di traffico presi in esame.

➤ Modello di carico LM71

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2018 (par. 5.2.2.2.1.1), definiscono questo modello di carico tramite carichi concentrati e carichi distribuiti, riferiti all'asse dei binari.



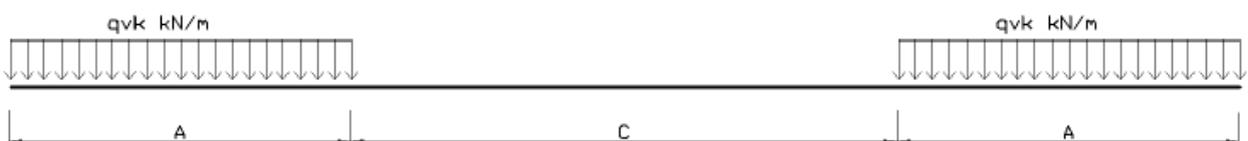
Carichi concentrati: quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m;

Carico distribuito: 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0,8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata.

Per questo modello di carico è prevista un'eccentricità del carico rispetto all'asse del binario.

➤ Modello di carico SW/2

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2018 (par. 5.2.2.2.1.2), definiscono questo modello di carico tramite solo carichi distribuiti.



SW/0

Carico distribuito	Qvk	133	KN/m
Lunghezza	A	15	m
Lunghezza	C	5.3	m

SW/2

Carico distribuito	Qvk	150	KN/m
Lunghezza	A	25	m
Lunghezza	C	7	m

In questo modello di carico non è prevista alcuna eccentricità del carico ferroviario. Le azioni di entrambi i modelli dovranno essere moltiplicate per un coefficiente di adattamento definito dalla seguente tabella (tab. 2.5.1.4.1.1 - RFI DTC SI PS MA IFS 001).

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE “α”
LM/71	1.10
SW/0	1.10
SW/2	1.00

8.1.3 Effetti dinamici

Per la definizione del coefficiente dinamico si segue quanto contenuto nel par.5.2.2.2.3 del DM 17.1.2018 che per l'opera in esame riporta:

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\Phi} - 0.2} + 0.73 \quad \text{con limitazione} \quad 1.00 \leq \Phi_3 \leq 2.00$$

8.1.4 Disposizione treni di carico

La disposizione dei treni di carico è stata individuata per ottenere le seguenti massime sollecitazioni:

- Sforzo Assiale: il convoglio è localizzato sostanzialmente al di sopra della spalla in esame; in aggiunta ai carichi da traffico trasmessi dall'impalcato, è stato considerato un sovraccarico accidentale agente sulla soletta superiore della spalla pari a 57.3 kN/m^2 . Questo valore è stato ottenuto, a favore di sicurezza, dalla ripartizione su una superficie di dimensioni $6.4 \text{ m} \times 3.0 \text{ m}$ dei quattro carichi concentrati del modello di carico LM71:

$$q = \frac{4 \cdot 1.1 \cdot 250}{6.4 \cdot 3.0} = 57.3 \text{ kN/m}^2$$

Tale sovraccarico si considera uniformemente distribuito su una superficie di lunghezza pari a quella della spalla e larghezza pari a 3.0 m

- Momento Longitudinale: il convoglio è localizzato in corrispondenza della fine dell'impalcato; si considerano quindi esclusivamente le azioni trasmesse dagli apparecchi d'appoggio.
- Momento Trasversale: si è utilizzato lo stesso schema di posizionamento del massimo sforzo assiale per massimizzare poi le azioni sismiche trasversali.

8.1.5 Carichi da traffico orizzontali

8.1.5.1 Forza centrifuga (Q4)

L'azione centrifuga è schematizzata come una forza agente in direzione orizzontale perpendicolarmente al binario e verso l'esterno della curva, applicata ad $1,80 \text{ m}$ al di sopra del p.f.. Il valore caratteristico della forza centrifuga si determina in accordo con la seguente espressione:

$$Q_{tk} = V^2 \cdot f \cdot (\alpha \cdot Q_{vk}) / (127 \cdot R)$$

- dove
- V velocità di progetto espressa in km/h
 - Q_{vk} valore caratteristico dei carichi verticali
 - R raggio di curvatura in m
 - f fattore di riduzione (rif. §2.5.1.4.3.1 [3])

raggio di curvatura	R	1600	m
velocità massima compatibile con il tracciato della linea	V _{max}	160	km/h
lunghezza di influenza della parte curva del binario	L _f	68.4	m
fattore di riduzione funzione della L _f e della V	f	0.78	

8.1.5.2 Serpeggio

La forza laterale indotta dal serpeggio si schematizza come una forza concentrata agente orizzontalmente perpendicolarmente all'asse del binario. Il valore caratteristico di tale forza è assunto pari a 100 kN. Tale valore deve essere moltiplicato per α ma non per il coefficiente di amplificazione dinamica. Essa si applicherà sia in rettilineo che in curva.

8.1.5.3 Frenatura ed avviamento (Q3)

Le forze di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale dello stesso. Dette forze sono da considerarsi uniformemente distribuite su una lunghezza di binario L determinata per ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento strutturale considerato. I valori da considerare sono i seguenti:

- ✓ avviamento: $Q_{la,k} = 33 \text{ kN/m} \cdot L \leq 1000 \text{ kN}$ per i modelli di carico LM71, SW/2
- ✓ frenatura: $Q_{lb,k} = 20 \text{ kN/m} \cdot L \leq 6000 \text{ kN}$ per i modelli di carico LM71
 $Q_{lb,k} = 35 \text{ kN/m}$ per i modelli di carico SW/2

I valori caratteristici dell'azione di frenatura e di avviamento devono essere moltiplicati per α e non devono essere moltiplicati per Φ . Nel caso di ponti a doppio binario si devono considerare due treni in transito in versi opposti, uno in fase di avviamento e l'altro in fase di frenatura.

8.1.5.4 Forza d'attrito (Q8)

Le forze parassitarie dei vincoli si esplicano in corrispondenza degli apparecchi d'appoggio mobili e, per equilibrio, sui corrispondenti fissi, per traslazione relativa impalcato-apparecchi d'appoggio. Essendo funzione del carico verticale, la sua definizione è associata ai coefficienti

moltiplicativi delle combinazioni γ e ψ dei carichi da peso proprio strutturali e non, e dei carichi verticali da traffico.

Per la valutazione delle coazioni generate è stato considerato un coefficiente d'attrito f pari a 0,04. Con riferimento a quanto riportato nel §2.5.1.6.3 [3] la forza agente sulle spalle per impalcati a travate isostatiche, facendo riferimento all'apparecchio d'appoggio maggiormente caricato si considera pari a:

$$F_a = f (V_G + V_Q)$$

dove V_G reazione verticale massima associata ai carichi permanenti

V_Q reazione verticale massima associata ai carichi mobili dinamizzati

8.1.6 Azione del Vento (Q5)

L'azione del vento viene ricondotta ad un'azione statica equivalente costituita da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici. Ricadendo nella classificazione ordinaria di ponti l'azione del vento è valutata come agente su una superficie continua, convenzionalmente alta 4m dal piano del ferro rappresentante il convoglio. L'altezza effettiva è valutata sia in funzione della presenza o meno del convoglio sia in funzione dell'altezza delle barriere antirumore, convenzionalmente alte 5m.

8.1.7 Riepilogo dei carichi elementari trasmessi dall'impalcato

Si riporta una tabella di sintesi dei carichi descritti nei precedenti paragrafi. I valori sono esplicitati in termini di risultante globale nel baricentro del muro frontale, in corrispondenza del piano degli appoggi.

	N [kN]	T_x [kN]	T_y [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
Carichi da traffico verticali	4200	-	-	420	1050
Forza centrifuga	-	-	234	1016	-
Serpeggio	-	-	100	265	-
Frenatura ed avviamento	-	0	-	-	-
Forza d'attrito	-	90	-	-	-
Vento ponte scarico	-	-	449	2311	-
Vento ponte carico	-	-	518	3084	-

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

8.1.8 Spinta litostatica del terrapieno

Si assume per il terreno a tergo delle spalle un angolo di attrito $\varphi' = 38^\circ$ ed un peso per unità di volume $\gamma_T = 20 \text{ kN/m}^3$.

Nell'ipotesi di spostamenti molto piccoli della struttura rispetto al terreno, la spinta del terrapieno viene valutata sulla base dello stato di riposo:

$$S(z) = k_0 \cdot \gamma_T \cdot z$$

in cui $k_0 = 1 - \text{sen}\varphi = 0.384$ è il coefficiente di spinta a riposo.

La risultante della spinta litostatica del terrapieno risulta quindi pari a:

S_0	4189	kN
-------	------	-----------

8.1.9 Spinta statica del ballast sul terrapieno

La spinta viene valutata considerando il carico uniformemente distribuito rappresentativo dello strato di ballast presente al di sopra del terrapieno, e descritto nel §6.1 della presente relazione. Nell'ipotesi di spostamenti molto piccoli della struttura rispetto al terreno, la spinta del ballast viene valutata sulla base dello stato di riposo:

$$S(z) = k_0 \cdot q$$

in cui $k_0 = 1 - \text{sen}\varphi = 0.384$ è il coefficiente di spinta a riposo.

La risultante della spinta statica del ballast sul terrapieno risulta quindi pari a:

$S_{0,\text{ballast}}$	293	kN
------------------------	-----	-----------

8.1.10 Spinta statica del sovraccarico agente sul terrapieno

La spinta viene valutata considerando il sovraccarico accidentale ottenuto dalla ripartizione dei quattro carichi concentrati del modello di carico LM71, come descritto nel §6.4 della presente relazione. Nell'ipotesi di spostamenti molto piccoli della struttura rispetto al terreno, la spinta del sovraccarico accidentale viene valutata sulla base dello stato di riposo:

$$S(z) = k_0 \cdot q$$

in cui $k_0 = 1 - \sin\varphi = 0.384$ è il coefficiente di spinta a riposo.

La risultante della spinta statica del sovraccarico agente sul terrapieno risulta quindi pari a:

$S_{0,q}$	700	kN
-----------	-----	-----------

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

8.1.11 Azione Sismica (E)

L'azione sismica di progetto è rappresentata dalla massima accelerazione al suolo, definita in base alla pericolosità sismica di base del sito ove sorge l'opera in oggetto, la vita di riferimento e le caratteristiche del sottosuolo.

Di seguito si riportano i parametri di input utilizzati per la definizione dell'azione sismica.

8.1.11.1 Inquadramento Sismico

La determinazione della pericolosità sismica di base è definita a partire dall'ubicazione dell'opera e dalle sue caratteristiche progettuali come la vita nominale V_N e la classe d'uso C_u . Sulla base del "Manuale di Progettazione delle Opere Civili". I parametri identificativi dell'opera sono:

Vita Nominale	Classe d'Uso	Coeff. D'uso
75	III	1.5

La geo-localizzazione permette di ottenere le coordinate geografiche delle singole opere e individuare puntualmente la domanda sismica secondo gli spettri normativi rappresentativi delle due componenti (orizzontale e verticale), ovvero determinare i singoli parametri indipendenti di riferimento.

In particolare, si è fatto riferimento alle seguenti coordinate:

Latitudine: 39.3798

Longitudine: 16.2318

8.1.11.2 Definizione della domanda sismica

Secondo le NTC2018 l'azione sismica viene considerata mediante spettri di risposta elastici in accelerazione. Sulla base dello studio geologico, i terreni in esame sono di tipo C, pianeggianti, tali da ricadere nella categoria topografica T1. Risulta quindi possibile tracciare lo spettro di riferimento normativo. Nei calcoli, per lo spettro orizzontale è stato applicato un fattore di struttura $q=1.5$.

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

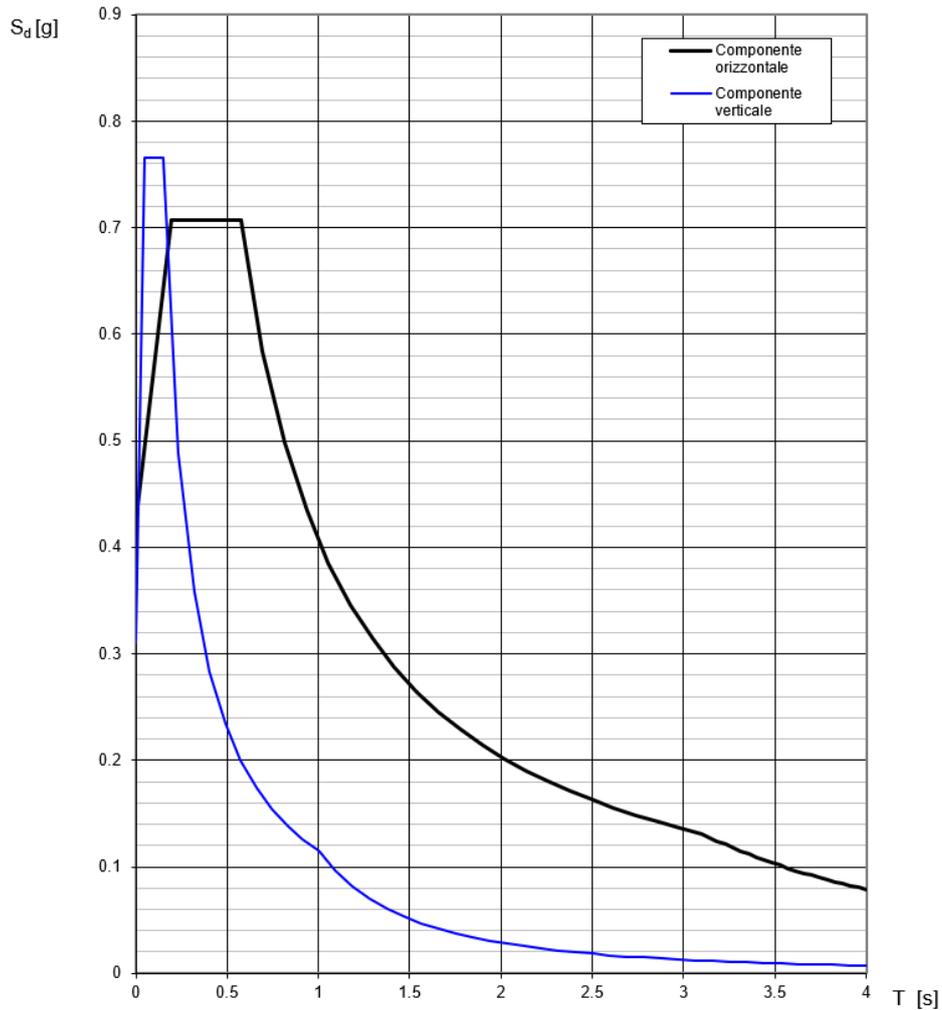


Figura 14 – Spettri di risposta per lo SLV

8.1.11.3 Calcolo dell'azione Sismica

L'azione sismica viene considerata attraverso un'analisi pseudo-statica. In particolare, le azioni di inerzia in direzione orizzontale sono calcolate come:

$$F_h = k_h \cdot W$$

in cui k_h è il coefficiente sismico orizzontale:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

L'accelerazione orizzontale a_{max} viene ricavata dallo spettro di progetto in corrispondenza del periodo T_B .

Il coefficiente β_m assume valore unitario.

Per le azioni inerziali in direzione verticale, invece, risulta valida la seguente espressione:

$$F_v = k_v \cdot W$$

dove:

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

Si ottengono di conseguenza i seguenti valori:

a_{max}	0.707	g
k_h	0.707	-
k_v	0.354	-

- Spinta del terrapieno in condizioni sismiche

La spinta esercitata dal terrapieno in condizioni sismiche viene valutata con la teoria di Mononobe-Okabe, considerando il raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite attivo:

$$S_{a,E} = S_a + \Delta S_{a,E}$$

dove S_a rappresenta la spinta attiva del terreno valutata in condizioni statiche, e $\Delta S_{a,E}$ l'incremento dovuto all'azione sismica.

In particolare, la spinta attiva in condizioni statiche è:

$$S_a(z) = k_a \cdot \gamma_T \cdot z$$

dove k_a viene valutato con la formula di Rankine:

$$k_a = \frac{1 - \text{sen}\varphi'}{1 + \text{sen}\varphi'} = 0.238$$

La risultante della spinta attiva in condizioni statiche è quindi pari a:

S_a	2593	kN
-------	------	----

L'espressione di Mononobe-Okabe permette di calcolare direttamente la risultante delle due componenti, che risulta quindi pari a:

$$S_{a,E}(z) = k_{a,E} \cdot \gamma_T \cdot z \cdot (1 \pm k_v)$$

Il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche viene calcolato come:

$$K_{a,E} = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\alpha \cdot \sin(\alpha - \delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\sin(\alpha - \delta - \theta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

dove:

- α = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del paramento del muro, pari a 90°;
- φ = angolo d'attrito del terrapieno, pari a 38°;
- δ = angolo d'attrito muro-terreno, pari a 0°;
- β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno, pari a 0°.

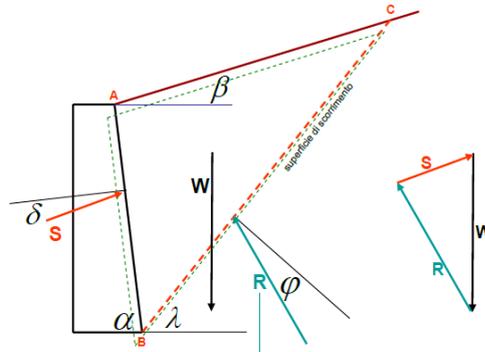


Figura 15 – Parametri per il calcolo del coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche

L'angolo θ tiene conto invece della presenza della componente verticale dell'azione sismica:

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

In particolare, nel calcolo di θ e in quello di $S_{a,E}$ si è considerato solo il caso $1 - k_v$ essendo risultato essere quello più gravoso.

In questo caso k_h e k_v sono calcolati considerando un'accelerazione orizzontale pari a:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

- S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T);
- a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Si ottengono di conseguenza i seguenti valori:

a_{max}	0.429	g
k_h	0.429	-
k_v	0.215	-
k_{aE}	0.707	-

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

La risultante della spinta attiva in condizioni sismiche è quindi pari a:

$S_{a,E}$	6050	kN
-----------	------	-----------

– **Spinta del ballast sul terrapieno in condizioni sismiche**

La spinta viene valutata, attraverso l'espressione di Mononobe-Okabe, considerando il carico uniformemente distribuito rappresentativo dello strato di ballast presente al di sopra del terrapieno, nell'ipotesi di raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite attivo:

$$S_{a,E}(z) = k_{a,E} \cdot q \cdot (1 - k_v)$$

in cui:

- q è il carico del ballast;
- $k_{a,E}$ è il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche.

La risultante della spinta del ballast sul terrapieno in condizioni sismiche è quindi pari a:

$S_{a,E,ballast}$	424	kN
-------------------	-----	-----------

– **Spinta del sovraccarico agente sul terrapieno in condizioni sismiche**

La spinta viene valutata, attraverso l'espressione di Mononobe-Okabe, considerando il sovraccarico accidentale ottenuto dalla ripartizione dei quattro carichi concentrati del modello di carico LM71, nell'ipotesi di raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite attivo:

$$S_{a,E}(z) = k_{a,E} \cdot q \cdot (1 - k_v)$$

in cui:

- q è il sovraccarico accidentale;
- $k_{a,E}$ è il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

La risultante della spinta del sovraccarico agente sul terrapieno in condizioni sismiche è quindi pari a:

$S_{a,E,q}$	1011	kN
-------------	------	----

– **Azioni di inerzia legate alla massa dell'impalcato**

Le azioni inerziali trasmesse dall'impalcato sono dovute alla massa degli elementi strutturali e non strutturali, ed al 20% della massa dei treni di carico teorici considerati.

Si riassumono di seguito le azioni verticali provenienti dall'impalcato ed agenti sugli apparecchi d'appoggio.

Carichi permanenti strutturali	g1	2250	kN
Carichi permanenti non strutturali	g2	0	kN
Carichi da traffico verticali	Q1	4200	kN

In direzione longitudinale l'inerzia di tutto l'impalcato viene assorbita dalla spalla con sistema di vincolo di tipo fisso, mentre nella direzione trasversale e in quella verticale viene ripartita fra le due sottostrutture.

$$F_{h,long} = 2 \cdot k_h \cdot (g_1 + g_2 + 0.2 \cdot Q_1)$$

$$F_{h,trasv} = k_h \cdot (g_1 + g_2 + 0.2 \cdot Q_1)$$

$$F_v = k_v \cdot (g_1 + g_2 + 0.2 \cdot Q_1)$$

– **Azioni di inerzia legate alla massa degli elementi strutturali**

Le azioni di inerzia degli elementi strutturali sono calcolate come:

$$F_h = k_h \cdot W$$

dove W è il peso dei diversi elementi strutturali che compongono la spalla.

In direzione verticale, invece, la risultante della forza di inerzia viene calcolata come:

$$F_v = k_v \cdot W$$

– *Azioni di inerzia legate alla massa del ballast sulla soletta*

La risultante della forza d'inerzia in direzione orizzontale è calcolata come:

$$F_h = k_h \cdot W_b$$

dove W_b è il peso complessivo del ballast presente sulla soletta.

– *Azioni di inerzia legate al sovraccarico agente sulla soletta*

La risultante della forza d'inerzia in direzione orizzontale è calcolata come:

$$F_h = k_h \cdot W_q$$

dove W_q è il peso complessivo del sovraccarico accidentale agente sulla soletta.

8.1.12 Azioni provenienti dal rilevato esistente in affiancamento

In aggiunta alle sollecitazioni descritte nei precedenti paragrafi, sono state considerate le spinte provenienti dal rilevato esistente, posto di lato alla spalla. In particolare, si è tenuto conto del contributo del terreno, del ballast e dei carichi da traffico.

Per il terreno è stato assunto un angolo di attrito $\varphi' = 35^\circ$ ed un peso per unità di volume $\gamma_T = 19 \text{ kN/m}^3$. Si ottengono così i seguenti coefficienti di spinta:

k_0	0.426	-
k_a	0.271	-
k_{aE}	0.797	-

- Spinta del terreno

Per la parte di rilevato a diretto contatto con la spalla, di altezza assunta pari a 7.00 m, si è considerata una spinta litostatica, mentre la parte superiore, di altezza pari a 2.50 m, non a diretto contatto con il muro andatore, è stata considerata come un sovraccarico agente sul terrapieno. Le risultanti delle spinte, in condizioni statiche e sismiche, sono riassunte nella tabella riportata di seguito.

S_0	1896	kN
$S_{0,sovr}$	1354	kN
S_a	1205	kN
$S_{a,sovr}$	860	kN
$\Delta S_{a,E}$	1577	kN
$\Delta S_{a,E,sovr}$	1127	kN

- Spinta del ballast

La spinta del ballast è stata calcolata a partire da un carico uniformemente distribuito pari a $q = 8.00 \text{ kN/m}$, ottenuto considerando uno strato di ballast di spessore 0.8 m e larghezza 5.0 m, e peso specifico 20 kN/m^3 , e diffondendo tale carico nei primi 2.5 m di terreno.

Si ottengono così le seguenti spinte.

$S_{0,ballast}$	228	kN
$S_{a,ballast}$	145	kN
$\Delta S_{a,E,ballast}$	190	kN

– *Spinta dei carichi da traffico*

La spinta dei carichi da traffico è stata calcolata a partire da un carico uniformemente distribuito pari a $q = 17.90 \text{ kN/m}$, ottenuto considerando la diffusione attraverso lo strato di ballast e i primi 2.5 m di terreno, dei quattro carichi concentrati del modello di carico LM71.

Si ottengono così le seguenti spinte.

$S_{0,q}$	510	kN
$S_{a,q}$	324	kN
$\Delta S_{a,E,q}$	425	kN

8.2 Combinazioni di carico

Le sollecitazioni dovute ai carichi descritti nei paragrafi precedenti sono state combinate in ottemperanza alle NTC18, secondo quanto riportato nei paragrafi 2.5.3, 5.1.3.12.

Si riportano di seguito tutte le combinazioni analizzate, ed i valori dei coefficienti assunti per le singole condizioni di carico elementari.

Caso di carico	SLU_1	SLU_2	SLV_1	SLV_2	SLV_3
Peso proprio elementi strutturali	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00
Peso proprio ballast	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico accidentale	1.45	0.00	0.20	0.20	0.20
Permanenti strutturali impalcato	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali impalcato	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00
Carichi mobili impalcato	1.45	1.45	0.20	0.20	0.20
Spinta litostatica	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00
Spinta statica ballast	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00
Spinta statica sovraccarico	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00
Frenatura/avviamento	1.45	1.45	0.00	0.00	0.00
Azione centrifuga	0.73	0.73	0.00	0.00	0.00
Serpeggio	0.73	0.73	0.00	0.00	0.00
Vento	0.90	0.90	0.00	0.00	0.00
Resistenze parassite permanenti	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00
Resistenze parassite mobili	1.45	1.45	0.20	0.20	0.20
Inerzia elementi strutturali X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Inerzia elementi strutturali Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Inerzia elementi strutturali Z	0.00	0.00	0.30	0.30	1.00
Inerzia impalcato X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Inerzia impalcato Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Inerzia impalcato Z	0.00	0.00	0.30	0.30	1.00
Inerzia terrapieno X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Inerzia terrapieno Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Inerzia terrapieno Z	0.00	0.00	0.30	0.30	1.00
Inerzia ballast X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Inerzia ballast Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Inerzia sovraccarico accidentale X	0.00	0.00	0.20	0.06	0.06
Inerzia sovraccarico accidentale Y	0.00	0.00	0.06	0.20	0.06
Spinta attiva terrapieno	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
Sovraspinta sismica terrapieno X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Sovraspinta sismica terrapieno Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Spinta sismica ballast X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Spinta sismica ballast Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Spinta sismica sovraccarico accidentale X	0.00	0.00	0.20	0.06	0.06
Spinta sismica sovraccarico accidentale Y	0.00	0.00	0.06	0.20	0.06

In particolar modo, sono state definite 2 combinazioni di carico in condizioni statiche (SLU) e 3 in condizioni sismiche (SLV), in modo da considerare l'azione sismica prevalente nelle tre direzioni principali della struttura. Le sollecitazioni sono state calcolate alla base del muro frontale, considerando una striscia di larghezza unitaria, e all'intradosso della platea di fondazione.

8.3 Sollecitazione alla base del muro frontale

	N [kN]	T_x [kN]	T_y [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
SLU_1	1842	38	73	-1066	1074
SLU_2	1842	38	73	-1066	1074
SLV_1	1091	539	209	-1156	2728
SLV_2	1091	171	697	-3834	1062
SLV_3	1335	171	209	-1156	1110

8.4 Sollecitazione intradosso fondazione

	N [kN]	T_x [kN]	T_y [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
SLU_1	36181	7475	6178	-15113	74561
SLU_2	34424	6460	6178	-15113	73089
SLV_1	23374	20178	8611	-38012	109706
SLV_2	23374	7955	23395	-111213	57394
SLV_3	28297	7955	8611	-38012	63513

8.5 Pali di fondazione

La progettazione del plinto di fondazione vede la determinazione dello stato sollecitativo in funzione dell'interazione tra pali e terreno di fondazione. È lecito ipotizzare la platea come infinitamente rigida e dedurre le sollecitazioni agenti in testa palo attraverso la relazione:

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

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

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

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

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

dove H_l , H_t sono le azioni orizzontali nelle due direzioni principali del ponte.

Si riportano di seguito le coordinate dei pali rispetto al baricentro della platea di fondazione:

PALO	X (m)	Y (m)
1	-5.63	4.50
2	-1.88	4.50
3	1.88	4.50
4	6.63	4.50
5	-5.63	0.00
6	-1.88	0.00
7	1.88	0.00
8	6.63	0.00
9	-5.63	-4.50
10	-1.88	-4.50
11	1.88	-4.50
12	6.63	-4.50

Il dimensionamento dei pali di fondazione è riportato nell'elaborato specifico.

Si riassumono di seguito le azioni in corrispondenza dell'intradosso della fondazione, calcolate utilizzando un coefficiente amplificativo nelle combinazioni SLV pari a 1.10, secondo quanto stabilito nel §7.2.5 delle NTC 2018 per le strutture in CD"B".

	N	T_x	T_y	M_x	M_y
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
SLU_1	36181	7475	6178	-15113	74561
SLU_2	34424	6460	6178	-15113	73089
SLV_1	25711	22196	9472	-41814	120677
SLV_2	25711	8750	25735	-122334	63133
SLV_3	31127	8750	9472	-41814	69864

In funzione di tali azioni è stato calcolato lo sforzo assiale massimo e minimo agente nei pali di fondazione.

	N_{max}	N_{min}	V
	[kN]	[kN]	[kN]
SLU_1	5489	541	808
SLU_2	5302	435	745
SLV_1	6610	-2325	2011
SLV_2	7159	-2873	2265
SLV_3	5650	-462	1075

	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B	FOGLIO 91 di 293

9. VI02 - PILA 02

Oggetto del presente paragrafo è il predimensionamento delle pile del viadotto ferroviario, a singolo binario, *VI02*. In particolare, si analizza la pila *P02*.

Il *VI02* si sviluppa dal km 1+925,500 al km 2+128,200 della *Tratta Paola – Cosenza* per complessivi 202,70 m.

Il viadotto è costituito da:

- n° 3 campate isostatiche a singolo binario in struttura mista acciaio-clc di portata teorica pari a 43.00 m (interasse pile 45.00 m);
- n° 1 campata isostatica a singolo binario in carpenteria metallica di portata teorica pari a 68.40 m (interasse pile 69.70 m).

La pila in esame, su cui poggiano un impalcato a struttura mista di lunghezza 43.00 m ed uno in carpenteria metallica di lunghezza 68.40 m, entrambi a singolo binario, presenta un fusto a sezione circolare piena in c.a., di diametro pari a 4.50 m su cui grava un pulvino di forma ellittica, di altezza pari a 2.35 m e dimensioni pari a 5.50 m x 8.00 m. La fondazione è costituita da una platea di spessore pari a 3.00 m, di dimensioni 16.00 m x 11.50 m, fondata su 12 pali ϕ 1500 ad interasse 4.50 m. L'altezza complessiva della pila, misurata da estradosso fondazione a estradosso pulvino, è pari a 7.85 m.

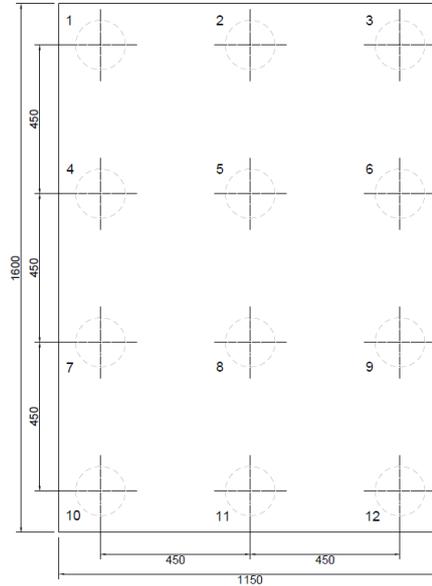


Figura 16 – Disposizione dei pali di fondazione

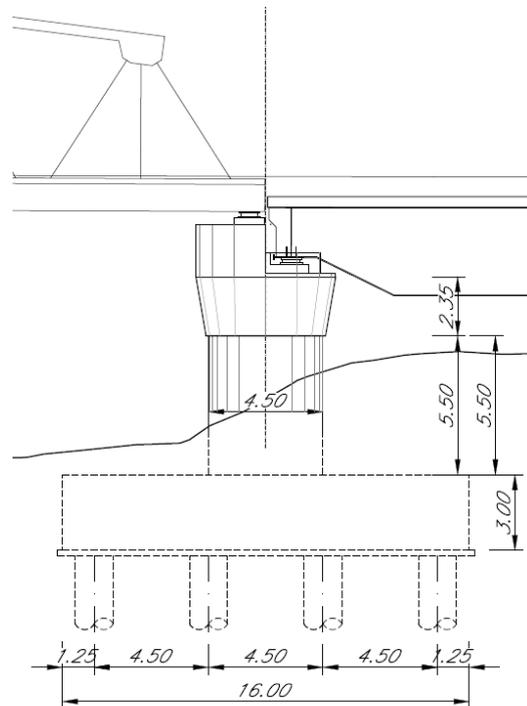


Figura 17 – Prospetto trasversale pila

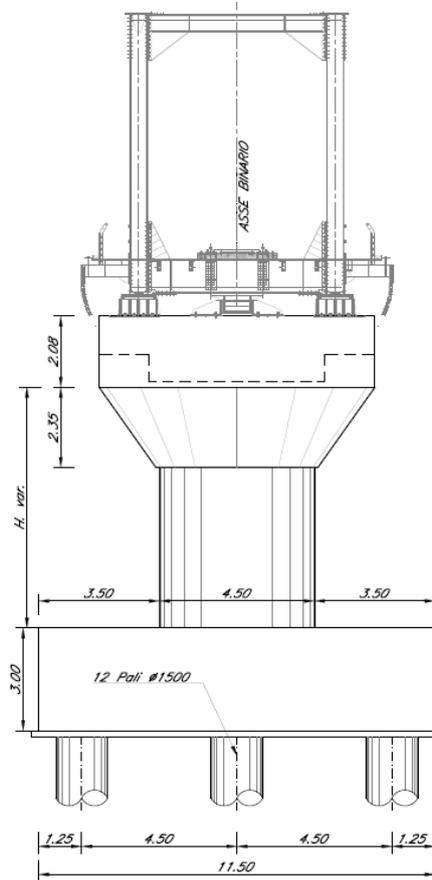


Figura 18 – Sezione trasversale pila H=7.85 m

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

9.1 Analisi dei carichi

9.1.1 *Permanenti strutturali e non (G1 e G2)*

I pesi degli elementi strutturali sono calcolati utilizzando un peso di volume del calcestruzzo pari a 25 kN/m³.

Per il rinterro del plinto si è considerato invece un peso specifico di 19 kN/m³.

Le caratteristiche dell'impalcato ed i relativi carichi G1 e G2 sono invece riassunti nella tabella riportata di seguito.

IMPALCATO					
lunghezza travata	L	45.00	m	69.70	m
luce appoggi travata	L _a	43.00	m	68.40	m
larghezza totale impalcato	B	9.70	m	8.65	m
peso permanente strutturale	G ₁	6766	kN	4500	kN
peso permanenti non strutturali	G ₂	6398	kN	0	kN

Le azioni verticali trasmesse alla pila dal singolo impalcato, in corrispondenza dell'asse appoggi, sono quindi pari alla metà dei valori di G1 e G2 sopra riportati.

9.1.2 *Carichi da traffico verticali (Q1)*

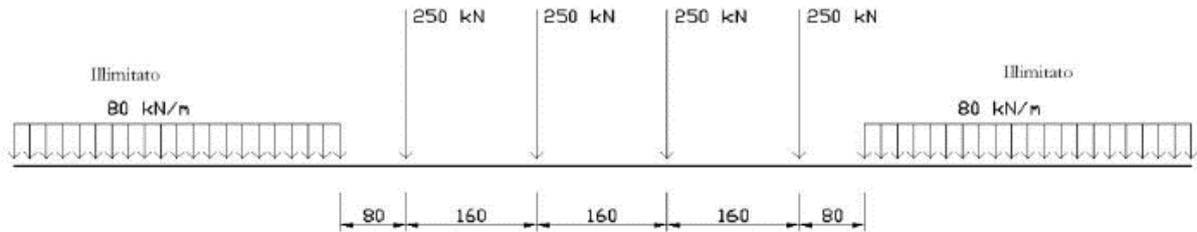
L'opera è stata progettata considerando le sollecitazioni dovute al carico da traffico ferroviario, considerando i modelli LM71 e/o SW/2. Si riportano di seguito le caratteristiche dei modelli di traffico presi in esame.

➤ *Modello di carico LM71*

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2018 (par. 5.2.2.2.1.1), definiscono questo modello di carico tramite carichi concentrati e carichi distribuiti, riferiti all'asse dei binari.

Relazione predimensionamento viadotti

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1C	03 R 11	RH	VI0000 002	B	95 di 293



$$Q_{vk} = 250 \text{ kN} \quad q_{vk} = 80 \text{ kN/m}$$

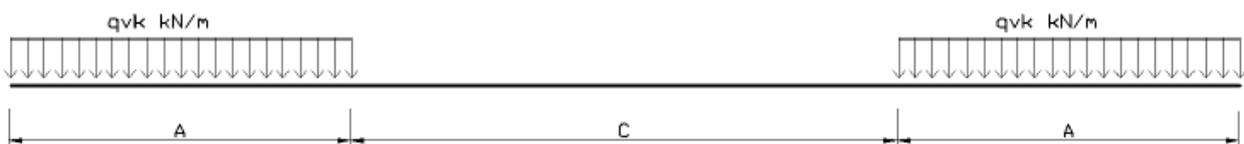
Carichi concentrati: quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m;

Carico distribuito: 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0,8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata.

Per questo modello di carico è prevista un'eccentricità del carico rispetto all'asse del binario.

➤ *Modello di carico SW/2*

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2018 (par. 5.2.2.2.1.2), definiscono questo modello di carico tramite solo carichi distribuiti.



SW/0

Carico distribuito	Q_{vk}	133	KN/m
Lunghezza	A	15	m
Lunghezza	C	5.3	m

SW/2

Carico distribuito	Q_{vk}	150	KN/m
Lunghezza	A	25	m
Lunghezza	C	7	m

	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

In questo modello di carico non è prevista alcuna eccentricità del carico ferroviario. Le azioni di entrambi i modelli dovranno essere moltiplicate per un coefficiente di adattamento definito dalla seguente tabella (tab. 2.5.1.4.1.1 - RFI DTC SI PS MA IFS 001).

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE “α”
LM/71	1.10
SW/0	1.10
SW/2	1.00

9.1.3 Effetti dinamici

Per la definizione del coefficiente dinamico si segue quanto contenuto nel par.5.2.2.2.3 del DM 17.1.2018 che per l'opera in esame riporta:

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\Phi} - 0.2} + 0.73 \quad \text{con limitazione} \quad 1.00 \leq \Phi_3 \leq 2.00$$

9.1.4 Disposizione treni di carico

La disposizione dei treni di carico è stata individuata per ottenere le seguenti massime sollecitazioni:

- Sforzo Assiale: il convoglio è localizzato sostanzialmente al di sopra della pila in esame;
- Momento Longitudinale: il convoglio è localizzato sulla campata di luce maggiore, più o meno centrato a seconda dei rapporti di lunghezza del treno di carico e della campata;
- Momento Trasversale: è fornito dallo stesso schema di posizionamento del massimo sforzo assiale.

Noti questi schemi di base sono state ottenute le seguenti caratteristiche di sollecitazioni; tali valori, in particolare, sono esplicitati in termini di risultante globale in corrispondenza del baricentro estradosso pulvino.

	N [kN]	Mlong [kN/m]	Mtrasv [kN/m]
COMBO N	5673	694	567
COMBO ML	4521	4973	452
COMBO MT	5673	694	567

9.1.5 Carichi da traffico orizzontali

9.1.5.1 Forza centrifuga (Q4)

L'azione centrifuga è schematizzata come una forza agente in direzione orizzontale perpendicolarmente al binario e verso l'esterno della curva, applicata ad 1,80 m al di sopra del p.f.. Il valore caratteristico della forza centrifuga si determina in accordo con la seguente espressione:

$$Q_{tk} = V^2 \cdot f \cdot (\alpha \cdot Q_{vk}) / (127 \cdot R)$$

- dove
- V velocità di progetto espressa in km/h
 - Q_{vk} valore caratteristico dei carichi verticali
 - R raggio di curvatura in m
 - f fattore di riduzione (rif. §2.5.1.4.3.1 [3])

raggio di curvatura	R	1600	m
velocità massima compatibile con il tracciato della linea	Vmax	160	km/h
		SX	DX
lunghezza di influenza della parte curva del binario	Lf	43.00	68.40 m
fattore di riduzione funzione della Lf e della V	f	0.80	0.78

	<p>LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</p>												
<p>Relazione predimensionamento viadotti</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>RC1C</td> <td>03 R 11</td> <td>RH</td> <td>VI0000 002</td> <td>B</td> <td>98 di 293</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RC1C	03 R 11	RH	VI0000 002	B	98 di 293
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RC1C	03 R 11	RH	VI0000 002	B	98 di 293								

9.1.5.2 Serpeggio

La forza laterale indotta dal serpeggio si schematizza come una forza concentrata agente orizzontalmente perpendicolarmente all'asse del binario. Il valore caratteristico di tale forza è assunto pari a 100 kN. Tale valore deve essere moltiplicato per α ma non per il coefficiente di amplificazione dinamica. Essa si applicherà sia in rettifilo che in curva.

9.1.5.3 Frenatura ed avviamento (Q3)

Le forze di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale dello stesso. Dette forze sono da considerarsi uniformemente distribuite su una lunghezza di binario L determinata per ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento strutturale considerato. I valori da considerare sono i seguenti:

- ✓ avviamento: $Q_{la,k} = 33 \text{ kN/m} \cdot L \leq 1000 \text{ kN}$ per i modelli di carico LM71,SW/2
- ✓ frenatura: $Q_{lb,k} = 20 \text{ kN/m} \cdot L \leq 6000 \text{ kN}$ per i modelli di carico LM71
 $Q_{lb,k} = 35 \text{ kN/m}$ per i modelli di carico SW/2

I valori caratteristici dell'azione di frenatura e di avviamento devono essere moltiplicati per α e non devono essere moltiplicati per Φ . Nel caso di ponti a doppio binario si devono considerare due treni in transito in versi opposti, uno in fase di avviamento e l'altro in fase di frenatura.

9.1.5.4 Forza d'attrito (Q8)

Le forze parassitarie dei vincoli si esplicano in corrispondenza degli apparecchi d'appoggio mobili e, per equilibrio, sui corrispondenti fissi, per traslazione relativa impalcato-apparecchi d'appoggio. Essendo funzione del carico verticale, la sua definizione è associata ai coefficienti moltiplicativi delle combinazioni γ e ψ dei carichi da peso proprio strutturali e non, e dei carichi verticali da traffico.

Per la valutazione delle coazioni generate è stato considerato un coefficiente d'attrito f pari a 0,04. Con riferimento a quanto riportato nel §2.5.1.6.3 [3] la forza agente sulle pile per impalcati a travate isostatiche, facendo riferimento all'apparecchio d'appoggio maggiormente caricato tra quelli presenti sulla pila, si considera pari a:

$$F_a = f (0,2 \cdot V_G + V_Q)$$

dove V_G reazione verticale massima associata ai carichi permanenti

V_Q reazione verticale massima associata ai carichi mobili dinamizzati

9.1.6 Azione del Vento (Q5)

L'azione del vento viene ricondotta ad un'azione statica equivalente costituita da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici. Ricadendo nella classificazione ordinaria di ponti l'azione del vento è valutata come agente su una superficie continua, convenzionalmente alta 4m dal piano del ferro rappresentante il convoglio. L'altezza effettiva è valutata sia in funzione della presenza o meno del convoglio sia in funzione dell'altezza delle barriere antirumore, convenzionalmente alte 5m.

9.1.7 Riepilogo dei carichi orizzontali elementari

Si riporta una tabella di sintesi dei carichi orizzontali descritti nei precedenti paragrafi. I valori sono esplicitati in termini di risultante globale in corrispondenza del baricentro estradosso pulvino.

	Tlong [kN]	Ttrasv [kN]	Mlong [kNm]	Mtrasv [kNm]
Forza centrifuga	-	376	-	2080
Serpeggio	-	100	-	383
Frenatura ed avviamento	1750	-	875	-
Forza d'attrito	385	-	192	-
Vento ponte scarico	-	767	-	4800
Vento ponte carico	-	887	-	5588

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

9.1.8 Azione Sismica (E)

L'azione sismica di progetto è rappresentata da spettri di risposta definiti in base alla pericolosità sismica di base del sito ove sorge l'opera in oggetto, la vita di riferimento e le caratteristiche del sottosuolo.

Di seguito si riportano i parametri di input utilizzati per la definizione degli spettri di progetto orizzontali e verticali e i grafici degli stessi.

9.1.8.1 Inquadramento Sismico

La determinazione della pericolosità sismica di base è definita a partire dall'ubicazione dell'opera e dalle sue caratteristiche progettuali come la vita nominale V_N e la classe d'uso C_u . Sulla base del "Manuale di Progettazione delle Opere Civili". I parametri identificativi dell'opera sono:

Vita Nominale	Classe d'Uso	Coeff. D'uso
75	III	1.5

La geo-localizzazione permette di ottenere le coordinate geografiche delle singole opere e individuare puntualmente la domanda sismica secondo gli spettri normativi rappresentativi delle due componenti (orizzontale e verticale), ovvero determinare i singoli parametri indipendenti di riferimento. In particolare, si è fatto riferimento alle seguenti coordinate:

Latitudine: 39.3798

Longitudine: 16.2318

9.1.8.2 Definizione della domanda sismica

Secondo le NTC2018 l'azione sismica viene considerata mediante spettri di risposta elastici in accelerazione. Sulla base dello studio geologico, i terreni in esame sono di tipo C, pianeggianti, tali da ricadere nella categoria topografica T1. Risulta quindi possibile tracciare lo spettro di riferimento normativo.

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

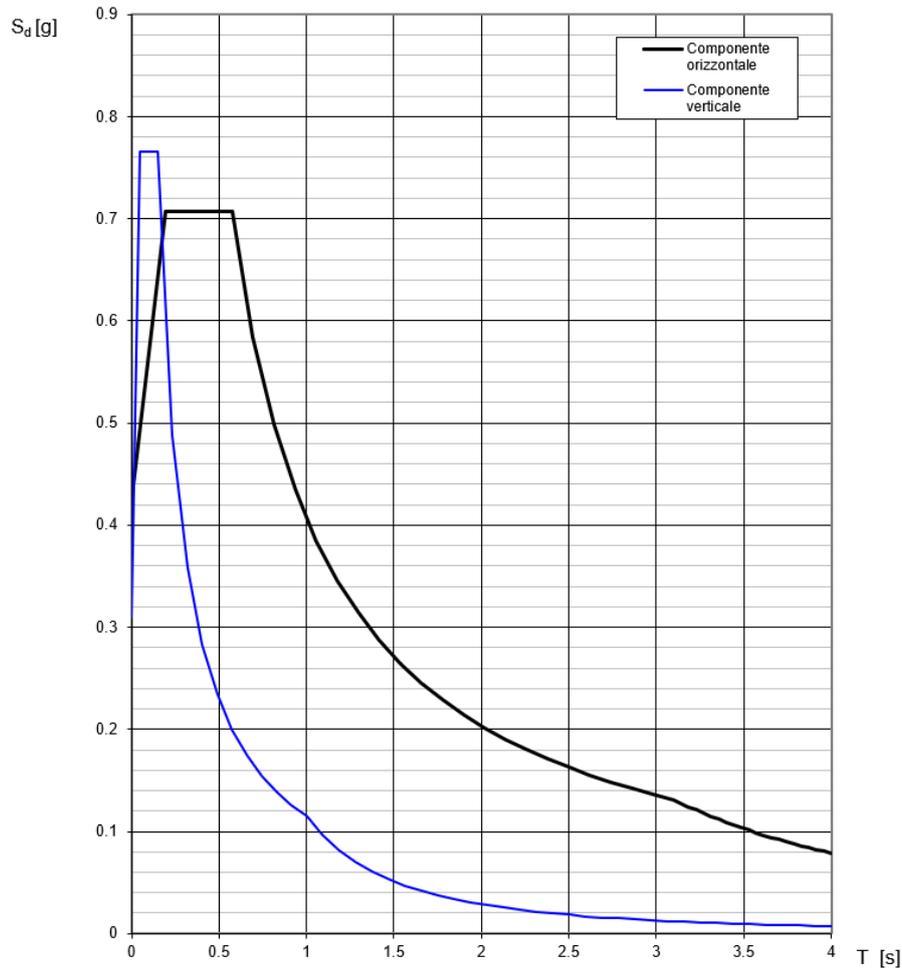


Figura 19 – Spettri di risposta per lo SLV

9.1.8.3 Calcolo dell'azione Sismica

Per il calcolo delle azioni sismiche si utilizza una Analisi Statica Lineare, come riportata nel cap. 7.9.4.1 delle NTC 2018.

Nei calcoli, per lo spettro orizzontale è stato applicato un fattore di struttura $q=1.5$.

L'accelerazione di progetto viene ricavata, a partire dallo spettro di risposta, in funzione dei periodi di vibrazione della pila nelle tre differenti direzioni (longitudinale, trasversale e verticale).

	T [s]	a [g]
Direzione Longitudinale	0.206	0.707
Direzione Trasversale	0.279	0.707
Direzione Verticale	0.033	0.606

9.2 Combinazioni di carico

Le sollecitazioni dovute ai carichi descritti nei paragrafi precedenti sono state combinate in ottemperanza alle NTC18, secondo quanto riportato nei paragrafi 2.5.3, 5.1.3.12.

Si riportano di seguito tutte le combinazioni considerate, ed i valori dei coefficienti assunti per le singole condizioni di carico elementari.

COMBO	G1	G2	Treno	F_fre	F_cent	F_serp	F_att	Vento	E_long	E_tra	E_ver
A1_SLU_gr1_Treno_	1.35	1.5	1.45	0.725	1.45	1.45	0.9	0	0	0	0
A1_SLU_gr3_Fre/avv_	1.35	1.5	1.45	1.45	0.725	0.725	0.9	0	0	0	0
A1_SLU_gr1+vento_	1.35	1.5	1.45	0.725	1.45	1.45	0.9	0.9	0	0	0
A1_SLU_gr2+vento_	1.35	1.5	0	0	1.45	1.45	0.9	0.9	0	0	0
A1_SLU_gr3+vento_	1.35	1.5	1.45	1.45	0.725	0.725	0.9	0.9	0	0	0
A1_SLU_vento_gr1_	1.35	1.5	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0
A1_SLU_vento_gr2_	1.35	1.5	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0
A1_SLU_vento_gr3_	1.35	1.5	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0
SLV_1	1	1	0.2	0	0	0	0.5	0	1	0.3	0.3
SLV_2	1	1	0.2	0	0	0	0.5	0	0.3	1	0.3
SLV_3	1	1	0.2	0	0	0	0.5	0	0.3	0.3	1

In particolar modo, sia in condizioni statiche (SLU) che in condizioni sismiche (SLV) sono state scelte 3 combinazioni di carico, in modo da massimizzare lo sforzo normale, il momento flettente in direzione longitudinale, e quello in direzione trasversale. Le sollecitazioni sono state calcolate alla base del fusto pila e all'intradosso della platea di fondazione. Queste ultime si ottengono sommando alle prime il peso e l'inerzia del plinto, ed il contributo dei momenti di trasporto. In particolare, ai fini del calcolo delle azioni sismiche a intradosso fondazione è stato considerato un coefficiente riduttivo applicato all'inerzia del plinto di fondazione, in considerazione della non completa partecipazione della massa della fondazione alla dinamica della struttura in elevazione e della non contemporaneità dei picchi della risposta sismica in fondazione e in elevazione. Tale coefficiente è stato assunto in questa fase pari al 20%. Tale assunzione si ritiene ragionevole sulla base di valutazioni preliminari, da confermare mediante analisi più approfondite nelle successive fasi progettuali.

9.3 Sollecitazione base pila

		N	Tlong	Ttrasv	Mlong	Mtrasv
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
SLU_1	A1_SLU_gr1+vento_5	26534	1703	1537	22619	21920
SLU_2	A1_SLU_gr3+vento_63	24863	2911	1192	39096	17206
SLU_3	A1_SLU_gr1+vento_5	26534	1703	1537	22619	21920

		N	Tlong	Ttrasv	Mlong	Mtrasv
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
	SLV_1	21255	3733	2614	36172	28993
	SLV_2	15795	12304	2614	109915	28970
	SLV_3	16025	3733	8712	36172	96379

9.4 Sollecitazione intradosso fondazione

		N	Tlong	Ttrasv	Mlong	Mtrasv
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
SLU_1	A1_SLU_gr1+vento_5	58584	1703	1537	27727	26531
SLU_2	A1_SLU_gr3+vento_63	56913	2911	1192	47830	20781
SLU_3	A1_SLU_gr1+vento_5	58584	1703	1537	27727	26531

		N	Tlong	Ttrasv	Mlong	Mtrasv
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
	SLV_1	46465	4088	2969	47903	37367
	SLV_2	39977	13486	2969	148601	37344
	SLV_3	40207	4088	9895	47903	124290

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

9.5 Deformabilità

Lo spostamento della singola campata soggetta, convenzionalmente, alle sole azioni di frenatura di 2 modelli di carico LM71, per doppio binario, non deve superare i 5 mm, come prescritto nell'Allegato 3 del *“Manuale di Progettazione delle Opere Civili”*.

Forza massima di frenatura	Ff	1750	kN
Altezza pila estradosso appoggi	h	8	m
Rigidezza flessionale longitudinale	J	20	m⁴
Modulo elastico	E	33346	MPa
Spostamento in testa pila	D	0.44	mm

9.6 Verifica allo spiccato del fusto

La verifica allo SLU flessionale della sezione in oggetto viene effettuata mediante l'ausilio del programma RC-SEC. Di seguito viene riportato l'output del programma per la sezione in oggetto e per le combinazioni più gravose descritte nei precedenti paragrafi.

L'armatura longitudinale è costituita da 182 ϕ 32.

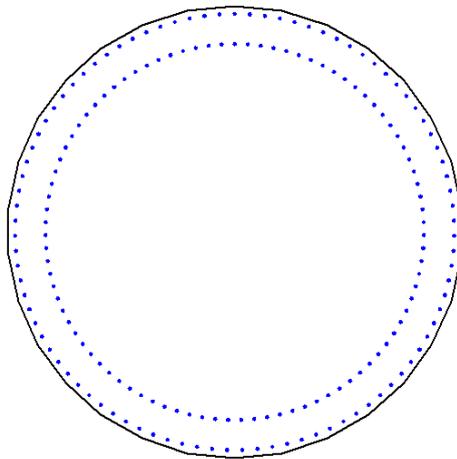


Figura 20 - Sezione implementata in RC-SEC

9.6.1 Verifica a presso flessione

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME FILE SEZIONE: Pila_4.5_VI02_2

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Pilastro
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.130 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.020 MPa
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa

Relazione predimensionamento viadotti

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1C	03 R 11	RH	VI0000 002	B	106 di 293

Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	46.8	220.1
2	91.5	205.5
3	132.3	182.0
4	167.2	150.6
5	194.9	112.5
6	214.0	69.5
7	223.8	23.5
8	223.8	-23.5
9	214.0	-69.5
10	194.9	-112.5
11	167.2	-150.6
12	132.2	-182.0
13	91.5	-205.5
14	46.8	-220.1
15	0.0	-225.0
16	-46.8	-220.1
17	-91.5	-205.5
18	-132.3	-182.0
19	-167.2	-150.6
20	-194.9	-112.5
21	-214.0	-69.5
22	-223.8	-23.5
23	-223.8	23.5
24	-214.0	69.5
25	-194.9	112.5
26	-167.2	150.6
27	-132.3	182.0
28	-91.5	205.5
29	-46.8	220.1
30	0.0	225.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	0.0	217.0	32
2	-15.0	216.5	32
3	-29.9	214.9	32
4	-44.6	212.4	32
5	-59.2	208.8	32
6	-73.4	204.2	32
7	-87.3	198.6	32
8	-100.8	192.1	32
9	-113.9	184.7	32
10	-126.3	176.4	32
11	-138.2	167.3	32
12	-149.4	157.4	32
13	-159.9	146.7	32

Relazione predimensionamento viadotti

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1C	03 R 11	RH	VI0000 002	B	107 di 293

14	-169.7	135.3	32
15	-178.6	123.3	32
16	-186.7	110.7	32
17	-193.9	97.5	32
18	-200.1	83.9	32
19	-205.4	69.9	32
20	-209.8	55.6	32
21	-213.1	41.0	32
22	-215.4	26.2	32
23	-216.7	11.2	32
24	-217.0	-3.7	32
25	-216.2	-18.7	32
26	-214.4	-33.6	32
27	-211.6	-48.3	32
28	-207.7	-62.8	32
29	-202.9	-76.9	32
30	-197.1	-90.8	32
31	-190.4	-104.1	32
32	-182.7	-117.0	32
33	-174.2	-129.4	32
34	-164.9	-141.1	32
35	-154.8	-152.1	32
36	-143.9	-162.4	32
37	-132.3	-172.0	32
38	-120.2	-180.7	32
39	-107.4	-188.5	32
40	-94.2	-195.5	32
41	-80.4	-201.5	32
42	-66.3	-206.6	32
43	-51.9	-210.7	32
44	-37.3	-213.8	32
45	-22.4	-215.8	32
46	-7.5	-216.9	32
47	7.5	-216.9	32
48	22.4	-215.8	32
49	37.3	-213.8	32
50	51.9	-210.7	32
51	66.3	-206.6	32
52	80.4	-201.5	32
53	94.2	-195.5	32
54	107.4	-188.5	32
55	120.2	-180.7	32
56	132.3	-172.0	32
57	143.9	-162.4	32
58	154.8	-152.1	32
59	164.9	-141.1	32
60	174.2	-129.4	32
61	182.7	-117.0	32
62	190.4	-104.1	32
63	197.1	-90.8	32
64	202.9	-76.9	32
65	207.7	-62.8	32
66	211.6	-48.3	32
67	214.4	-33.6	32
68	216.2	-18.7	32
69	217.0	-3.7	32
70	216.7	11.2	32
71	215.4	26.2	32
72	213.1	41.0	32
73	209.8	55.6	32

Relazione predimensionamento viadotti

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1C	03 R 11	RH	VI0000 002	B	108 di 293

74	205.4	69.9	32
75	200.1	83.9	32
76	193.9	97.5	32
77	186.7	110.7	32
78	178.6	123.3	32
79	169.7	135.3	32
80	159.9	146.7	32
81	149.4	157.4	32
82	138.2	167.3	32
83	126.3	176.4	32
84	113.9	184.7	32
85	100.8	192.1	32
86	87.3	198.6	32
87	73.4	204.2	32
88	59.2	208.8	32
89	44.6	212.4	32
90	29.9	214.9	32
91	15.0	216.5	32
92	0.0	187.0	32
93	-12.9	186.6	32
94	-25.7	185.2	32
95	-38.5	183.0	32
96	-51.0	179.9	32
97	-63.3	176.0	32
98	-75.3	171.2	32
99	-86.9	165.6	32
100	-98.1	159.2	32
101	-108.9	152.0	32
102	-119.1	144.2	32
103	-128.8	135.6	32
104	-137.8	126.4	32
105	-146.2	116.6	32
106	-153.9	106.2	32
107	-160.9	95.4	32
108	-167.1	84.0	32
109	-172.5	72.3	32
110	-177.0	60.2	32
111	-180.8	47.9	32
112	-183.6	35.3	32
113	-185.6	22.5	32
114	-186.7	9.7	32
115	-187.0	-3.2	32
116	-186.3	-16.1	32
117	-184.7	-28.9	32
118	-182.3	-41.6	32
119	-179.0	-54.1	32
120	-174.8	-66.3	32
121	-169.9	-78.2	32
122	-164.1	-89.7	32
123	-157.5	-100.9	32
124	-150.1	-111.5	32
125	-142.1	-121.6	32
126	-133.4	-131.1	32
127	-124.0	-140.0	32
128	-114.1	-148.2	32
129	-103.6	-155.7	32
130	-92.6	-162.5	32
131	-81.1	-168.5	32
132	-69.3	-173.7	32
133	-57.2	-178.0	32

Relazione predimensionamento viadotti

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1C	03 R 11	RH	VI0000 002	B	109 di 293

134	-44.8	-181.6	32
135	-32.1	-184.2	32
136	-19.3	-186.0	32
137	-6.5	-186.9	32
138	6.5	-186.9	32
139	19.3	-186.0	32
140	32.1	-184.2	32
141	44.8	-181.6	32
142	57.2	-178.0	32
143	69.3	-173.7	32
144	81.1	-168.5	32
145	92.6	-162.5	32
146	103.6	-155.7	32
147	114.1	-148.2	32
148	124.0	-140.0	32
149	133.4	-131.1	32
150	142.1	-121.6	32
151	150.1	-111.5	32
152	157.5	-100.9	32
153	164.1	-89.7	32
154	169.9	-78.2	32
155	174.8	-66.3	32
156	179.0	-54.1	32
157	182.3	-41.6	32
158	184.7	-28.9	32
159	186.3	-16.1	32
160	187.0	-3.2	32
161	186.7	9.7	32
162	185.6	22.5	32
163	183.6	35.3	32
164	180.8	47.9	32
165	177.0	60.2	32
166	172.5	72.3	32
167	167.1	84.0	32
168	160.9	95.4	32
169	153.9	106.2	32
170	146.2	116.6	32
171	137.8	126.4	32
172	128.8	135.6	32
173	119.1	144.2	32
174	108.9	152.0	32
175	98.1	159.2	32
176	86.9	165.6	32
177	75.3	171.2	32
178	63.3	176.0	32
179	51.0	179.9	32
180	38.5	183.0	32
181	25.7	185.2	32
182	12.9	186.6	32

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

Relazione predimensionamento viadotti

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1C	03 R 11	RH	VI0000 002	B	110 di 293

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	26534.00	22619.00	21920.00	0.00	0.00
2	24863.00	39096.00	17206.00	0.00	0.00
3	26534.00	22619.00	21920.00	0.00	0.00
4	21255.00	36172.00	28993.00	0.00	0.00
5	15795.00	109915.00	28970.00	0.00	0.00
6	16025.00	36172.00	96379.00	0.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Totale	Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	26534.00	22619.00	21920.00	26534.28	98808.58	95759.72	4.371463.7(473.6)	
2	S	24863.00	39096.00	17206.00	24863.11	124143.07	54634.09	3.181463.7(473.6)	
3	S	26534.00	22619.00	21920.00	26534.28	98808.58	95759.72	4.371463.7(473.6)	
4	S	21255.00	36172.00	28993.00	21255.20	102496.53	82164.86	2.831463.7(473.6)	
5	S	15795.00	109915.00	28970.00	15795.23	120475.45	31738.98	1.101463.7(473.6)	
6	S	16025.00	36172.00	96379.00	16025.30	43879.06	116909.70	1.211463.7(473.6)	

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	167.2	150.6	0.00328	149.4	157.4	-0.00919	-154.8	-152.1
2	0.00350	91.5	205.5	0.00327	87.3	198.6	-0.00937	-94.2	-195.5
3	0.00350	167.2	150.6	0.00328	149.4	157.4	-0.00919	-154.8	-152.1
4	0.00350	132.3	182.0	0.00326	138.2	167.3	-0.00992	-132.3	-172.0
5	0.00350	46.8	220.1	0.00325	59.2	208.8	-0.01083	-51.9	-210.7
6	0.00350	214.0	69.5	0.00325	205.4	69.9	-0.01078	-202.9	-76.9

Relazione predimensionamento viadotti

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1C	03 R 11	RH	VI0000 002	B	111 di 293

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000020000	0.000020638	-0.002951190	----	----
2	0.000011728	0.000026649	-0.003050904	----	----
3	0.000020000	0.000020638	-0.002951190	----	----
4	0.000019008	0.000023714	-0.003330466	----	----
5	0.000008266	0.000031363	-0.003789121	----	----
6	0.000030268	0.000011360	-0.003766801	----	----

9.7 Pali di fondazione

La progettazione del plinto di fondazione vede la determinazione dello stato sollecitativo in funzione dell'interazione tra pali e terreno di fondazione. È lecito ipotizzare la platea come infinitamente rigida e dedurre le sollecitazioni agenti in testa palo attraverso la relazione:

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

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

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

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

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

dove H_l , H_t sono le azioni orizzontali nelle due direzioni principali del ponte.

Si riportano di seguito le coordinate dei pali rispetto al baricentro della platea di fondazione:

PALO	X (m)	Y (m)
1	-4.50	6.75
2	0.00	6.75
3	4.50	6.75
4	-4.50	2.25
5	0.00	2.25
6	4.50	2.25
7	-4.50	-2.25
8	0.00	-2.25
9	4.50	-2.25
10	-4.50	-6.75
11	0.00	-6.75
12	4.50	-6.75

Il dimensionamento dei pali di fondazione è riportato nell'elaborato specifico.

Si riassumono di seguito le azioni in corrispondenza dell'intradosso della fondazione, calcolate utilizzando un coefficiente amplificativo nelle combinazioni SLV pari a 1.10, secondo quanto stabilito nel §7.2.5 delle NTC 2018 per le strutture in CD"B".

Combinazione	N	Tlong	Ttrasv	Mlong	Mtrasv
SLU_1	58584	1703	1537	27727	26531
SLU_2	56913	2911	1192	47830	20781
SLU_3	58584	1703	1537	27727	26531
SLV_1	51112	4497	3265	52694	41103
SLV_2	43974	14835	3265	163461	41078
SLV_3	44228	4497	10885	52694	136719

In funzione di tali azioni è stato calcolato lo sforzo assiale massimo e minimo agente nei pali di fondazione.

	Nmax	Nmin	V
	[kN]	[kN]	[kN]
SLU_1	6235	3529	191
SLU_2	6383	3103	262
SLU_3	6235	3529	191
SLV_1	6572	1947	463
SLV_2	8438	-1109	1266
SLV_3	8654	-1283	981

	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

10. VI02 - PILA 03

Oggetto del presente paragrafo è il predimensionamento delle pile del viadotto ferroviario, a singolo binario, *VI02*. In particolare, si analizza la pila *P03*.

Il *VI02* si sviluppa dal km 1+925,500 al km 2+128,200 della *Tratta Paola – Cosenza* per complessivi 202,70 m.

Il viadotto è costituito da:

- n° 3 campate isostatiche a singolo binario in struttura mista acciaio-clc di portata teorica pari a 43.00 m (interasse pile 45.00 m);
- n° 1 campata isostatica a singolo binario in carpenteria metallica di portata teorica pari a 68.40 m (interasse pile 69.70 m).

La pila in esame, su cui poggiano due impalcati a struttura mista di lunghezza 43.00 m a singolo binario, presenta un fusto a sezione circolare piena in c.a., di diametro pari a 4.50 m su cui grava un pulvino di forma ellittica, di altezza pari a 2.35 m e dimensioni pari a 5.50 m x 8.00 m. La fondazione è costituita da una platea di spessore pari a 2.50 m, di dimensioni 11.50 m x 11.50 m, fondata su 9 pali ϕ 1500 ad interasse 4.50 m. L'altezza complessiva della pila, misurata da estradosso fondazione a estradosso pulvino, è pari a 4.75 m.

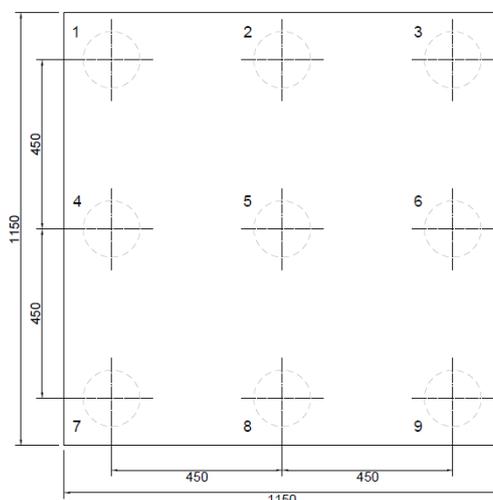


Figura 21 – Disposizione dei pali di fondazione

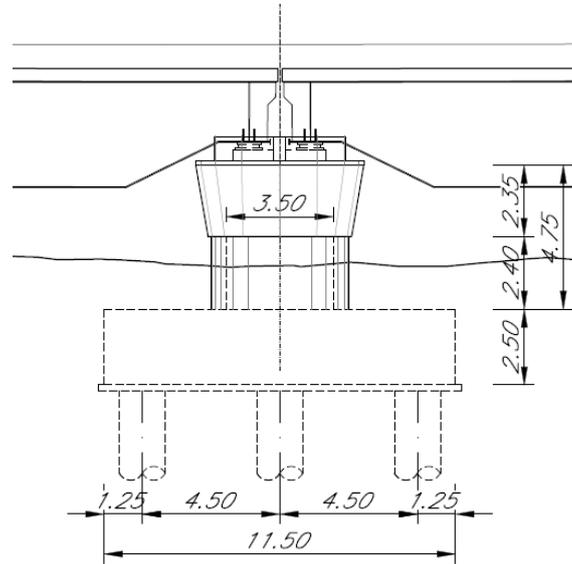


Figura 22 – Prospetto trasversale pila

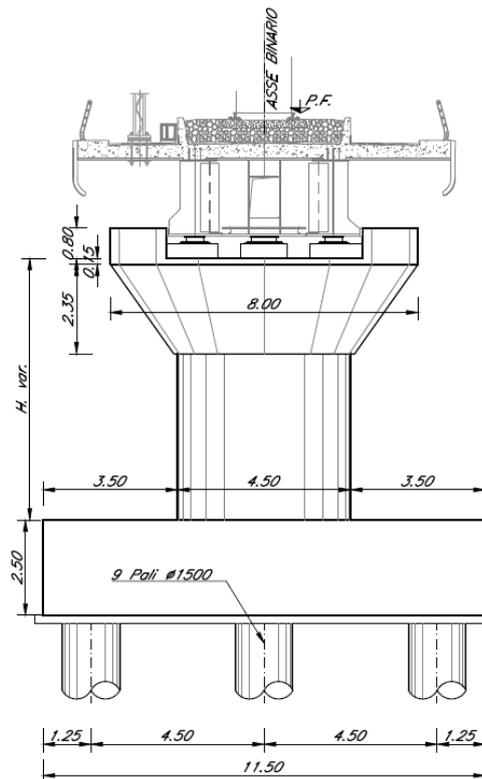


Figura 23 – Sezione trasversale pila H=4.75 m

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

10.1 Analisi dei carichi

10.1.1 *Permanenti strutturali e non (G1 e G2)*

I pesi degli elementi strutturali sono calcolati utilizzando un peso di volume del calcestruzzo pari a 25 kN/m³.

Per il rinterro del plinto si è considerato invece un peso specifico di 19 kN/m³.

Le caratteristiche dell'impalcato ed i relativi carichi G1 e G2 sono invece riassunti nella tabella riportata di seguito.

IMPALCATO					
lunghezza travata	L	45.00	m	45.00	m
luce appoggi travata	L _a	43.00	m	43.00	m
larghezza totale impalcato	B	9.70	m	9.70	m
peso permanente strutturale	G ₁	6766	kN	6766	kN
peso permanenti non struttrutturali	G ₂	6398	kN	6398	kN

Le azioni verticali trasmesse alla pila dal singolo impalcato, in corrispondenza dell'asse appoggi, sono quindi pari alla metà dei valori di G1 e G2 sopra riportati.

10.1.2 *Carichi da traffico verticali (Q1)*

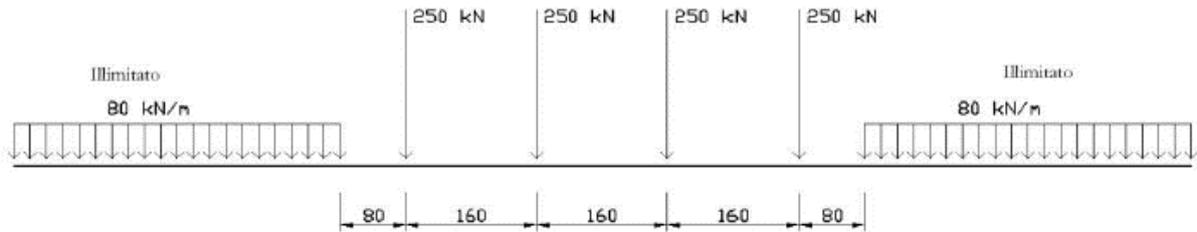
L'opera è stata progettata considerando le sollecitazioni dovute al carico da traffico ferroviario, considerando i modelli LM71 e/o SW/2. Si riportano di seguito le caratteristiche dei modelli di traffico presi in esame.

➤ *Modello di carico LM71*

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2018 (par. 5.2.2.2.1.1), definiscono questo modello di carico tramite carichi concentrati e carichi distribuiti, riferiti all'asse dei binari.

Relazione predimensionamento viadotti

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1C	03 R 11	RH	VI0000 002	B	117 di 293



$$Q_{vk} = 250 \text{ kN} \quad q_{vk} = 80 \text{ kN/m}$$

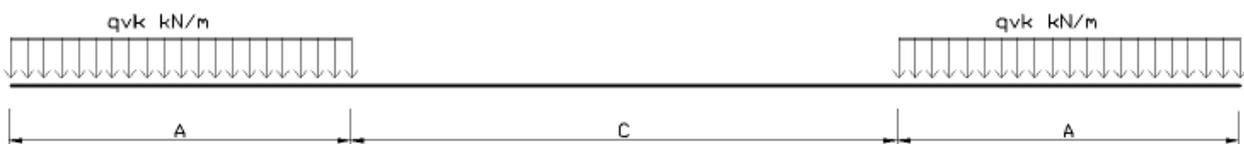
Carichi concentrati: quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m;

Carico distribuito: 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0,8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata.

Per questo modello di carico è prevista un'eccentricità del carico rispetto all'asse del binario.

➤ Modello di carico SW/2

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2018 (par. 5.2.2.2.1.2), definiscono questo modello di carico tramite solo carichi distribuiti.



SW/0

Carico distribuito	Q_{vk}	133	KN/m
Lunghezza	A	15	m
Lunghezza	C	5.3	m

SW/2

Carico distribuito	Q_{vk}	150	KN/m
Lunghezza	A	25	m
Lunghezza	C	7	m

In questo modello di carico non è prevista alcuna eccentricità del carico ferroviario. Le azioni di entrambi i modelli dovranno essere moltiplicate per un coefficiente di adattamento definito dalla seguente tabella (tab. 2.5.1.4.1.1 - RFI DTC SI PS MA IFS 001).

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE “α”
LM/71	1.10
SW/0	1.10
SW/2	1.00

10.1.3 Effetti dinamici

Per la definizione del coefficiente dinamico si segue quanto contenuto nel par.5.2.2.2.3 del DM 17.1.2018 che per l'opera in esame riporta:

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\Phi} - 0.2} + 0.73 \quad \text{con limitazione} \quad 1.00 \leq \Phi_3 \leq 2.00$$

10.1.4 Disposizione treni di carico

La disposizione dei treni di carico è stata individuata per ottenere le seguenti massime sollecitazioni:

- Sforzo Assiale: il convoglio è localizzato sostanzialmente al di sopra della pila in esame;
- Momento Longitudinale: il convoglio è localizzato sulla campata di luce maggiore, più o meno centrato a seconda dei rapporti di lunghezza del treno di carico e della campata;
- Momento Trasversale: è fornito dallo stesso schema di posizionamento del massimo sforzo assiale.

Noti questi schemi di base sono state ottenute le seguenti caratteristiche di sollecitazioni; tali valori, in particolare, sono esplicitati in termini di risultante globale in corrispondenza del baricentro estradosso pulvino.

	N [kN]	Mlong [kN/m]	Mtrasv [kN/m]
COMBO N	4928	691	493
COMBO ML	2979	3277	298
COMBO MT	4928	691	493

10.1.5 Carichi da traffico orizzontali

10.1.5.1 Forza centrifuga (Q4)

L'azione centrifuga è schematizzata come una forza agente in direzione orizzontale perpendicolarmente al binario e verso l'esterno della curva, applicata ad 1,80 m al di sopra del p.f.. Il valore caratteristico della forza centrifuga si determina in accordo con la seguente espressione:

$$Q_{tk} = V^2 \cdot f \cdot (\alpha \cdot Q_{vk}) / (127 \cdot R)$$

dove V velocità di progetto espressa in km/h

Q_{vk} valore caratteristico dei carichi verticali

R raggio di curvatura in m

f fattore di riduzione (rif. §2.5.1.4.3.1 [3])

raggio di curvatura	R	1600	m
velocità massima compatibile con il tracciato della linea	Vmax	160	km/h
		SX	DX
lunghezza di influenza della parte curva del binario	Lf	43.00	43.00 m
fattore di riduzione funzione della Lf e della V	f	0.80	0.80

	<p>LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</p>												
<p>Relazione predimensionamento viadotti</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>RC1C</td> <td>03 R 11</td> <td>RH</td> <td>VI0000 002</td> <td>B</td> <td>120 di 293</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RC1C	03 R 11	RH	VI0000 002	B	120 di 293
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RC1C	03 R 11	RH	VI0000 002	B	120 di 293								

10.1.5.2 Serpeggio

La forza laterale indotta dal serpeggio si schematizza come una forza concentrata agente orizzontalmente perpendicolarmente all'asse del binario. Il valore caratteristico di tale forza è assunto pari a 100 kN. Tale valore deve essere moltiplicato per α ma non per il coefficiente di amplificazione dinamica. Essa si applicherà sia in rettilineo che in curva.

10.1.5.3 Frenatura ed avviamento (Q3)

Le forze di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale dello stesso. Dette forze sono da considerarsi uniformemente distribuite su una lunghezza di binario L determinata per ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento strutturale considerato. I valori da considerare sono i seguenti:

- ✓ avviamento: $Q_{la,k} = 33 \text{ kN/m} \cdot L \leq 1000 \text{ kN}$ per i modelli di carico LM71,SW/2
- ✓ frenatura: $Q_{lb,k} = 20 \text{ kN/m} \cdot L \leq 6000 \text{ kN}$ per i modelli di carico LM71
 $Q_{lb,k} = 35 \text{ kN/m}$ per i modelli di carico SW/2

I valori caratteristici dell'azione di frenatura e di avviamento devono essere moltiplicati per α e non devono essere moltiplicati per Φ . Nel caso di ponti a doppio binario si devono considerare due treni in transito in versi opposti, uno in fase di avviamento e l'altro in fase di frenatura.

10.1.5.4 Forza d'attrito (Q8)

Le forze parassitarie dei vincoli si esplicano in corrispondenza degli apparecchi d'appoggio mobili e, per equilibrio, sui corrispondenti fissi, per traslazione relativa impalcato-apparecchi d'appoggio. Essendo funzione del carico verticale, la sua definizione è associata ai coefficienti moltiplicativi delle combinazioni γ e ψ dei carichi da peso proprio strutturali e non, e dei carichi verticali da traffico.

Per la valutazione delle coazioni generate è stato considerato un coefficiente d'attrito f pari a 0,04. Con riferimento a quanto riportato nel §2.5.1.6.3 [3] la forza agente sulle pile per impalcati a travate isostatiche, facendo riferimento all'apparecchio d'appoggio maggiormente caricato tra quelli presenti sulla pila, si considera pari a:

$$F_a = f (0,2 \cdot V_G + V_Q)$$

dove V_G reazione verticale massima associata ai carichi permanenti

V_Q reazione verticale massima associata ai carichi mobili dinamizzati

10.1.6 Azione del Vento (Q5)

L'azione del vento viene ricondotta ad un'azione statica equivalente costituita da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici. Ricadendo nella classificazione ordinaria di ponti l'azione del vento è valutata come agente su una superficie continua, convenzionalmente alta 4m dal piano del ferro rappresentante il convoglio. L'altezza effettiva è valutata sia in funzione della presenza o meno del convoglio sia in funzione dell'altezza delle barriere antirumore, convenzionalmente alte 5m.

10.1.7 Riepilogo dei carichi orizzontali elementari

Si riporta una tabella di sintesi dei carichi orizzontali descritti nei precedenti paragrafi. I valori sono esplicitati in termini di risultante globale in corrispondenza del baricentro estradosso pulvino.

	Tlong [kN]	Ttrasv [kN]	Mlong [kNm]	Mtrasv [kNm]
Forza centrifuga	-	285	-	1576
Serpeggio	-	100	-	383
Frenatura ed avviamento	1330	-	665	-
Forza d'attrito	344	-	172	-
Vento ponte scarico	-	757	-	4967
Vento ponte carico	-	846	-	5702

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

10.1.8 Azione Sismica (E)

L'azione sismica di progetto è rappresentata da spettri di risposta definiti in base alla pericolosità sismica di base del sito ove sorge l'opera in oggetto, la vita di riferimento e le caratteristiche del sottosuolo.

Di seguito si riportano i parametri di input utilizzati per la definizione degli spettri di progetto orizzontali e verticali e i grafici degli stessi.

10.1.8.1 Inquadramento Sismico

La determinazione della pericolosità sismica di base è definita a partire dall'ubicazione dell'opera e dalle sue caratteristiche progettuali come la vita nominale V_N e la classe d'uso C_u . Sulla base del "Manuale di Progettazione delle Opere Civili". I parametri identificativi dell'opera sono:

Vita Nominale	Classe d'Uso	Coeff. D'uso
75	III	1.5

La geo-localizzazione permette di ottenere le coordinate geografiche delle singole opere e individuare puntualmente la domanda sismica secondo gli spettri normativi rappresentativi delle due componenti (orizzontale e verticale), ovvero determinare i singoli parametri indipendenti di riferimento. In particolare, si è fatto riferimento alle seguenti coordinate:

Latitudine: 39.3798

Longitudine: 16.2318

10.1.8.2 Definizione della domanda sismica

Secondo le NTC2018 l'azione sismica viene considerata mediante spettri di risposta elastici in accelerazione. Sulla base dello studio geologico, i terreni in esame sono di tipo C, pianeggianti, tali da ricadere nella categoria topografica T1. Risulta quindi possibile tracciare lo spettro di riferimento normativo.

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

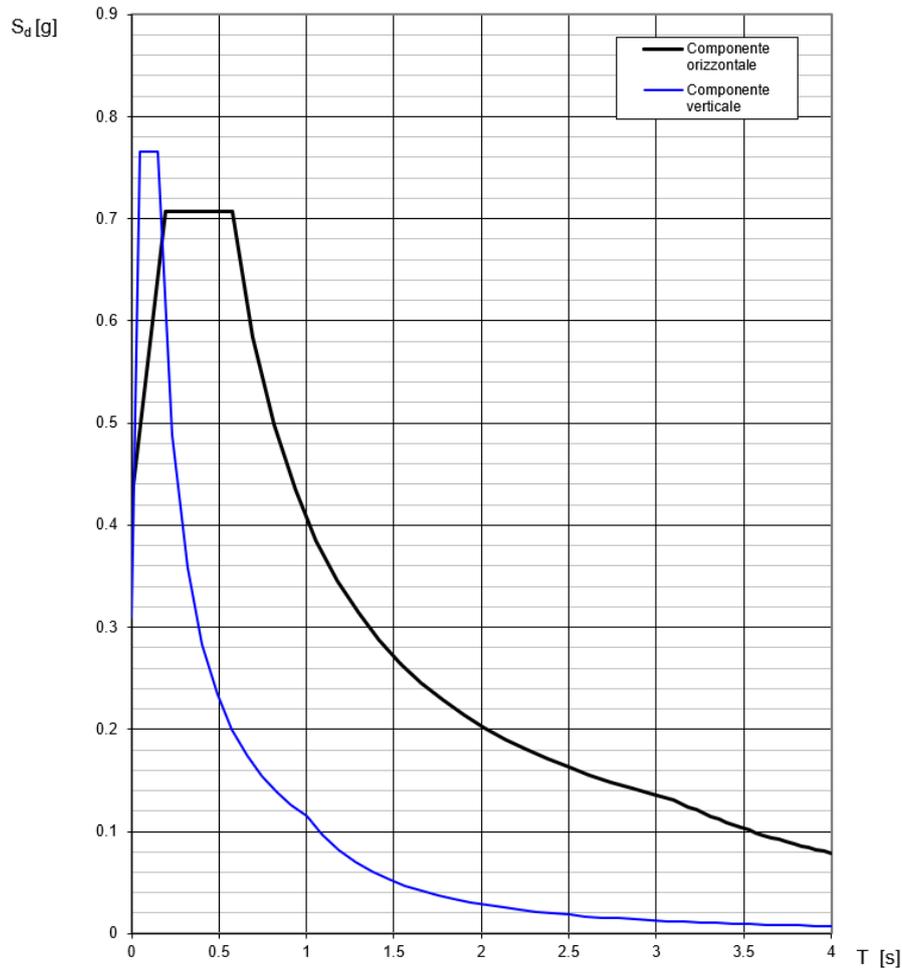


Figura 24 – Spettri di risposta per lo SLV

10.1.8.3 Calcolo dell'azione Sismica

Per il calcolo delle azioni sismiche si utilizza una Analisi Statica Lineare, come riportata nel cap. 7.9.4.1 delle NTC 2018.

Nei calcoli, per lo spettro orizzontale è stato applicato un fattore di struttura $q=1.5$.

L'accelerazione di progetto viene ricavata, a partire dallo spettro di risposta, in funzione dei periodi di vibrazione della pila nelle tre differenti direzioni (longitudinale, trasversale e verticale).

	T [s]	a [g]
Direzione Longitudinale	0.101	0.568
Direzione Trasversale	0.196	0.707
Direzione Verticale	0.032	0.583

10.2 Combinazioni di carico

Le sollecitazioni dovute ai carichi descritti nei paragrafi precedenti sono state combinate in ottemperanza alle NTC18, secondo quanto riportato nei paragrafi 2.5.3, 5.1.3.12.

Si riportano di seguito tutte le combinazioni considerate, ed i valori dei coefficienti assunti per le singole condizioni di carico elementari.

COMBO	G1	G2	Treno	F_fre	F_cent	F_serp	F_att	Vento	E_long	E_tra	E_ver
A1_SLU_gr1_Treno_	1.35	1.5	1.45	0.725	1.45	1.45	0.9	0	0	0	0
A1_SLU_gr3_Fre/avv_	1.35	1.5	1.45	1.45	0.725	0.725	0.9	0	0	0	0
A1_SLU_gr1+vento_	1.35	1.5	1.45	0.725	1.45	1.45	0.9	0.9	0	0	0
A1_SLU_gr2+vento_	1.35	1.5	0	0	1.45	1.45	0.9	0.9	0	0	0
A1_SLU_gr3+vento_	1.35	1.5	1.45	1.45	0.725	0.725	0.9	0.9	0	0	0
A1_SLU_vento_gr1_	1.35	1.5	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0
A1_SLU_vento_gr2_	1.35	1.5	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0
A1_SLU_vento_gr3_	1.35	1.5	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0
SLV_1	1	1	0.2	0	0	0	0.5	0	1	0.3	0.3
SLV_2	1	1	0.2	0	0	0	0.5	0	0.3	1	0.3
SLV_3	1	1	0.2	0	0	0	0.5	0	0.3	0.3	1

In particolar modo, sia in condizioni statiche (SLU) che in condizioni sismiche (SLV) sono state scelte 3 combinazioni di carico, in modo da massimizzare lo sforzo normale, il momento flettente in direzione longitudinale, e quello in direzione trasversale. Le sollecitazioni sono state calcolate alla base del fusto pila e all'intradosso della platea di fondazione. Queste ultime si ottengono sommando alle prime il peso e l'inerzia del plinto, ed il contributo dei momenti di trasporto. In particolare, ai fini del calcolo delle azioni sismiche a intradosso fondazione è stato considerato un coefficiente riduttivo applicato all'inerzia del plinto di fondazione, in considerazione della non completa partecipazione della massa della fondazione alla dinamica della struttura in elevazione e della non contemporaneità dei picchi della risposta sismica in fondazione e in elevazione. Tale coefficiente è stato assunto in questa fase pari al 20%. Tale assunzione si ritiene ragionevole sulla base di valutazioni preliminari, da confermare mediante analisi più approfondite nelle successive fasi progettuali.

10.3 Sollecitazione base pila

		N	Tlong	Ttrasv	Mlong	Mtrasv
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
SLU_1	A1_SLU_gr1+vento_5	29957	1386	1349	8545	15370
SLU_2	A1_SLU_gr3+vento_63	27131	2249	1070	16953	12300
SLU_3	A1_SLU_gr1+vento_5	29957	1386	1349	8545	15370

		N	Tlong	Ttrasv	Mlong	Mtrasv
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
	SLV_1	26125	2849	3414	15168	27552
	SLV_2	19162	9320	3414	50667	27513
	SLV_3	19552	2849	11379	15168	91610

10.4 Sollecitazione intradosso fondazione

		N	Tlong	Ttrasv	Mlong	Mtrasv
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
SLU_1	A1_SLU_gr1+vento_5	50549	1386	1349	12010	18743
SLU_2	A1_SLU_gr3+vento_63	47723	2249	1070	22575	14975
SLU_3	A1_SLU_gr1+vento_5	50549	1386	1349	12010	18743

		N	Tlong	Ttrasv	Mlong	Mtrasv
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
	SLV_1	42323	3061	3626	22556	36352
	SLV_2	34699	10028	3626	74852	36313
	SLV_3	35089	3061	12087	22556	120942

10.5 Deformabilità

Lo spostamento della singola campata soggetta, convenzionalmente, alle sole azioni di frenatura di 2 modelli di carico LM71, per doppio binario, non deve superare i 5 mm, come prescritto nell'Allegato 3 del "Manuale di Progettazione delle Opere Civili".

Forza massima di frenatura	Ff	1330	kN
Altezza pila estradosso appoggi	h	5	m
Rigidezza flessionale longitudinale	J	20	m ⁴
Modulo elastico	E	33346	MPa
Spostamento in testa pila	D	0.08	mm

10.6 Verifica allo spiccato del fusto

La verifica allo SLU flessionale della sezione in oggetto viene effettuata mediante l'ausilio del programma RC-SEC. Di seguito viene riportato l'output del programma per la sezione in oggetto e per le combinazioni più gravose descritte nei precedenti paragrafi.

L'armatura longitudinale è costituita da 182 $\phi 30$.

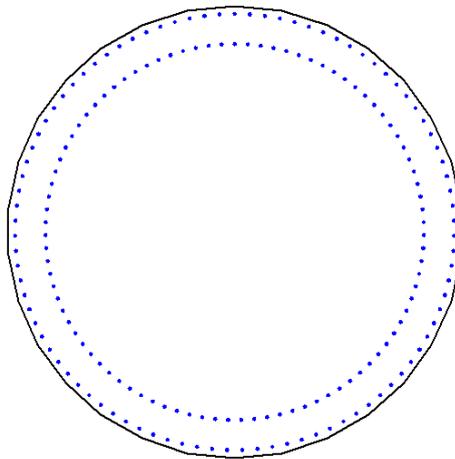


Figura 25 - Sezione implementata in RC-SEC

10.6.1 Verifica a presso flessione

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME FILE SEZIONE: Pila_4.5_VI02_3

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Pilastro
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.130 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.020 MPa
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa

Relazione predimensionamento viadotti

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1C	03 R 11	RH	VI0000 002	B	128 di 293

Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	46.8	220.1
2	91.5	205.5
3	132.3	182.0
4	167.2	150.6
5	194.9	112.5
6	214.0	69.5
7	223.8	23.5
8	223.8	-23.5
9	214.0	-69.5
10	194.9	-112.5
11	167.2	-150.6
12	132.2	-182.0
13	91.5	-205.5
14	46.8	-220.1
15	0.0	-225.0
16	-46.8	-220.1
17	-91.5	-205.5
18	-132.3	-182.0
19	-167.2	-150.6
20	-194.9	-112.5
21	-214.0	-69.5
22	-223.8	-23.5
23	-223.8	23.5
24	-214.0	69.5
25	-194.9	112.5
26	-167.2	150.6
27	-132.3	182.0
28	-91.5	205.5
29	-46.8	220.1
30	0.0	225.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	0.0	217.0	30
2	-15.0	216.5	30
3	-29.9	214.9	30
4	-44.6	212.4	30
5	-59.2	208.8	30
6	-73.4	204.2	30
7	-87.3	198.6	30
8	-100.8	192.1	30
9	-113.9	184.7	30
10	-126.3	176.4	30
11	-138.2	167.3	30
12	-149.4	157.4	30
13	-159.9	146.7	30

Relazione predimensionamento viadotti

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1C	03 R 11	RH	VI0000 002	B	129 di 293

14	-169.7	135.3	30
15	-178.6	123.3	30
16	-186.7	110.7	30
17	-193.9	97.5	30
18	-200.1	83.9	30
19	-205.4	69.9	30
20	-209.8	55.6	30
21	-213.1	41.0	30
22	-215.4	26.2	30
23	-216.7	11.2	30
24	-217.0	-3.7	30
25	-216.2	-18.7	30
26	-214.4	-33.6	30
27	-211.6	-48.3	30
28	-207.7	-62.8	30
29	-202.9	-76.9	30
30	-197.1	-90.8	30
31	-190.4	-104.1	30
32	-182.7	-117.0	30
33	-174.2	-129.4	30
34	-164.9	-141.1	30
35	-154.8	-152.1	30
36	-143.9	-162.4	30
37	-132.3	-172.0	30
38	-120.2	-180.7	30
39	-107.4	-188.5	30
40	-94.2	-195.5	30
41	-80.4	-201.5	30
42	-66.3	-206.6	30
43	-51.9	-210.7	30
44	-37.3	-213.8	30
45	-22.4	-215.8	30
46	-7.5	-216.9	30
47	7.5	-216.9	30
48	22.4	-215.8	30
49	37.3	-213.8	30
50	51.9	-210.7	30
51	66.3	-206.6	30
52	80.4	-201.5	30
53	94.2	-195.5	30
54	107.4	-188.5	30
55	120.2	-180.7	30
56	132.3	-172.0	30
57	143.9	-162.4	30
58	154.8	-152.1	30
59	164.9	-141.1	30
60	174.2	-129.4	30
61	182.7	-117.0	30
62	190.4	-104.1	30
63	197.1	-90.8	30
64	202.9	-76.9	30
65	207.7	-62.8	30
66	211.6	-48.3	30
67	214.4	-33.6	30
68	216.2	-18.7	30
69	217.0	-3.7	30
70	216.7	11.2	30
71	215.4	26.2	30
72	213.1	41.0	30
73	209.8	55.6	30

Relazione predimensionamento viadotti

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1C	03 R 11	RH	VI0000 002	B	130 di 293

74	205.4	69.9	30
75	200.1	83.9	30
76	193.9	97.5	30
77	186.7	110.7	30
78	178.6	123.3	30
79	169.7	135.3	30
80	159.9	146.7	30
81	149.4	157.4	30
82	138.2	167.3	30
83	126.3	176.4	30
84	113.9	184.7	30
85	100.8	192.1	30
86	87.3	198.6	30
87	73.4	204.2	30
88	59.2	208.8	30
89	44.6	212.4	30
90	29.9	214.9	30
91	15.0	216.5	30
92	0.0	187.0	30
93	-12.9	186.6	30
94	-25.7	185.2	30
95	-38.5	183.0	30
96	-51.0	179.9	30
97	-63.3	176.0	30
98	-75.3	171.2	30
99	-86.9	165.6	30
100	-98.1	159.2	30
101	-108.9	152.0	30
102	-119.1	144.2	30
103	-128.8	135.6	30
104	-137.8	126.4	30
105	-146.2	116.6	30
106	-153.9	106.2	30
107	-160.9	95.4	30
108	-167.1	84.0	30
109	-172.5	72.3	30
110	-177.0	60.2	30
111	-180.8	47.9	30
112	-183.6	35.3	30
113	-185.6	22.5	30
114	-186.7	9.7	30
115	-187.0	-3.2	30
116	-186.3	-16.1	30
117	-184.7	-28.9	30
118	-182.3	-41.6	30
119	-179.0	-54.1	30
120	-174.8	-66.3	30
121	-169.9	-78.2	30
122	-164.1	-89.7	30
123	-157.5	-100.9	30
124	-150.1	-111.5	30
125	-142.1	-121.6	30
126	-133.4	-131.1	30
127	-124.0	-140.0	30
128	-114.1	-148.2	30
129	-103.6	-155.7	30
130	-92.6	-162.5	30
131	-81.1	-168.5	30
132	-69.3	-173.7	30
133	-57.2	-178.0	30

Relazione predimensionamento viadotti

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1C	03 R 11	RH	VI0000 002	B	131 di 293

134	-44.8	-181.6	30
135	-32.1	-184.2	30
136	-19.3	-186.0	30
137	-6.5	-186.9	30
138	6.5	-186.9	30
139	19.3	-186.0	30
140	32.1	-184.2	30
141	44.8	-181.6	30
142	57.2	-178.0	30
143	69.3	-173.7	30
144	81.1	-168.5	30
145	92.6	-162.5	30
146	103.6	-155.7	30
147	114.1	-148.2	30
148	124.0	-140.0	30
149	133.4	-131.1	30
150	142.1	-121.6	30
151	150.1	-111.5	30
152	157.5	-100.9	30
153	164.1	-89.7	30
154	169.9	-78.2	30
155	174.8	-66.3	30
156	179.0	-54.1	30
157	182.3	-41.6	30
158	184.7	-28.9	30
159	186.3	-16.1	30
160	187.0	-3.2	30
161	186.7	9.7	30
162	185.6	22.5	30
163	183.6	35.3	30
164	180.8	47.9	30
165	177.0	60.2	30
166	172.5	72.3	30
167	167.1	84.0	30
168	160.9	95.4	30
169	153.9	106.2	30
170	146.2	116.6	30
171	137.8	126.4	30
172	128.8	135.6	30
173	119.1	144.2	30
174	108.9	152.0	30
175	98.1	159.2	30
176	86.9	165.6	30
177	75.3	171.2	30
178	63.3	176.0	30
179	51.0	179.9	30
180	38.5	183.0	30
181	25.7	185.2	30
182	12.9	186.6	30

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

Relazione predimensionamento viadotti

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1C	03 R 11	RH	VI0000 002	B	132 di 293

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	29957.00	8545.00	15370.00	0.00	0.00
2	27131.00	16953.00	12300.00	0.00	0.00
3	29957.00	8545.00	15370.00	0.00	0.00
4	26125.00	15168.00	27552.00	0.00	0.00
5	19162.00	50667.00	27513.00	0.00	0.00
6	19552.00	15168.00	91610.00	0.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Totale	Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	29957.00	8545.00	15370.00	29956.82	63807.10	114769.61	7.471286.5(473.6)	
2	S	27131.00	16953.00	12300.00	27130.93	103627.21	75188.69	6.111286.5(473.6)	
3	S	29957.00	8545.00	15370.00	29956.82	63807.10	114769.61	7.471286.5(473.6)	
4	S	26125.00	15168.00	27552.00	26124.76	61174.50	111118.50	4.031286.5(473.6)	
5	S	19162.00	50667.00	27513.00	19161.75	103965.60	56460.19	2.051286.5(473.6)	
6	S	19552.00	15168.00	91610.00	19551.80	19395.75	117191.61	1.281286.5(473.6)	

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	194.9	112.5	0.00327	186.7	110.7	-0.00901	-190.4	-104.1
2	0.00350	132.3	182.0	0.00327	126.3	176.4	-0.00940	-132.3	-172.0
3	0.00350	194.9	112.5	0.00327	186.7	110.7	-0.00901	-190.4	-104.1
4	0.00350	194.9	112.5	0.00326	186.7	110.7	-0.00956	-190.4	-104.1
5	0.00350	91.5	205.5	0.00326	100.8	192.1	-0.01078	-107.4	-188.5
6	0.00350	223.8	23.5	0.00325	213.1	41.0	-0.01068	-214.4	-33.6

Relazione predimensionamento viadotti

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1C	03 R 11	RH	VI0000 002	B	133 di 293

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000024732	0.000013750	-0.002865974	----	----
2	0.000017145	0.000023630	-0.003068773	----	----
3	0.000024732	0.000013750	-0.002865974	----	----
4	0.000025886	0.000014251	-0.003147134	----	----
5	0.000015447	0.000028446	-0.003760588	----	----
6	0.000031671	0.000005244	-0.003710278	----	----

10.7 Pali di fondazione

La progettazione del plinto di fondazione vede la determinazione dello stato sollecitativo in funzione dell'interazione tra pali e terreno di fondazione. È lecito ipotizzare la platea come infinitamente rigida e dedurre le sollecitazioni agenti in testa palo attraverso la relazione:

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

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

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

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

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

dove H_l , H_t sono le azioni orizzontali nelle due direzioni principali del ponte.

Si riportano di seguito le coordinate dei pali rispetto al baricentro della platea di fondazione:

PALO	X (m)	Y (m)
1	-4.50	4.50
2	0.00	4.50
3	4.50	4.50
4	-4.50	0.00
5	0.00	0.00
6	4.50	0.00
7	-4.50	-4.50
8	0.00	-4.50
9	4.50	-4.50

Il dimensionamento dei pali di fondazione è riportato nell'elaborato specifico.

Si riassumono di seguito le azioni in corrispondenza dell'intradosso della fondazione, calcolate utilizzando un coefficiente amplificativo nelle combinazioni SLV pari a 1.10, secondo quanto stabilito nel §7.2.5 delle NTC 2018 per le strutture in CD"B".

Combinazione	N	Tlong	Ttrasv	Mlong	Mtrasv
SLU_1	50549	1386	1349	12010	18743
SLU_2	47723	2249	1070	22575	14975
SLU_3	50549	1386	1349	12010	18743
SLV_1	46555	3368	3989	24812	39987
SLV_2	38169	11031	3989	82337	39944
SLV_3	38598	3368	13296	24812	133036

In funzione di tali azioni è stato calcolato lo sforzo assiale massimo e minimo agente nei pali di fondazione.

	Nmax	Nmin	V
	[kN]	[kN]	[kN]
SLU_1	6756	4478	215
SLU_2	6693	3912	277
SLU_3	6756	4478	215
SLV_1	7573	2773	580
SLV_2	8770	-288	1303
SLV_3	10135	-1558	1524

11. VI02 - SPALLA A

Oggetto del presente paragrafo è il predimensionamento delle spalle del viadotto ferroviario, a singolo binario, VI02. In particolare, si analizza la *Spalla A*, caratterizzata da un sistema di vincolo dell'impalcato in direzione longitudinale di tipo mobile.

Il VI02 si sviluppa dal km 1+925,500 al km 2+128,200 della *Tratta Paola – Cosenza* per complessivi 202,70 m.

Il viadotto è costituito da:

- n° 3 campate isostatiche a singolo binario in struttura mista acciaio-clc di portata teorica pari a 43.00 m (interasse pile 45.00 m);
- n° 1 campata isostatica a singolo binario in carpenteria metallica di portata teorica pari a 68.40 m (interasse pile 69.70 m).

La spalla, su cui poggia l'impalcato in struttura mista, è realizzata in c.a., ed è cava. È costituita da un muro frontale di altezza 5.50 m, da due muri di risvolto, un muro di chiusura posteriore e una soletta superiore sulla quale poggia l'armamento ferroviario. La platea di fondazione presenta una pianta rettangolare di dimensioni 11.50 m x 13.75 m e spessore 2.00 m, e poggia su 12 pali ϕ 1500.

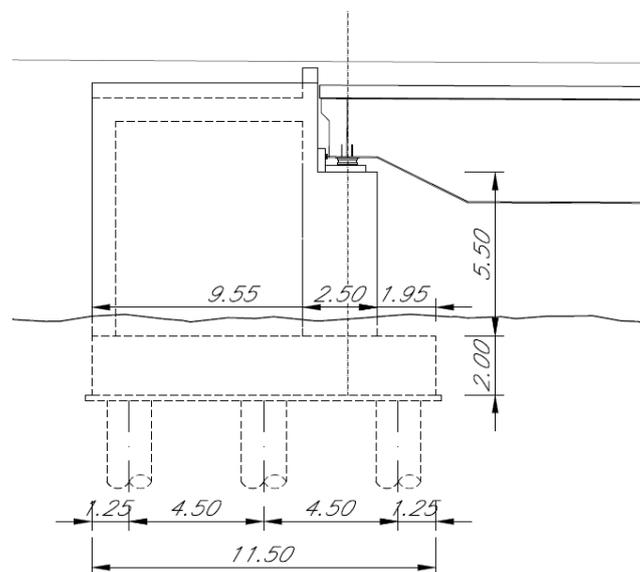


Figura 26 – Prospetto longitudinale spalla

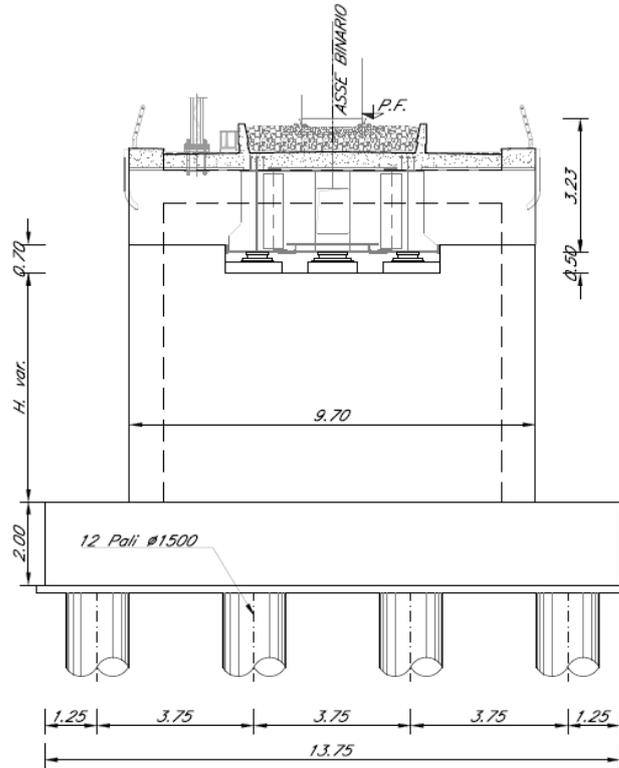


Figura 27 – Sezione trasversale spalla H=5.50 m

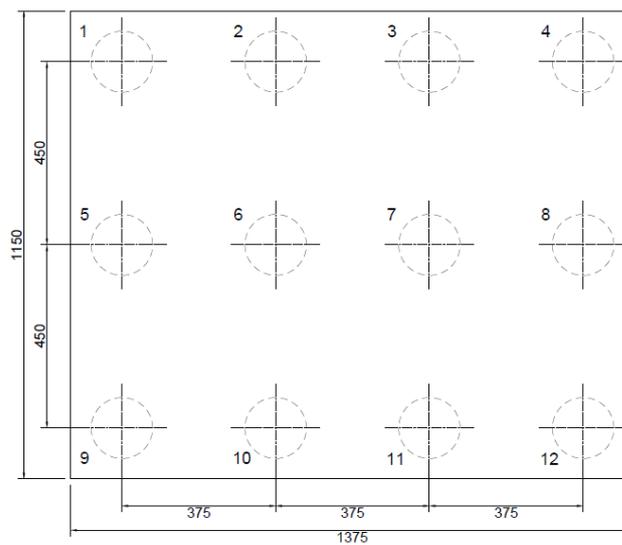


Figura 28 – Disposizione dei pali di fondazione

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

11.1 Analisi dei carichi

11.1.1 *Permanenti strutturali e non (G1 e G2)*

I pesi degli elementi strutturali sono calcolati utilizzando un peso di volume del calcestruzzo pari a 25 kN/m^3 .

Si considera inoltre un carico uniformemente distribuito su una superficie di lunghezza pari a quella della soletta superiore e larghezza pari a 4.5 m per tener conto della presenza del ballast sulla spalla.

Tale carico è ottenuto moltiplicando il peso specifico del ballast per uno spessore assunto pari a 0.8 m.

$$q = 20.0 \cdot 0.8 = 16.0 \text{ kN/m}^2$$

Le caratteristiche dell'impalcato ed i relativi carichi G1 e G2 sono invece riassunti nella tabella riportata di seguito.

IMPALCATO			
lunghezza travata	L	45.00	m
luce appoggi travata	L_a	43.00	m
larghezza totale impalcato	B	9.70	m
peso permanente strutturale	G_1	6766	kN
peso permanenti non strutturali	G_2	6398	kN

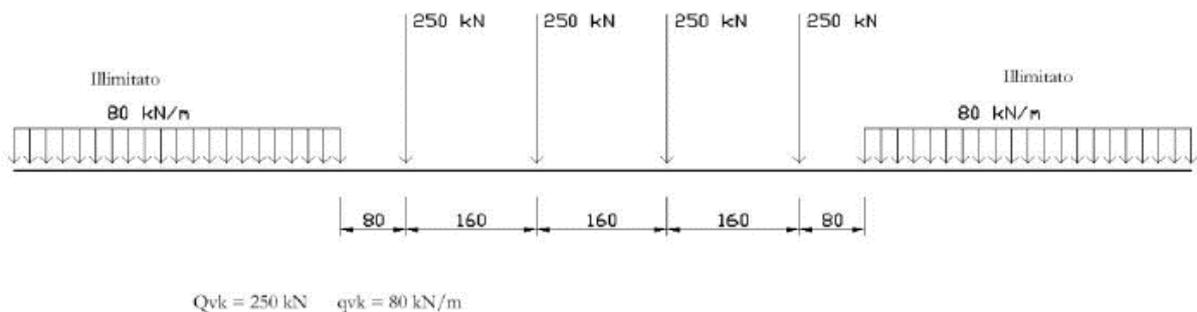
Le azioni verticali trasmesse alla spalla dall'impalcato, in corrispondenza dell'asse appoggi, sono quindi pari alla metà dei valori di G1 e G2 sopra riportati.

11.1.2 Carichi da traffico verticali (Q1)

L'opera è stata progettata considerando le sollecitazioni dovute al carico da traffico ferroviario, considerando i modelli LM71 e/o SW/2. Si riportano di seguito le caratteristiche dei modelli di traffico presi in esame.

➤ Modello di carico LM71

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2018 (par. 5.2.2.2.1.1), definiscono questo modello di carico tramite carichi concentrati e carichi distribuiti, riferiti all'asse dei binari.



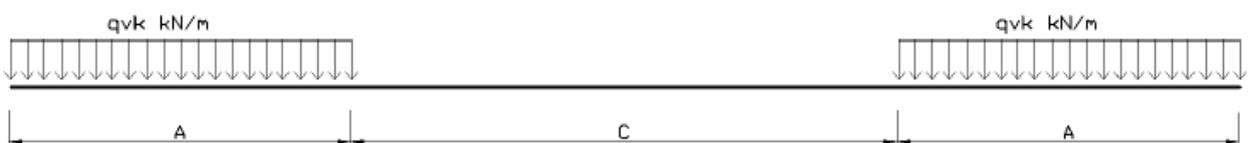
Carichi concentrati: quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m;

Carico distribuito: 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0,8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata.

Per questo modello di carico è prevista un'eccentricità del carico rispetto all'asse del binario.

➤ Modello di carico SW/2

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2018 (par. 5.2.2.2.1.2), definiscono questo modello di carico tramite solo carichi distribuiti.



SW/0

Carico distribuito	Qvk	133	KN/m
Lunghezza	A	15	m
Lunghezza	C	5.3	m

SW/2

Carico distribuito	Qvk	150	KN/m
Lunghezza	A	25	m
Lunghezza	C	7	m

In questo modello di carico non è prevista alcuna eccentricità del carico ferroviario. Le azioni di entrambi i modelli dovranno essere moltiplicate per un coefficiente di adattamento definito dalla seguente tabella (tab. 2.5.1.4.1.1 - RFI DTC SI PS MA IFS 001).

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE “ α ”
LM/71	1.10
SW/0	1.10
SW/2	1.00

11.1.3 Effetti dinamici

Per la definizione del coefficiente dinamico si segue quanto contenuto nel par.5.2.2.2.3 del DM 17.1.2018 che per l'opera in esame riporta:

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\Phi} - 0.2} + 0.73 \quad \text{con limitazione} \quad 1.00 \leq \Phi_3 \leq 2.00$$

11.1.4 Disposizione treni di carico

La disposizione dei treni di carico è stata individuata per ottenere le seguenti massime sollecitazioni:

- Sforzo Assiale: il convoglio è localizzato sostanzialmente al di sopra della spalla in esame; in aggiunta ai carichi da traffico trasmessi dall'impalcato, è stato considerato un sovraccarico accidentale agente sulla soletta superiore della spalla pari a 57.3 kN/m². Questo valore è stato ottenuto, a favore di sicurezza, dalla ripartizione su una superficie di dimensioni 6.4 m x 3.0 m dei quattro carichi concentrati del modello di carico LM71:

$$q = \frac{4 \cdot 1.1 \cdot 250}{6.4 \cdot 3.0} = 57.3 \text{ kN/m}^2$$

Tale sovraccarico si considera uniformemente distribuito su una superficie di lunghezza pari a quella della spalla e larghezza pari a 3.0 m

- Momento Longitudinale: il convoglio è localizzato in corrispondenza della fine dell'impalcato; si considerano quindi esclusivamente le azioni trasmesse dagli apparecchi d'appoggio.
- Momento Trasversale: si è utilizzato lo stesso schema di posizionamento del massimo sforzo assiale per massimizzare poi le azioni sismiche trasversali.

11.1.5 Carichi da traffico orizzontali

11.1.5.1 Forza centrifuga (Q4)

L'azione centrifuga è schematizzata come una forza agente in direzione orizzontale perpendicolarmente al binario e verso l'esterno della curva, applicata ad 1,80 m al di sopra del p.f.. Il valore caratteristico della forza centrifuga si determina in accordo con la seguente espressione:

$$Q_{tk} = V^2 \cdot f \cdot (\alpha \cdot Q_{vk}) / (127 \cdot R)$$

- dove
- V velocità di progetto espressa in km/h
 - Q_{vk} valore caratteristico dei carichi verticali
 - R raggio di curvatura in m
 - f fattore di riduzione (rif. §2.5.1.4.3.1 [3])

raggio di curvatura	R	1600	m
velocità massima compatibile con il tracciato della linea	V _{max}	160	km/h
lunghezza di influenza della parte curva del binario	L _f	43	m
fattore di riduzione funzione della L _f e della V	f	0.80	

11.1.5.2 Serpeggio

La forza laterale indotta dal serpeggio si schematizza come una forza concentrata agente orizzontalmente perpendicolarmente all'asse del binario. Il valore caratteristico di tale forza è assunto pari a 100 kN. Tale valore deve essere moltiplicato per α ma non per il coefficiente di amplificazione dinamica. Essa si applicherà sia in rettilineo che in curva.

11.1.5.3 Frenatura ed avviamento (Q3)

Le forze di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale dello stesso. Dette forze sono da considerarsi uniformemente distribuite su una lunghezza di binario L determinata per ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento strutturale considerato. I valori da considerare sono i seguenti:

- ✓ avviamento: $Q_{la,k} = 33 \text{ kN/m} \cdot L \leq 1000 \text{ kN}$ per i modelli di carico LM71,SW/2
- ✓ frenatura: $Q_{lb,k} = 20 \text{ kN/m} \cdot L \leq 6000 \text{ kN}$ per i modelli di carico LM71
 $Q_{lb,k} = 35 \text{ kN/m}$ per i modelli di carico SW/2

I valori caratteristici dell'azione di frenatura e di avviamento devono essere moltiplicati per α e non devono essere moltiplicati per Φ . Nel caso di ponti a doppio binario si devono considerare due treni in transito in versi opposti, uno in fase di avviamento e l'altro in fase di frenatura.

11.1.5.4 Forza d'attrito (Q8)

Le forze parassitarie dei vincoli si esplicano in corrispondenza degli apparecchi d'appoggio mobili e, per equilibrio, sui corrispondenti fissi, per traslazione relativa impalcato-apparecchi d'appoggio. Essendo funzione del carico verticale, la sua definizione è associata ai coefficienti

moltiplicativi delle combinazioni γ e ψ dei carichi da peso proprio strutturali e non, e dei carichi verticali da traffico.

Per la valutazione delle coazioni generate è stato considerato un coefficiente d'attrito f pari a 0,04. Con riferimento a quanto riportato nel §2.5.1.6.3 [3] la forza agente sulle spalle per impalcati a travate isostatiche, facendo riferimento all'apparecchio d'appoggio maggiormente caricato si considera pari a:

$$F_a = f (V_G + V_Q)$$

dove V_G reazione verticale massima associata ai carichi permanenti

V_Q reazione verticale massima associata ai carichi mobili dinamizzati

11.1.6 Azione del Vento (Q5)

L'azione del vento viene ricondotta ad un'azione statica equivalente costituita da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici. Ricadendo nella classificazione ordinaria di ponti l'azione del vento è valutata come agente su una superficie continua, convenzionalmente alta 4m dal piano del ferro rappresentante il convoglio. L'altezza effettiva è valutata sia in funzione della presenza o meno del convoglio sia in funzione dell'altezza delle barriere antirumore, convenzionalmente alte 5m.

11.1.7 Riepilogo dei carichi elementari trasmessi dall'impalcato

Si riporta una tabella di sintesi dei carichi descritti nei precedenti paragrafi. I valori sono esplicitati in termini di risultante globale nel baricentro del muro frontale, in corrispondenza del piano degli appoggi.

	N [kN]	T_x [kN]	T_y [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
Carichi da traffico verticali	2979	-	-	298	745
Forza centrifuga	-	-	142	992	-
Serpeggio	-	-	100	526	-
Frenatura ed avviamento	-	0	-	-	-
Forza d'attrito	-	263	-	-	-
Vento ponte scarico	-	-	446	3537	-
Vento ponte carico	-	-	491	4287	-

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

11.1.8 Spinta litostatica del terrapieno

Si assume per il terreno a tergo delle spalle un angolo di attrito $\varphi' = 38^\circ$ ed un peso per unità di volume $\gamma_T = 20 \text{ kN/m}^3$.

Nell'ipotesi di spostamenti molto piccoli della struttura rispetto al terreno, la spinta del terrapieno viene valutata sulla base dello stato di riposo:

$$S(z) = k_0 \cdot \gamma_T \cdot z$$

in cui $k_0 = 1 - \text{sen}\varphi = 0.384$ è il coefficiente di spinta a riposo.

La risultante della spinta litostatica del terrapieno risulta quindi pari a:

S_0	3294	kN
-------	------	-----------

11.1.9 Spinta statica del ballast sul terrapieno

La spinta viene valutata considerando il carico uniformemente distribuito rappresentativo dello strato di ballast presente al di sopra del terrapieno, e descritto nel §6.1 della presente relazione. Nell'ipotesi di spostamenti molto piccoli della struttura rispetto al terreno, la spinta del ballast viene valutata sulla base dello stato di riposo:

$$S(z) = k_0 \cdot q$$

in cui $k_0 = 1 - \text{sen}\varphi = 0.384$ è il coefficiente di spinta a riposo.

La risultante della spinta statica del ballast sul terrapieno risulta quindi pari a:

$S_{0,\text{ballast}}$	260	kN
------------------------	-----	-----------

11.1.10 Spinta statica del sovraccarico agente sul terrapieno

La spinta viene valutata considerando il sovraccarico accidentale ottenuto dalla ripartizione dei quattro carichi concentrati del modello di carico LM71, come descritto nel §6.4 della presente relazione. Nell'ipotesi di spostamenti molto piccoli della struttura rispetto al terreno, la spinta del sovraccarico accidentale viene valutata sulla base dello stato di riposo:

$$S(z) = k_0 \cdot q$$

in cui $k_0 = 1 - \sin\varphi = 0.384$ è il coefficiente di spinta a riposo.

La risultante della spinta statica del sovraccarico agente sul terrapieno risulta quindi pari a:

$S_{0,q}$	621	kN
-----------	-----	----

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

11.1.11 Azione Sismica (E)

L'azione sismica di progetto è rappresentata dalla massima accelerazione al suolo, definita in base alla pericolosità sismica di base del sito ove sorge l'opera in oggetto, la vita di riferimento e le caratteristiche del sottosuolo.

Di seguito si riportano i parametri di input utilizzati per la definizione dell'azione sismica.

11.1.11.1 Inquadramento Sismico

La determinazione della pericolosità sismica di base è definita a partire dall'ubicazione dell'opera e dalle sue caratteristiche progettuali come la vita nominale V_N e la classe d'uso C_u . Sulla base del "Manuale di Progettazione delle Opere Civili". I parametri identificativi dell'opera sono:

Vita Nominale	Classe d'Uso	Coeff. D'uso
75	III	1.5

La geo-localizzazione permette di ottenere le coordinate geografiche delle singole opere e individuare puntualmente la domanda sismica secondo gli spettri normativi rappresentativi delle due componenti (orizzontale e verticale), ovvero determinare i singoli parametri indipendenti di riferimento.

In particolare, si è fatto riferimento alle seguenti coordinate:

Latitudine: 39.3798

Longitudine: 16.2318

11.1.11.2 Definizione della domanda sismica

Secondo le NTC2018 l'azione sismica viene considerata mediante spettri di risposta elastici in accelerazione. Sulla base dello studio geologico, i terreni in esame sono di tipo C, pianeggianti, tali da ricadere nella categoria topografica T1. Risulta quindi possibile tracciare lo spettro di riferimento normativo. Nei calcoli, per lo spettro orizzontale è stato applicato un fattore di struttura $q=1.5$.

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

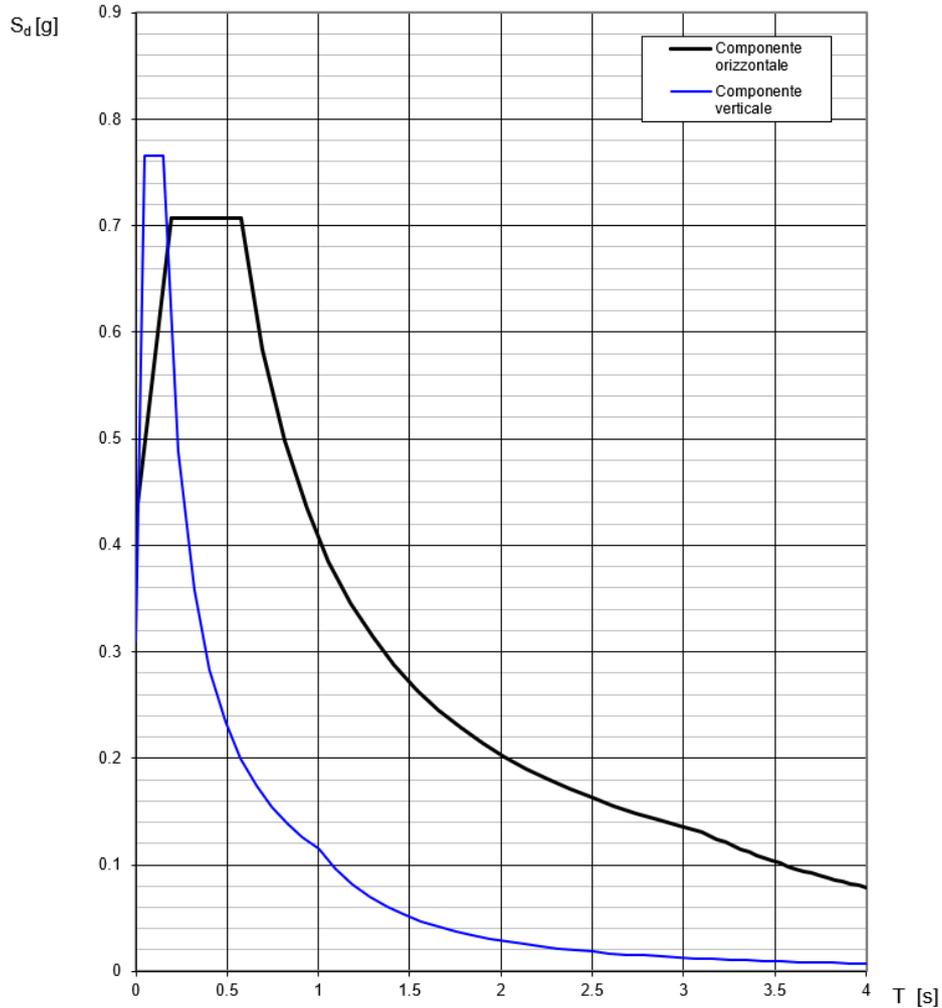


Figura 29 – Spettri di risposta per lo SLV

11.1.11.3 Calcolo dell'azione Sismica

L'azione sismica viene considerata attraverso un'analisi pseudo-statica. In particolare, le azioni di inerzia in direzione orizzontale sono calcolate come:

$$F_h = k_h \cdot W$$

in cui k_h è il coefficiente sismico orizzontale:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

L'accelerazione orizzontale a_{max} viene ricavata dallo spettro di progetto in corrispondenza del periodo T_B .

Il coefficiente β_m assume valore unitario.

Per le azioni inerziali in direzione verticale, invece, risulta valida la seguente espressione:

$$F_v = k_v \cdot W$$

dove:

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

Si ottengono di conseguenza i seguenti valori:

a_{max}	0.707	g
k_h	0.707	-
k_v	0.354	-

- **Spinta del terrapieno in condizioni sismiche**

La spinta esercitata dal terrapieno in condizioni sismiche viene valutata con la teoria di Mononobe-Okabe, considerando il raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite attivo:

$$S_{a,E} = S_a + \Delta S_{a,E}$$

dove S_a rappresenta la spinta attiva del terreno valutata in condizioni statiche, e $\Delta S_{a,E}$ l'incremento dovuto all'azione sismica.

In particolare, la spinta attiva in condizioni statiche è:

$$S_a(z) = k_a \cdot \gamma_T \cdot z$$

dove k_a viene valutato con la formula di Rankine:

$$k_a = \frac{1 - \operatorname{sen}\varphi'}{1 + \operatorname{sen}\varphi'} = 0.238$$

La risultante della spinta attiva in condizioni statiche è quindi pari a:

S_a	2039	kN
-------	------	-----------

L'espressione di Mononobe-Okabe permette di calcolare direttamente la risultante delle due componenti, che risulta quindi pari a:

$$S_{a,E}(z) = k_{a,E} \cdot \gamma_T \cdot z \cdot (1 \pm k_v)$$

Il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche viene calcolato come:

$$K_{a,E} = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\alpha \cdot \sin(\alpha - \delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\sin(\alpha - \delta - \theta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

dove:

- α = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del paramento del muro, pari a 90°;
- φ = angolo d'attrito del terrapieno, pari a 38°;
- δ = angolo d'attrito muro-terreno, pari a 0°;
- β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno, pari a 0°.

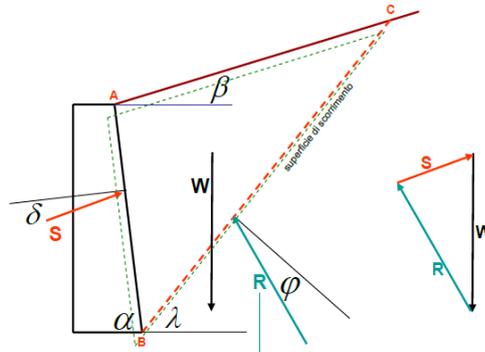


Figura 30 – Parametri per il calcolo del coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche

L'angolo θ tiene conto invece della presenza della componente verticale dell'azione sismica:

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

In particolare, nel calcolo di θ e in quello di $S_{a,E}$ si è considerato solo il caso $1 - k_v$ essendo risultato essere quello più gravoso.

In questo caso k_h e k_v sono calcolati considerando un'accelerazione orizzontale pari a:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

- S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T);
- a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Si ottengono di conseguenza i seguenti valori:

a_{max}	0.429	g
k_h	0.429	-
k_v	0.215	-
k_{aE}	0.707	-

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

La risultante della spinta attiva in condizioni sismiche è quindi pari a:

$S_{a,E}$	4757	kN
-----------	------	-----------

– **Spinta del ballast sul terrapieno in condizioni sismiche**

La spinta viene valutata, attraverso l'espressione di Mononobe-Okabe, considerando il carico uniformemente distribuito rappresentativo dello strato di ballast presente al di sopra del terrapieno, nell'ipotesi di raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite attivo:

$$S_{a,E}(z) = k_{a,E} \cdot q \cdot (1 - k_v)$$

in cui:

- q è il carico del ballast;
- $k_{a,E}$ è il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche.

La risultante della spinta del ballast sul terrapieno in condizioni sismiche è quindi pari a:

$S_{a,E,ballast}$	376	kN
-------------------	-----	-----------

– **Spinta del sovraccarico agente sul terrapieno in condizioni sismiche**

La spinta viene valutata, attraverso l'espressione di Mononobe-Okabe, considerando il sovraccarico accidentale ottenuto dalla ripartizione dei quattro carichi concentrati del modello di carico LM71, nell'ipotesi di raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite attivo:

$$S_{a,E}(z) = k_{a,E} \cdot q \cdot (1 - k_v)$$

in cui:

- q è il sovraccarico accidentale;
- $k_{a,E}$ è il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

La risultante della spinta del sovraccarico agente sul terrapieno in condizioni sismiche è quindi pari a:

$S_{a,E,q}$	897	kN
-------------	-----	-----------

– **Azioni di inerzia legate alla massa dell'impalcato**

Le azioni inerziali trasmesse dall'impalcato sono dovute alla massa degli elementi strutturali e non strutturali, ed al 20% della massa dei treni di carico teorici considerati.

Si riassumono di seguito le azioni verticali provenienti dall'impalcato ed agenti sugli apparecchi d'appoggio.

Carichi permanenti strutturali	g1	3383	kN
Carichi permanenti non strutturali	g2	3199	kN
Carichi da traffico verticali	Q1	2979	kN

In direzione longitudinale l'inerzia di tutto l'impalcato viene assorbita dalla spalla con sistema di vincolo di tipo fisso, mentre nella direzione trasversale e in quella verticale viene ripartita fra le due sottostrutture.

$$F_{h,long} = 2 \cdot k_h \cdot (g_1 + g_2 + 0.2 \cdot Q_1)$$

$$F_{h,trasv} = k_h \cdot (g_1 + g_2 + 0.2 \cdot Q_1)$$

$$F_v = k_v \cdot (g_1 + g_2 + 0.2 \cdot Q_1)$$

– **Azioni di inerzia legate alla massa degli elementi strutturali**

Le azioni di inerzia degli elementi strutturali sono calcolate come:

$$F_h = k_h \cdot W$$

dove W è il peso dei diversi elementi strutturali che compongono la spalla.

In direzione verticale, invece, la risultante della forza di inerzia viene calcolata come:

$$F_v = k_v \cdot W$$

– *Azioni di inerzia legate alla massa del ballast sulla soletta*

La risultante della forza d'inerzia in direzione orizzontale è calcolata come:

$$F_h = k_h \cdot W_b$$

dove W_b è il peso complessivo del ballast presente sulla soletta.

– *Azioni di inerzia legate al sovraccarico agente sulla soletta*

La risultante della forza d'inerzia in direzione orizzontale è calcolata come:

$$F_h = k_h \cdot W_q$$

dove W_q è il peso complessivo del sovraccarico accidentale agente sulla soletta.

11.1.12 Azioni provenienti dal rilevato esistente in affiancamento

In aggiunta alle sollecitazioni descritte nei precedenti paragrafi, sono state considerate le spinte provenienti dal rilevato esistente, posto di lato alla spalla. In particolare, si è tenuto conto del contributo del terreno, del ballast e dei carichi da traffico.

Per il terreno è stato assunto un angolo di attrito $\varphi' = 35^\circ$ ed un peso per unità di volume $\gamma_T = 19 \text{ kN/m}^3$. Si ottengono così i seguenti coefficienti di spinta:

k_0	0.426	-
k_a	0.271	-
k_{aE}	0.797	-

- Spinta del terreno

Per la parte di rilevato a diretto contatto con la spalla, di altezza assunta pari a 7.00 m, si è considerata una spinta litostatica, mentre la parte superiore, di altezza pari a 2.50 m, non a diretto contatto con il muro andatore, è stata considerata come un sovraccarico agente sul terrapieno. Le risultanti delle spinte, in condizioni statiche e sismiche, sono riassunte nella tabella riportata di seguito.

S_0	1896	kN
$S_{0,sovr}$	1354	kN
S_a	1205	kN
$S_{a,sovr}$	860	kN
$\Delta S_{a,E}$	1577	kN
$\Delta S_{a,E,sovr}$	1127	kN

- Spinta del ballast

La spinta del ballast è stata calcolata a partire da un carico uniformemente distribuito pari a $q = 8.00 \text{ kN/m}$, ottenuto considerando uno strato di ballast di spessore 0.8 m e larghezza 5.0 m, e peso specifico 20 kN/m^3 , e diffondendo tale carico nei primi 2.5 m di terreno.

Si ottengono così le seguenti spinte.

$S_{0,ballast}$	228	kN
$S_{a,ballast}$	145	kN
$\Delta S_{a,E,ballast}$	190	kN

– *Spinta dei carichi da traffico*

La spinta dei carichi da traffico è stata calcolata a partire da un carico uniformemente distribuito pari a $q = 17.90 \text{ kN/m}$, ottenuto considerando la diffusione attraverso lo strato di ballast e i primi 2.5 m di terreno, dei quattro carichi concentrati del modello di carico LM71.

Si ottengono così le seguenti spinte.

$S_{0,q}$	510	kN
$S_{a,q}$	324	kN
$\Delta S_{a,E,q}$	425	kN

11.2 Combinazioni di carico

Le sollecitazioni dovute ai carichi descritti nei paragrafi precedenti sono state combinate in ottemperanza alle NTC18, secondo quanto riportato nei paragrafi 2.5.3, 5.1.3.12.

Si riportano di seguito tutte le combinazioni analizzate, ed i valori dei coefficienti assunti per le singole condizioni di carico elementari.

Caso di carico	SLU_1	SLU_2	SLV_1	SLV_2	SLV_3
Peso proprio elementi strutturali	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00
Peso proprio ballast	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico accidentale	1.45	0.00	0.20	0.20	0.20
Permanenti strutturali impalcato	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali impalcato	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00
Carichi mobili impalcato	1.45	1.45	0.20	0.20	0.20
Spinta litostatica	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00
Spinta statica ballast	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00
Spinta statica sovraccarico	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00
Frenatura/avviamento	1.45	1.45	0.00	0.00	0.00
Azione centrifuga	0.73	0.73	0.00	0.00	0.00
Serpeggio	0.73	0.73	0.00	0.00	0.00
Vento	0.90	0.90	0.00	0.00	0.00
Resistenze parassite permanenti	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00
Resistenze parassite mobili	1.45	1.45	0.20	0.20	0.20
Inerzia elementi strutturali X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Inerzia elementi strutturali Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Inerzia elementi strutturali Z	0.00	0.00	0.30	0.30	1.00
Inerzia impalcato X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Inerzia impalcato Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Inerzia impalcato Z	0.00	0.00	0.30	0.30	1.00
Inerzia terrapieno X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Inerzia terrapieno Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Inerzia terrapieno Z	0.00	0.00	0.30	0.30	1.00
Inerzia ballast X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Inerzia ballast Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Inerzia sovraccarico accidentale X	0.00	0.00	0.20	0.06	0.06
Inerzia sovraccarico accidentale Y	0.00	0.00	0.06	0.20	0.06
Spinta attiva terrapieno	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
Sovraspinta sismica terrapieno X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Sovraspinta sismica terrapieno Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Spinta sismica ballast X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Spinta sismica ballast Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Spinta sismica sovraccarico accidentale X	0.00	0.00	0.20	0.06	0.06
Spinta sismica sovraccarico accidentale Y	0.00	0.00	0.06	0.20	0.06

In particolar modo, sono state definite 2 combinazioni di carico in condizioni statiche (SLU) e 3 in condizioni sismiche (SLV), in modo da considerare l'azione sismica prevalente nelle tre direzioni principali della struttura. Le sollecitazioni sono state calcolate alla base del muro frontale, considerando una striscia di larghezza unitaria, e all'intradosso della platea di fondazione.

11.3 Sollecitazione alla base del muro frontale

	N [kN]	T_x [kN]	T_y [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
SLU_1	2056	54	64	-938	1310
SLU_2	2056	54	64	-938	1310
SLV_1	1347	422	258	-1245	2083
SLV_2	1347	147	861	-4136	1107
SLV_3	1648	147	258	-1245	1217

11.4 Sollecitazione intradosso fondazione

	N [kN]	T_x [kN]	T_y [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
SLU_1	37794	6266	6087	-13693	76605
SLU_2	36037	5365	6087	-13693	76282
SLV_1	25483	17436	8848	-37470	98760
SLV_2	25483	6859	24185	-109460	60423
SLV_3	30878	6859	8848	-37470	68969

11.5 Pali di fondazione

La progettazione del plinto di fondazione vede la determinazione dello stato sollecitativo in funzione dell'interazione tra pali e terreno di fondazione. È lecito ipotizzare la platea come infinitamente rigida e dedurre le sollecitazioni agenti in testa palo attraverso la relazione:

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

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

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

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

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

dove H_l , H_t sono le azioni orizzontali nelle due direzioni principali del ponte.

Si riportano di seguito le coordinate dei pali rispetto al baricentro della platea di fondazione:

PALO	X (m)	Y (m)
1	-5.63	4.50
2	-1.88	4.50
3	1.88	4.50
4	6.63	4.50
5	-5.63	0.00
6	-1.88	0.00
7	1.88	0.00
8	6.63	0.00
9	-5.63	-4.50
10	-1.88	-4.50
11	1.88	-4.50
12	6.63	-4.50

Il dimensionamento dei pali di fondazione è riportato nell'elaborato specifico.

Si riassumono di seguito le azioni in corrispondenza dell'intradosso della fondazione, calcolate utilizzando un coefficiente amplificativo nelle combinazioni SLV pari a 1.10, secondo quanto stabilito nel §7.2.5 delle NTC 2018 per le strutture in CD"B".

	N	T_x	T_y	M_x	M_y
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
SLU_1	37794	6266	6087	-13693	76605
SLU_2	36037	5365	6087	-13693	76282
SLV_1	28031	19180	9733	-41217	108637
SLV_2	28031	7545	26604	-120406	66465
SLV_3	33965	7545	9733	-41217	75866

In funzione di tali azioni è stato calcolato lo sforzo assiale massimo e minimo agente nei pali di fondazione.

	N_{max}	N_{min}	V
	[kN]	[kN]	[kN]
SLU_1	5643	656	728
SLU_2	5487	519	676
SLV_1	6453	-1781	1792
SLV_2	7393	-2721	2304
SLV_3	6037	-376	1026

12. VI02 - SPALLA B

Oggetto del presente paragrafo è il predimensionamento delle spalle del viadotto ferroviario, a singolo binario, VI02. In particolare, si analizza la *Spalla B*, caratterizzata da un sistema di vincolo dell'impalcato in direzione longitudinale di tipo fisso.

Il VI02 si sviluppa dal km 1+925,500 al km 2+128,200 della *Tratta Paola – Cosenza* per complessivi 202,70 m.

Il viadotto è costituito da:

- n° 3 campate isostatiche a singolo binario in struttura mista acciaio-clc di portata teorica pari a 43.00 m (interasse pile 45.00 m);
- n° 1 campata isostatica a singolo binario in carpenteria metallica di portata teorica pari a 68.40 m (interasse pile 69.70 m).

La spalla, su cui poggia l'impalcato in struttura mista, è realizzata in c.a., ed è cava. È costituita da un muro frontale di altezza 3.50 m, da due muri di risvolto, un muro di chiusura posteriore e una soletta superiore sulla quale poggia l'armamento ferroviario. La platea di fondazione presenta una pianta rettangolare di dimensioni 11.50 m x 13.75 m e spessore 2.00 m, e poggia su 12 pali ϕ 1500.

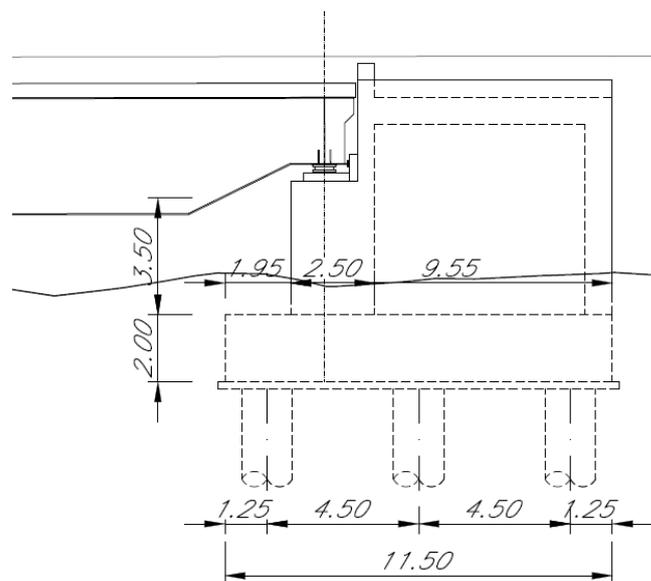


Figura 31 – Prospetto longitudinale spalla

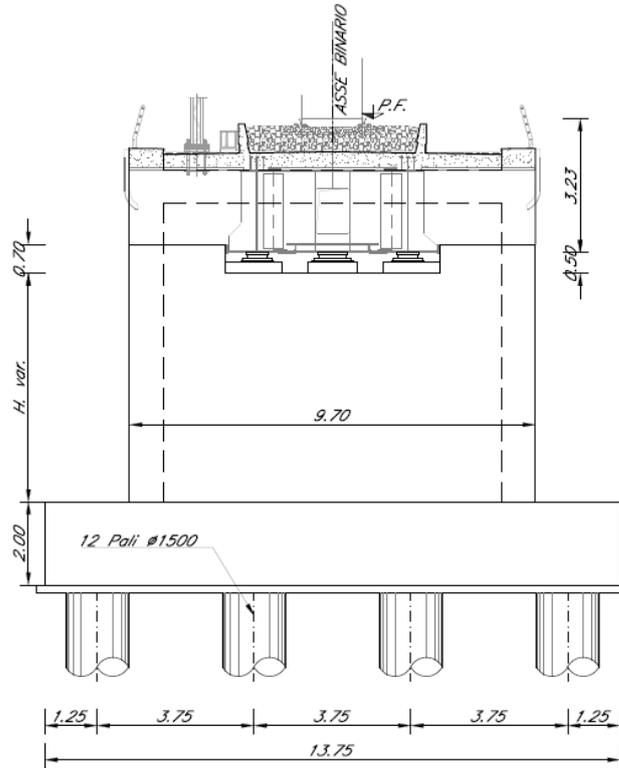


Figura 32 – Sezione trasversale spalla H=3.50 m

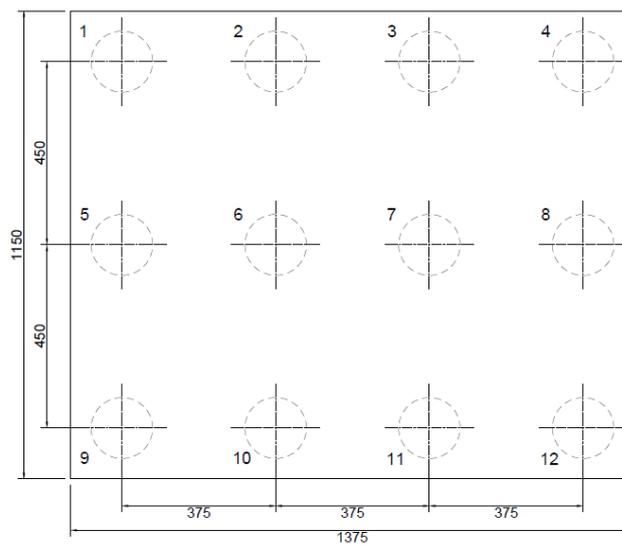


Figura 33 – Disposizione dei pali di fondazione

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

12.1 Analisi dei carichi

12.1.1 *Permanenti strutturali e non (G1 e G2)*

I pesi degli elementi strutturali sono calcolati utilizzando un peso di volume del calcestruzzo pari a 25 kN/m³.

Si considera inoltre un carico uniformemente distribuito su una superficie di lunghezza pari a quella della soletta superiore e larghezza pari a 4.5 m per tener conto della presenza del ballast sulla spalla.

Tale carico è ottenuto moltiplicando il peso specifico del ballast per uno spessore assunto pari a 0.8 m.

$$q = 20.0 \cdot 0.8 = 16.0 \text{ kN/m}^2$$

Le caratteristiche dell'impalcato ed i relativi carichi G1 e G2 sono invece riassunti nella tabella riportata di seguito.

IMPALCATO			
lunghezza travata	L	45.00	m
luce appoggi travata	L _a	43.00	m
larghezza totale impalcato	B	9.70	m
peso permanente strutturale	G ₁	6766	kN
peso permanenti non struttrutturali	G ₂	6398	kN

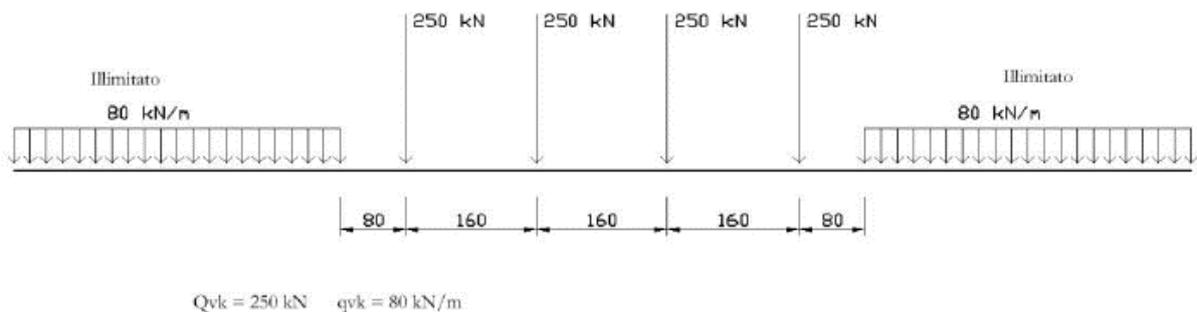
Le azioni verticali trasmesse alla spalla dall'impalcato, in corrispondenza dell'asse appoggi, sono quindi pari alla metà dei valori di G1 e G2 sopra riportati.

12.1.2 Carichi da traffico verticali (Q1)

L'opera è stata progettata considerando le sollecitazioni dovute al carico da traffico ferroviario, considerando i modelli LM71 e/o SW/2. Si riportano di seguito le caratteristiche dei modelli di traffico presi in esame.

➤ Modello di carico LM71

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2018 (par. 5.2.2.2.1.1), definiscono questo modello di carico tramite carichi concentrati e carichi distribuiti, riferiti all'asse dei binari.



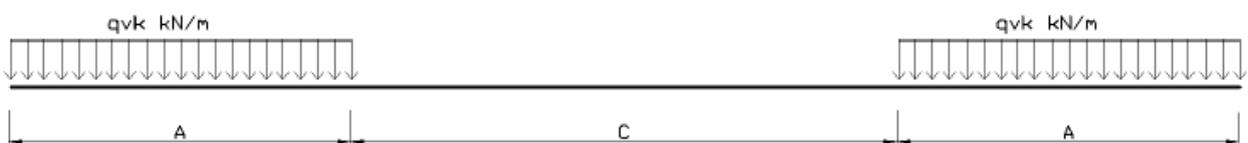
Carichi concentrati: quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m;

Carico distribuito: 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0,8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata.

Per questo modello di carico è prevista un'eccentricità del carico rispetto all'asse del binario.

➤ Modello di carico SW/2

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2018 (par. 5.2.2.2.1.2), definiscono questo modello di carico tramite solo carichi distribuiti.



SW/0

Carico distribuito	Qvk	133	KN/m
Lunghezza	A	15	m
Lunghezza	C	5.3	m

SW/2

Carico distribuito	Qvk	150	KN/m
Lunghezza	A	25	m
Lunghezza	C	7	m

In questo modello di carico non è prevista alcuna eccentricità del carico ferroviario. Le azioni di entrambi i modelli dovranno essere moltiplicate per un coefficiente di adattamento definito dalla seguente tabella (tab. 2.5.1.4.1.1 - RFI DTC SI PS MA IFS 001).

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE “ α ”
LM/71	1.10
SW/0	1.10
SW/2	1.00

12.1.3 Effetti dinamici

Per la definizione del coefficiente dinamico si segue quanto contenuto nel par.5.2.2.2.3 del DM 17.1.2018 che per l'opera in esame riporta:

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\Phi} - 0.2} + 0.73 \quad \text{con limitazione} \quad 1.00 \leq \Phi_3 \leq 2.00$$

12.1.4 Disposizione treni di carico

La disposizione dei treni di carico è stata individuata per ottenere le seguenti massime sollecitazioni:

- Sforzo Assiale: il convoglio è localizzato sostanzialmente al di sopra della spalla in esame; in aggiunta ai carichi da traffico trasmessi dall'impalcato, è stato considerato un sovraccarico accidentale agente sulla soletta superiore della spalla pari a 57.3 kN/m². Questo valore è stato ottenuto, a favore di sicurezza, dalla ripartizione su una superficie di dimensioni 6.4 m x 3.0 m dei quattro carichi concentrati del modello di carico LM71:

$$q = \frac{4 \cdot 1.1 \cdot 250}{6.4 \cdot 3.0} = 57.3 \text{ kN/m}^2$$

Tale sovraccarico si considera uniformemente distribuito su una superficie di lunghezza pari a quella della spalla e larghezza pari a 3.0 m

- Momento Longitudinale: il convoglio è localizzato in corrispondenza della fine dell'impalcato; si considerano quindi esclusivamente le azioni trasmesse dagli apparecchi d'appoggio.
- Momento Trasversale: si è utilizzato lo stesso schema di posizionamento del massimo sforzo assiale per massimizzare poi le azioni sismiche trasversali.

12.1.5 Carichi da traffico orizzontali

12.1.5.1 Forza centrifuga (Q4)

L'azione centrifuga è schematizzata come una forza agente in direzione orizzontale perpendicolarmente al binario e verso l'esterno della curva, applicata ad 1,80 m al di sopra del p.f.. Il valore caratteristico della forza centrifuga si determina in accordo con la seguente espressione:

$$Q_{tk} = V^2 \cdot f \cdot (\alpha \cdot Q_{vk}) / (127 \cdot R)$$

- dove
- V velocità di progetto espressa in km/h
 - Q_{vk} valore caratteristico dei carichi verticali
 - R raggio di curvatura in m
 - f fattore di riduzione (rif. §2.5.1.4.3.1 [3])

raggio di curvatura	R	1600	m
velocità massima compatibile con il tracciato della linea	V _{max}	160	km/h
lunghezza di influenza della parte curva del binario	L _f	43	m
fattore di riduzione funzione della L _f e della V	f	0.80	

12.1.5.2 Serpeggio

La forza laterale indotta dal serpeggio si schematizza come una forza concentrata agente orizzontalmente perpendicolarmente all'asse del binario. Il valore caratteristico di tale forza è assunto pari a 100 kN. Tale valore deve essere moltiplicato per α ma non per il coefficiente di amplificazione dinamica. Essa si applicherà sia in rettilineo che in curva.

12.1.5.3 Frenatura ed avviamento (Q3)

Le forze di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale dello stesso. Dette forze sono da considerarsi uniformemente distribuite su una lunghezza di binario L determinata per ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento strutturale considerato. I valori da considerare sono i seguenti:

- ✓ avviamento: $Q_{la,k} = 33 \text{ kN/m} \cdot L \leq 1000 \text{ kN}$ per i modelli di carico LM71,SW/2
- ✓ frenatura: $Q_{lb,k} = 20 \text{ kN/m} \cdot L \leq 6000 \text{ kN}$ per i modelli di carico LM71
 $Q_{lb,k} = 35 \text{ kN/m}$ per i modelli di carico SW/2

I valori caratteristici dell'azione di frenatura e di avviamento devono essere moltiplicati per α e non devono essere moltiplicati per Φ . Nel caso di ponti a doppio binario si devono considerare due treni in transito in versi opposti, uno in fase di avviamento e l'altro in fase di frenatura.

12.1.5.4 Forza d'attrito (Q8)

Le forze parassitarie dei vincoli si esplicano in corrispondenza degli apparecchi d'appoggio mobili e, per equilibrio, sui corrispondenti fissi, per traslazione relativa impalcato-apparecchi d'appoggio. Essendo funzione del carico verticale, la sua definizione è associata ai coefficienti

moltiplicativi delle combinazioni γ e ψ dei carichi da peso proprio strutturali e non, e dei carichi verticali da traffico.

Per la valutazione delle coazioni generate è stato considerato un coefficiente d'attrito f pari a 0,04. Con riferimento a quanto riportato nel §2.5.1.6.3 [3] la forza agente sulle spalle per impalcati a travate isostatiche, facendo riferimento all'apparecchio d'appoggio maggiormente caricato si considera pari a:

$$F_a = f (V_G + V_Q)$$

dove V_G reazione verticale massima associata ai carichi permanenti

V_Q reazione verticale massima associata ai carichi mobili dinamizzati

12.1.6 Azione del Vento (Q5)

L'azione del vento viene ricondotta ad un'azione statica equivalente costituita da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici. Ricadendo nella classificazione ordinaria di ponti l'azione del vento è valutata come agente su una superficie continua, convenzionalmente alta 4m dal piano del ferro rappresentante il convoglio. L'altezza effettiva è valutata sia in funzione della presenza o meno del convoglio sia in funzione dell'altezza delle barriere antirumore, convenzionalmente alte 5m.

12.1.7 Riepilogo dei carichi elementari trasmessi dall'impalcato

Si riporta una tabella di sintesi dei carichi descritti nei precedenti paragrafi. I valori sono esplicitati in termini di risultante globale nel baricentro del muro frontale, in corrispondenza del piano degli appoggi.

	N [kN]	T_x [kN]	T_y [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
Carichi da traffico verticali	2979	-	-	298	745
Forza centrifuga	-	-	142	992	-
Serpeggio	-	-	100	526	-
Frenatura ed avviamento	-	1330	-	-	-
Forza d'attrito	-	263	-	-	-
Vento ponte scarico	-	-	446	3537	-
Vento ponte carico	-	-	491	4287	-

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

12.1.8 Spinta litostatica del terrapieno

Si assume per il terreno a tergo delle spalle un angolo di attrito $\varphi' = 38^\circ$ ed un peso per unità di volume $\gamma_T = 20 \text{ kN/m}^3$.

Nell'ipotesi di spostamenti molto piccoli della struttura rispetto al terreno, la spinta del terrapieno viene valutata sulla base dello stato di riposo:

$$S(z) = k_0 \cdot \gamma_T \cdot z$$

in cui $k_0 = 1 - \text{sen}\varphi = 0.384$ è il coefficiente di spinta a riposo.

La risultante della spinta litostatica del terrapieno risulta quindi pari a:

S_0	2041	kN
-------	------	-----------

12.1.9 Spinta statica del ballast sul terrapieno

La spinta viene valutata considerando il carico uniformemente distribuito rappresentativo dello stato di ballast presente al di sopra del terrapieno, e descritto nel §6.1 della presente relazione. Nell'ipotesi di spostamenti molto piccoli della struttura rispetto al terreno, la spinta del ballast viene valutata sulla base dello stato di riposo:

$$S(z) = k_0 \cdot q$$

in cui $k_0 = 1 - \text{sen}\varphi = 0.384$ è il coefficiente di spinta a riposo.

La risultante della spinta statica del ballast sul terrapieno risulta quindi pari a:

$S_{0,\text{ballast}}$	205	kN
------------------------	-----	-----------

12.1.10 Spinta statica del sovraccarico agente sul terrapieno

La spinta viene valutata considerando il sovraccarico accidentale ottenuto dalla ripartizione dei quattro carichi concentrati del modello di carico LM71, come descritto nel §6.4 della presente relazione. Nell'ipotesi di spostamenti molto piccoli della struttura rispetto al terreno, la spinta del sovraccarico accidentale viene valutata sulla base dello stato di riposo:

$$S(z) = k_0 \cdot q$$

in cui $k_0 = 1 - \sin\varphi = 0.384$ è il coefficiente di spinta a riposo.

La risultante della spinta statica del sovraccarico agente sul terrapieno risulta quindi pari a:

$S_{0,q}$	489	kN
-----------	-----	----

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

12.1.11 Azione Sismica (E)

L'azione sismica di progetto è rappresentata dalla massima accelerazione al suolo, definita in base alla pericolosità sismica di base del sito ove sorge l'opera in oggetto, la vita di riferimento e le caratteristiche del sottosuolo.

Di seguito si riportano i parametri di input utilizzati per la definizione dell'azione sismica.

12.1.11.1 Inquadramento Sismico

La determinazione della pericolosità sismica di base è definita a partire dall'ubicazione dell'opera e dalle sue caratteristiche progettuali come la vita nominale V_N e la classe d'uso C_u . Sulla base del "Manuale di Progettazione delle Opere Civili". I parametri identificativi dell'opera sono:

Vita Nominale	Classe d'Uso	Coeff. D'uso
75	III	1.5

La geo-localizzazione permette di ottenere le coordinate geografiche delle singole opere e individuare puntualmente la domanda sismica secondo gli spettri normativi rappresentativi delle due componenti (orizzontale e verticale), ovvero determinare i singoli parametri indipendenti di riferimento.

In particolare, si è fatto riferimento alle seguenti coordinate:

Latitudine: 39.3798

Longitudine: 16.2318

12.1.11.2 Definizione della domanda sismica

Secondo le NTC2018 l'azione sismica viene considerata mediante spettri di risposta elastici in accelerazione. Sulla base dello studio geologico, i terreni in esame sono di tipo C, pianeggianti, tali da ricadere nella categoria topografica T1. Risulta quindi possibile tracciare lo spettro di riferimento normativo. Nei calcoli, per lo spettro orizzontale è stato applicato un fattore di struttura $q=1.5$.

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

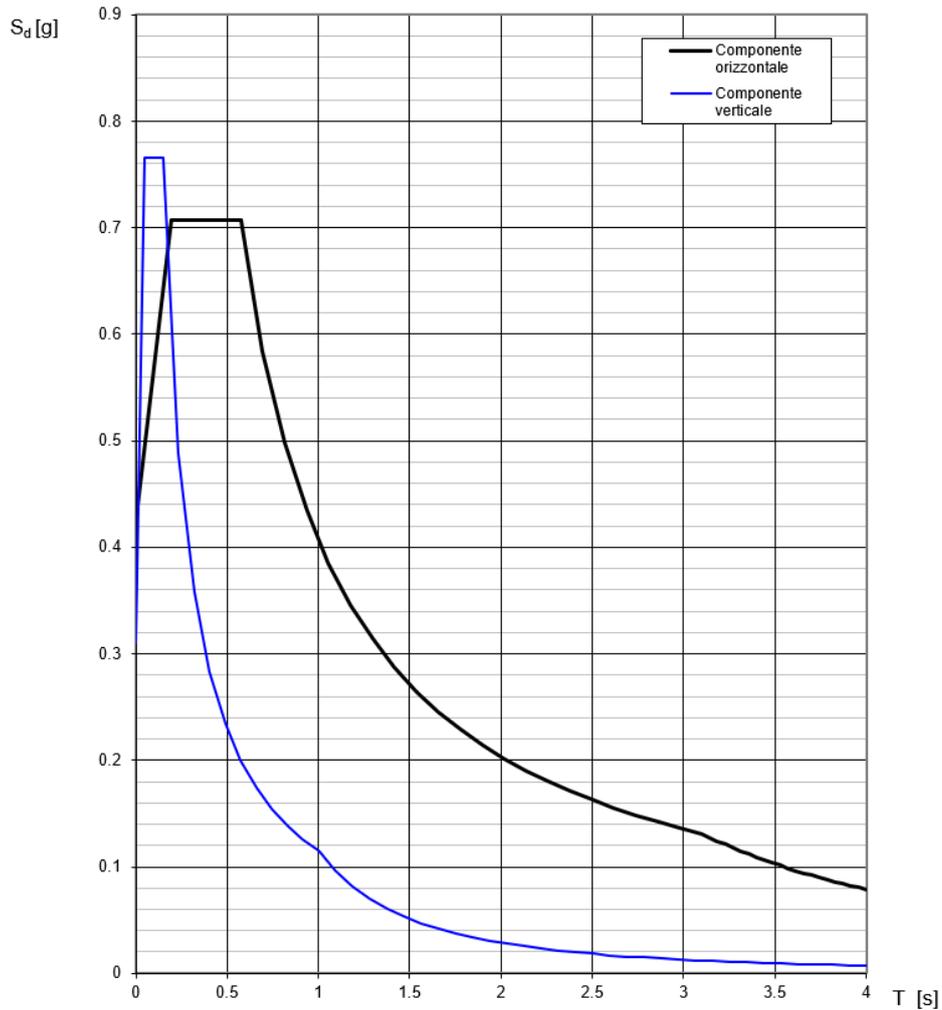


Figura 34 – Spettri di risposta per lo SLV

12.1.11.3 Calcolo dell'azione Sismica

L'azione sismica viene considerata attraverso un'analisi pseudo-statica. In particolare, le azioni di inerzia in direzione orizzontale sono calcolate come:

$$F_h = k_h \cdot W$$

in cui k_h è il coefficiente sismico orizzontale:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

L'accelerazione orizzontale a_{max} viene ricavata dallo spettro di progetto in corrispondenza del periodo T_B .

Il coefficiente β_m assume valore unitario.

Per le azioni inerziali in direzione verticale, invece, risulta valida la seguente espressione:

$$F_v = k_v \cdot W$$

dove:

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

Si ottengono di conseguenza i seguenti valori:

a_{max}	0.707	g
k_h	0.707	-
k_v	0.354	-

- Spinta del terrapieno in condizioni sismiche

La spinta esercitata dal terrapieno in condizioni sismiche viene valutata con la teoria di Mononobe-Okabe, considerando il raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite attivo:

$$S_{a,E} = S_a + \Delta S_{a,E}$$

dove S_a rappresenta la spinta attiva del terreno valutata in condizioni statiche, e $\Delta S_{a,E}$ l'incremento dovuto all'azione sismica.

In particolare, la spinta attiva in condizioni statiche è:

$$S_a(z) = k_a \cdot \gamma_T \cdot z$$

dove k_a viene valutato con la formula di Rankine:

$$k_a = \frac{1 - \text{sen}\varphi'}{1 + \text{sen}\varphi'} = 0.238$$

La risultante della spinta attiva in condizioni statiche è quindi pari a:

S_a	1264	kN
----------------------	------	-----------

L'espressione di Mononobe-Okabe permette di calcolare direttamente la risultante delle due componenti, che risulta quindi pari a:

$$S_{a,E}(z) = k_{a,E} \cdot \gamma_T \cdot z \cdot (1 \pm k_v)$$

Il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche viene calcolato come:

$$K_{a,E} = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\alpha \cdot \sin(\alpha - \delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\sin(\alpha - \delta - \theta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

dove:

- α = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del paramento del muro, pari a 90°;
- φ = angolo d'attrito del terrapieno, pari a 38°;
- δ = angolo d'attrito muro-terreno, pari a 0°;
- β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno, pari a 0°.

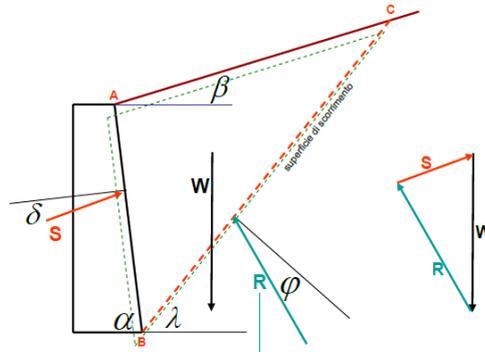


Figura 35 – Parametri per il calcolo del coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche

L'angolo θ tiene conto invece della presenza della componente verticale dell'azione sismica:

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

In particolare, nel calcolo di θ e in quello di $S_{a,E}$ si è considerato solo il caso $1 - k_v$ essendo risultato essere quello più gravoso.

In questo caso k_h e k_v sono calcolati considerando un'accelerazione orizzontale pari a:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

- S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T);
- a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Si ottengono di conseguenza i seguenti valori:

a_{max}	0.429	g
k_h	0.429	-
k_v	0.215	-
k_{aE}	0.707	-

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

La risultante della spinta attiva in condizioni sismiche è quindi pari a:

$S_{a,E}$	2948	kN
-----------	------	-----------

– **Spinta del ballast sul terrapieno in condizioni sismiche**

La spinta viene valutata, attraverso l'espressione di Mononobe-Okabe, considerando il carico uniformemente distribuito rappresentativo dello strato di ballast presente al di sopra del terrapieno, nell'ipotesi di raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite attivo:

$$S_{a,E}(z) = k_{a,E} \cdot q \cdot (1 - k_v)$$

in cui:

- q è il carico del ballast;
- $k_{a,E}$ è il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche.

La risultante della spinta del ballast sul terrapieno in condizioni sismiche è quindi pari a:

$S_{a,E,ballast}$	296	kN
-------------------	-----	-----------

– **Spinta del sovraccarico agente sul terrapieno in condizioni sismiche**

La spinta viene valutata, attraverso l'espressione di Mononobe-Okabe, considerando il sovraccarico accidentale ottenuto dalla ripartizione dei quattro carichi concentrati del modello di carico LM71, nell'ipotesi di raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite attivo:

$$S_{a,E}(z) = k_{a,E} \cdot q \cdot (1 - k_v)$$

in cui:

- q è il sovraccarico accidentale;
- $k_{a,E}$ è il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

La risultante della spinta del sovraccarico agente sul terrapieno in condizioni sismiche è quindi pari a:

$S_{a,E,q}$	706	kN
-------------	-----	----

– **Azioni di inerzia legate alla massa dell'impalcato**

Le azioni inerziali trasmesse dall'impalcato sono dovute alla massa degli elementi strutturali e non strutturali, ed al 20% della massa dei treni di carico teorici considerati.

Si riassumono di seguito le azioni verticali provenienti dall'impalcato ed agenti sugli apparecchi d'appoggio.

Carichi permanenti strutturali	g1	3383	kN
Carichi permanenti non strutturali	g2	3199	kN
Carichi da traffico verticali	Q1	2979	kN

In direzione longitudinale l'inerzia di tutto l'impalcato viene assorbita dalla spalla con sistema di vincolo di tipo fisso, mentre nella direzione trasversale e in quella verticale viene ripartita fra le due sottostrutture.

$$F_{h,long} = 2 \cdot k_h \cdot (g_1 + g_2 + 0.2 \cdot Q_1)$$

$$F_{h,trasv} = k_h \cdot (g_1 + g_2 + 0.2 \cdot Q_1)$$

$$F_v = k_v \cdot (g_1 + g_2 + 0.2 \cdot Q_1)$$

– **Azioni di inerzia legate alla massa degli elementi strutturali**

Le azioni di inerzia degli elementi strutturali sono calcolate come:

$$F_h = k_h \cdot W$$

dove W è il peso dei diversi elementi strutturali che compongono la spalla.

In direzione verticale, invece, la risultante della forza di inerzia viene calcolata come:

$$F_v = k_v \cdot W$$

– *Azioni di inerzia legate alla massa del ballast sulla soletta*

La risultante della forza d'inerzia in direzione orizzontale è calcolata come:

$$F_h = k_h \cdot W_b$$

dove W_b è il peso complessivo del ballast presente sulla soletta.

– *Azioni di inerzia legate al sovraccarico agente sulla soletta*

La risultante della forza d'inerzia in direzione orizzontale è calcolata come:

$$F_h = k_h \cdot W_q$$

dove W_q è il peso complessivo del sovraccarico accidentale agente sulla soletta.

12.1.12 Azioni provenienti dal rilevato esistente in affiancamento

In aggiunta alle sollecitazioni descritte nei precedenti paragrafi, sono state considerate le spinte provenienti dal rilevato esistente, posto di lato alla spalla. In particolare, si è tenuto conto del contributo del terreno, del ballast e dei carichi da traffico.

Per il terreno è stato assunto un angolo di attrito $\varphi' = 35^\circ$ ed un peso per unità di volume $\gamma_T = 19 \text{ kN/m}^3$. Si ottengono così i seguenti coefficienti di spinta:

k_0	0.426	-
k_a	0.271	-
k_{aE}	0.797	-

- Spinta del terreno

Per la parte di rilevato a diretto contatto con la spalla, di altezza assunta pari a 5.00 m, si è considerata una spinta litostatica, mentre la parte superiore, di altezza pari a 2.50 m, non a diretto contatto con il muro andatore, è stata considerata come un sovraccarico agente sul terrapieno. Le risultanti delle spinte, in condizioni statiche e sismiche, sono riassunte nella tabella riportata di seguito.

S_0	967	kN
$S_{0,sovr}$	967	kN
S_a	615	kN
$S_{a,sovr}$	615	kN
$\Delta S_{a,E}$	805	kN
$\Delta S_{a,E,sovr}$	805	kN

- Spinta del ballast

La spinta del ballast è stata calcolata a partire da un carico uniformemente distribuito pari a $q = 8.00 \text{ kN/m}$, ottenuto considerando uno strato di ballast di spessore 0.8 m e larghezza 5.0 m, e peso specifico 20 kN/m^3 , e diffondendo tale carico nei primi 2.5 m di terreno.

Si ottengono così le seguenti spinte.

$S_{0,ballast}$	163	kN
$S_{a,ballast}$	104	kN
$\Delta S_{a,E,ballast}$	136	kN

– *Spinta dei carichi da traffico*

La spinta dei carichi da traffico è stata calcolata a partire da un carico uniformemente distribuito pari a $q = 17.90 \text{ kN/m}$, ottenuto considerando la diffusione attraverso lo strato di ballast e i primi 2.5 m di terreno, dei quattro carichi concentrati del modello di carico LM71.

Si ottengono così le seguenti spinte.

$S_{0,q}$	365	kN
$S_{a,q}$	232	kN
$\Delta S_{a,E,q}$	303	kN

12.2 Combinazioni di carico

Le sollecitazioni dovute ai carichi descritti nei paragrafi precedenti sono state combinate in ottemperanza alle NTC18, secondo quanto riportato nei paragrafi 2.5.3, 5.1.3.12.

Si riportano di seguito tutte le combinazioni analizzate, ed i valori dei coefficienti assunti per le singole condizioni di carico elementari.

Caso di carico	SLU_1	SLU_2	SLV_1	SLV_2	SLV_3
Peso proprio elementi strutturali	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00
Peso proprio ballast	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico accidentale	1.45	0.00	0.20	0.20	0.20
Permanenti strutturali impalcato	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali impalcato	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00
Carichi mobili impalcato	1.45	1.45	0.20	0.20	0.20
Spinta litostatica	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00
Spinta statica ballast	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00
Spinta statica sovraccarico	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00
Frenatura/avviamento	1.45	1.45	0.00	0.00	0.00
Azione centrifuga	0.73	0.73	0.00	0.00	0.00
Serpeggio	0.73	0.73	0.00	0.00	0.00
Vento	0.90	0.90	0.00	0.00	0.00
Resistenze parassite permanenti	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00
Resistenze parassite mobili	1.45	1.45	0.20	0.20	0.20
Inerzia elementi strutturali X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Inerzia elementi strutturali Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Inerzia elementi strutturali Z	0.00	0.00	0.30	0.30	1.00
Inerzia impalcato X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Inerzia impalcato Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Inerzia impalcato Z	0.00	0.00	0.30	0.30	1.00
Inerzia terrapieno X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Inerzia terrapieno Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Inerzia terrapieno Z	0.00	0.00	0.30	0.30	1.00
Inerzia ballast X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Inerzia ballast Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Inerzia sovraccarico accidentale X	0.00	0.00	0.20	0.06	0.06
Inerzia sovraccarico accidentale Y	0.00	0.00	0.06	0.20	0.06
Spinta attiva terrapieno	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
Sovraspinta sismica terrapieno X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Sovraspinta sismica terrapieno Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Spinta sismica ballast X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Spinta sismica ballast Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Spinta sismica sovraccarico accidentale X	0.00	0.00	0.20	0.06	0.06
Spinta sismica sovraccarico accidentale Y	0.00	0.00	0.06	0.20	0.06

In particolar modo, sono state definite 2 combinazioni di carico in condizioni statiche (SLU) e 3 in condizioni sismiche (SLV), in modo da considerare l'azione sismica prevalente nelle tre direzioni principali della struttura. Le sollecitazioni sono state calcolate alla base del muro frontale, considerando una striscia di larghezza unitaria, e all'intradosso della platea di fondazione.

12.3 Sollecitazione alla base del muro frontale

	N [kN]	Tx [kN]	Ty [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
SLU_1	1833	253	64	-810	1997
SLU_2	1833	253	64	-810	1997
SLV_1	1164	1352	223	-764	5541
SLV_2	1164	426	744	-2531	2103
SLV_3	1425	426	223	-764	2214

12.4 Sollecitazione intradosso fondazione

	N [kN]	Tx [kN]	Ty [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
SLU_1	34872	6229	4002	-9941	72997
SLU_2	33115	5520	4002	-9941	74284
SLV_1	23089	24129	6905	-23815	132822
SLV_2	23089	8324	19799	-72393	65265
SLV_3	27948	8324	6905	-23815	72954

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

12.5 Pali di fondazione

La progettazione del plinto di fondazione vede la determinazione dello stato sollecitativo in funzione dell'interazione tra pali e terreno di fondazione. È lecito ipotizzare la platea come infinitamente rigida e dedurre le sollecitazioni agenti in testa palo attraverso la relazione:

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

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

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

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

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

dove H_l , H_t sono le azioni orizzontali nelle due direzioni principali del ponte.

Si riportano di seguito le coordinate dei pali rispetto al baricentro della platea di fondazione:

PALO	X (m)	Y (m)
1	-5.63	4.50
2	-1.88	4.50
3	1.88	4.50
4	6.63	4.50
5	-5.63	0.00
6	-1.88	0.00
7	1.88	0.00
8	6.63	0.00
9	-5.63	-4.50
10	-1.88	-4.50
11	1.88	-4.50
12	6.63	-4.50

Il dimensionamento dei pali di fondazione è riportato nell'elaborato specifico.

Si riassumono di seguito le azioni in corrispondenza dell'intradosso della fondazione, calcolate utilizzando un coefficiente amplificativo nelle combinazioni SLV pari a 1.10, secondo quanto stabilito nel §7.2.5 delle NTC 2018 per le strutture in CD"B".

	N	T_x	T_y	M_x	M_y
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
SLU_1	34872	6229	4002	-9941	72997
SLU_2	33115	5520	4002	-9941	74284
SLV_1	25397	26541	7595	-26196	146105
SLV_2	25397	9156	21778	-79633	71792
SLV_3	30743	9156	7595	-26196	80249

In funzione di tali azioni è stato calcolato lo sforzo assiale massimo e minimo agente nei pali di fondazione.

	N_{max}	N_{min}	V
	[kN]	[kN]	[kN]
SLU_1	5199	613	617
SLU_2	5088	431	568
SLV_1	6873	-2641	2301
SLV_2	6234	-2001	1969
SLV_3	5490	-366	991

13. VI03 - SPALLA B

Oggetto del presente paragrafo è il predimensionamento delle spalle del viadotto ferroviario, a singolo binario, *VI03*. In particolare, si analizza la *Spalla B*, considerando un sistema di vincolo dell'impalcato in direzione longitudinale di tipo fisso. Tale relazione si ritiene pertanto valida per entrambe le spalle.

Il viadotto è costituito da:

- n° 1 campata isostatica a singolo binario in struttura mista acciaio-clc di lunghezza pari a 20.00 m.

L'opera è costituita da due impalcati a struttura mista che poggiano su due spalle in c.a. affiancate. La spalla più alta è composta da un muro frontale di altezza 4.00 m e da muri di risvolto per il contenimento del rilevato ferroviario. La platea di fondazione presenta una pianta rettangolare di dimensioni 10.30 m x 11.50 m e spessore 1.80 m, e poggia su 8 pali ϕ 1500.

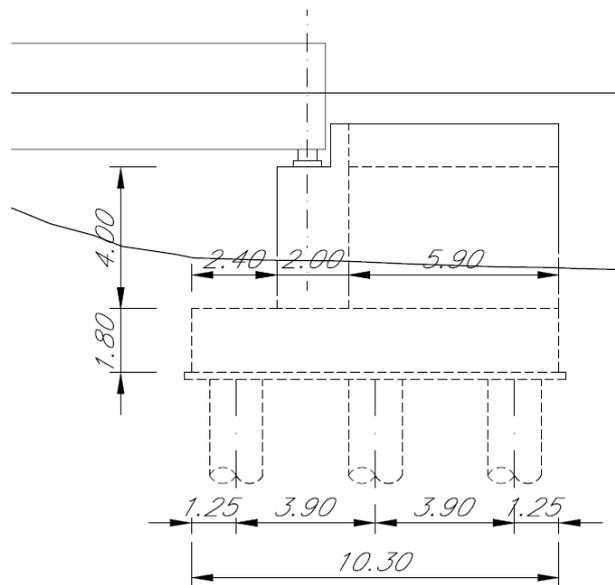


Figura 36 – Prospetto longitudinale spalla

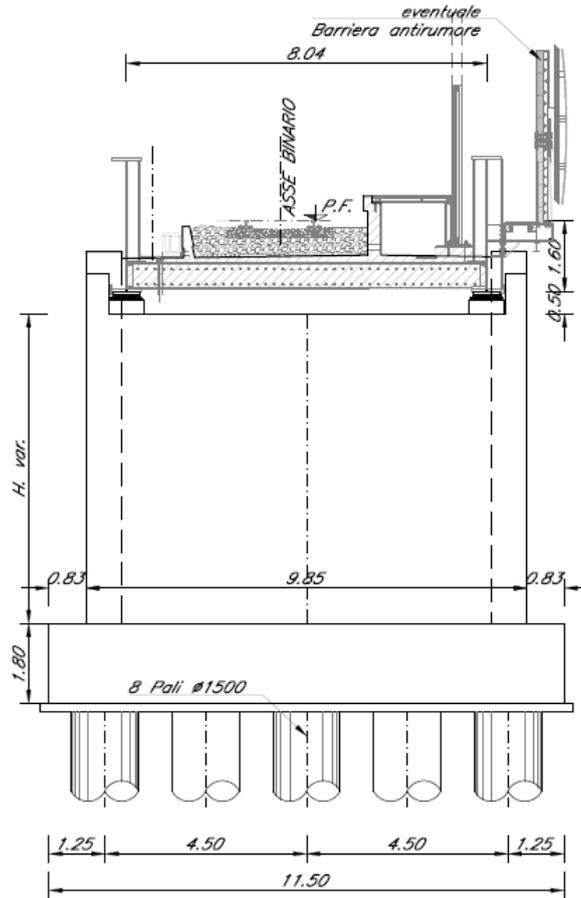


Figura 37 – Sezione trasversale spalla H=4.00 m

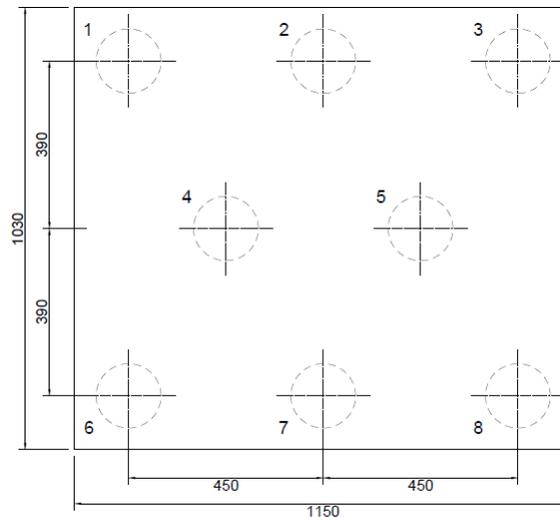


Figura 38 – Disposizione dei pali di fondazione

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

13.1 Analisi dei carichi

13.1.1 *Permanenti strutturali e non (G1 e G2)*

I pesi degli elementi strutturali sono calcolati utilizzando un peso di volume del calcestruzzo pari a 25 kN/m³.

Per il terrapieno si è considerato invece un peso specifico di 20 kN/m³.

Si considera inoltre un carico uniformemente distribuito su una superficie di lunghezza pari a quella del terrapieno e larghezza pari a 4.5 m per tener conto della presenza del ballast sulla spalla.

Tale carico è ottenuto moltiplicando il peso specifico del ballast per uno spessore assunto pari a 0.8 m.

$$q = 20.0 \cdot 0.8 = 16.0 \text{ kN/m}^2$$

Le caratteristiche dell'impalcato ed i relativi carichi G1 e G2 sono invece riassunti nella tabella riportata di seguito.

IMPALCATO			
lunghezza travata	L	21.20	m
luce appoggi travata	L _a	20.00	m
larghezza totale impalcato	B	6.85	m
peso permanente strutturale	G ₁	3000	kN
peso permanenti non strutturali	G ₂	1380	kN

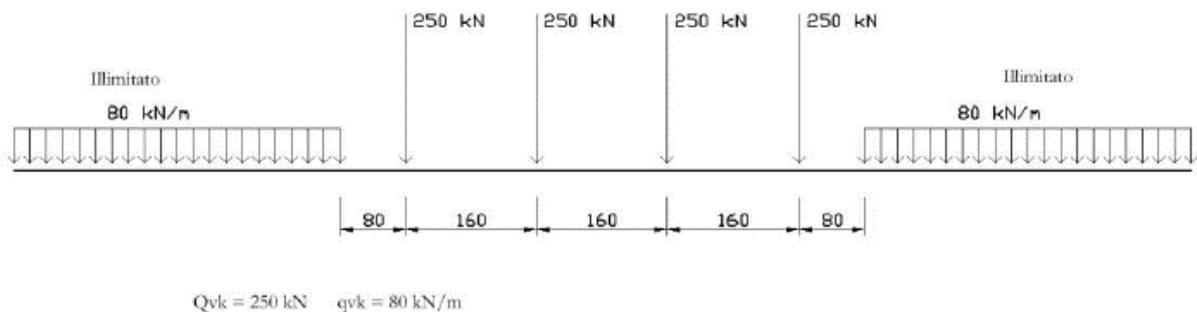
Le azioni verticali trasmesse alla spalla dall'impalcato, in corrispondenza dell'asse appoggi, sono quindi pari alla metà dei valori di G1 e G2 sopra riportati.

13.1.2 Carichi da traffico verticali (Q1)

L'opera è stata progettata considerando le sollecitazioni dovute al carico da traffico ferroviario, considerando i modelli LM71 e/o SW/2. Si riportano di seguito le caratteristiche dei modelli di traffico presi in esame.

➤ Modello di carico LM71

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2018 (par. 5.2.2.2.1.1), definiscono questo modello di carico tramite carichi concentrati e carichi distribuiti, riferiti all'asse dei binari.



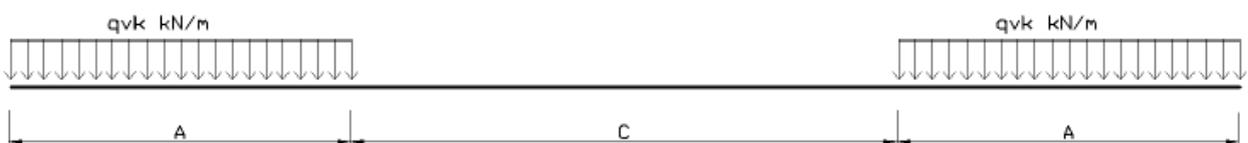
Carichi concentrati: quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m;

Carico distribuito: 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0,8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata.

Per questo modello di carico è prevista un'eccentricità del carico rispetto all'asse del binario.

➤ Modello di carico SW/2

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2018 (par. 5.2.2.2.1.2), definiscono questo modello di carico tramite solo carichi distribuiti.



SW/0

Carico distribuito	Qvk	133	KN/m
Lunghezza	A	15	m
Lunghezza	C	5.3	m

SW/2

Carico distribuito	Qvk	150	KN/m
Lunghezza	A	25	m
Lunghezza	C	7	m

In questo modello di carico non è prevista alcuna eccentricità del carico ferroviario. Le azioni di entrambi i modelli dovranno essere moltiplicate per un coefficiente di adattamento definito dalla seguente tabella (tab. 2.5.1.4.1.1 - RFI DTC SI PS MA IFS 001).

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE “α”
LM/71	1.10
SW/0	1.10
SW/2	1.00

13.1.3 Effetti dinamici

Per la definizione del coefficiente dinamico si segue quanto contenuto nel par.5.2.2.2.3 del DM 17.1.2018 che per l'opera in esame riporta:

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\Phi} - 0.2} + 0.73 \quad \text{con limitazione} \quad 1.00 \leq \Phi_3 \leq 2.00$$

13.1.4 Disposizione treni di carico

La disposizione dei treni di carico è stata individuata per ottenere le seguenti massime sollecitazioni:

- Sforzo Assiale: il convoglio è localizzato sostanzialmente al di sopra della spalla in esame; in aggiunta ai carichi da traffico trasmessi dall'impalcato, è stato considerato un sovraccarico accidentale agente sul terreno di riempimento della spalla pari a 57.3 kN/m². Questo valore è stato ottenuto, a favore di sicurezza, dalla ripartizione su una superficie di dimensioni 6.4 m x 3.0 m dei quattro carichi concentrati del modello di carico LM71:

$$q = \frac{4 \cdot 1.1 \cdot 250}{6.4 \cdot 3.0} = 57.3 \text{ kN/m}^2$$

Tale sovraccarico si considera uniformemente distribuito su una superficie di lunghezza pari a quella del terrapieno e larghezza pari a 3.0 m

- Momento Longitudinale: il convoglio è localizzato in corrispondenza della fine dell'impalcato; si considerano quindi esclusivamente le azioni trasmesse dagli apparecchi d'appoggio.
- Momento Trasversale: si è utilizzato lo stesso schema di posizionamento del massimo sforzo assiale per massimizzare poi le azioni sismiche trasversali.

13.1.5 Carichi da traffico orizzontali

13.1.5.1 Forza centrifuga (Q4)

L'azione centrifuga è schematizzata come una forza agente in direzione orizzontale perpendicolarmente al binario e verso l'esterno della curva, applicata ad 1,80 m al di sopra del p.f.. Il valore caratteristico della forza centrifuga si determina in accordo con la seguente espressione:

$$Q_{tk} = V^2 \cdot f \cdot (\alpha \cdot Q_{vk}) / (127 \cdot R)$$

- dove
- V velocità di progetto espressa in km/h
 - Q_{vk} valore caratteristico dei carichi verticali
 - R raggio di curvatura in m
 - f fattore di riduzione (rif. §2.5.1.4.3.1 [3])

raggio di curvatura	R	1300	m
velocità massima compatibile con il tracciato della linea	V _{max}	160	km/h
lunghezza di influenza della parte curva del binario	L _f	20	m
fattore di riduzione funzione della L _f e della V	f	0.83	

13.1.5.2 Serpeggio

La forza laterale indotta dal serpeggio si schematizza come una forza concentrata agente orizzontalmente perpendicolarmente all'asse del binario. Il valore caratteristico di tale forza è assunto pari a 100 kN. Tale valore deve essere moltiplicato per α ma non per il coefficiente di amplificazione dinamica. Essa si applicherà sia in rettilineo che in curva.

13.1.5.3 Frenatura ed avviamento (Q3)

Le forze di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale dello stesso. Dette forze sono da considerarsi uniformemente distribuite su una lunghezza di binario L determinata per ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento strutturale considerato. I valori da considerare sono i seguenti:

- ✓ avviamento: $Q_{la,k} = 33 \text{ kN/m} \cdot L \leq 1000 \text{ kN}$ per i modelli di carico LM71,SW/2
- ✓ frenatura: $Q_{lb,k} = 20 \text{ kN/m} \cdot L \leq 6000 \text{ kN}$ per i modelli di carico LM71
 $Q_{lb,k} = 35 \text{ kN/m}$ per i modelli di carico SW/2

I valori caratteristici dell'azione di frenatura e di avviamento devono essere moltiplicati per α e non devono essere moltiplicati per Φ . Nel caso di ponti a doppio binario si devono considerare due treni in transito in versi opposti, uno in fase di avviamento e l'altro in fase di frenatura.

13.1.5.4 Forza d'attrito (Q8)

Le forze parassitarie dei vincoli si esplicano in corrispondenza degli apparecchi d'appoggio mobili e, per equilibrio, sui corrispondenti fissi, per traslazione relativa impalcato-apparecchi d'appoggio. Essendo funzione del carico verticale, la sua definizione è associata ai coefficienti

moltiplicativi delle combinazioni γ e ψ dei carichi da peso proprio strutturali e non, e dei carichi verticali da traffico.

Per la valutazione delle coazioni generate è stato considerato un coefficiente d'attrito f pari a 0,04. Con riferimento a quanto riportato nel §2.5.1.6.3 [3] la forza agente sulle spalle per impalcati a travate isostatiche, facendo riferimento all'apparecchio d'appoggio maggiormente caricato si considera pari a:

$$F_a = f (V_G + V_Q)$$

dove V_G reazione verticale massima associata ai carichi permanenti

V_Q reazione verticale massima associata ai carichi mobili dinamizzati

13.1.6 Azione del Vento (Q5)

L'azione del vento viene ricondotta ad un'azione statica equivalente costituita da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici. Ricadendo nella classificazione ordinaria di ponti l'azione del vento è valutata come agente su una superficie continua, convenzionalmente alta 4m dal piano del ferro rappresentante il convoglio. L'altezza effettiva è valutata sia in funzione della presenza o meno del convoglio sia in funzione dell'altezza delle barriere antirumore, convenzionalmente alte 5m.

13.1.7 Riepilogo dei carichi elementari trasmessi dall'impalcato

Si riporta una tabella di sintesi dei carichi descritti nei precedenti paragrafi. I valori sono esplicitati in termini di risultante globale nel baricentro del muro frontale, in corrispondenza del piano degli appoggi.

	N [kN]	T_x [kN]	T_y [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
Carichi da traffico verticali	1736	-	-	174	260
Forza centrifuga	-	-	67	223	-
Serpeggio	-	-	100	162	-
Frenatura ed avviamento	-	742	-	-	-
Forza d'attrito	-	88	-	-	-
Vento ponte scarico	-	-	111	467	-
Vento ponte carico	-	-	133	663	-

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

13.1.8 Spinta litostatica del terrapieno

Si assume per il terreno a tergo delle spalle un angolo di attrito $\varphi' = 38^\circ$ ed un peso per unità di volume $\gamma_T = 20 \text{ kN/m}^3$.

Nell'ipotesi di spostamenti molto piccoli della struttura rispetto al terreno, la spinta del terrapieno viene valutata sulla base dello stato di riposo:

$$S(z) = k_0 \cdot \gamma_T \cdot z$$

in cui $k_0 = 1 - \text{sen}\varphi = 0.384$ è il coefficiente di spinta a riposo.

La risultante della spinta litostatica del terrapieno risulta quindi pari a:

S_0	1652	kN
-------	------	-----------

13.1.9 Spinta statica del ballast sul terrapieno

La spinta viene valutata considerando il carico uniformemente distribuito rappresentativo dello strato di ballast presente al di sopra del terrapieno, e descritto nel §6.1 della presente relazione. Nell'ipotesi di spostamenti molto piccoli della struttura rispetto al terreno, la spinta del ballast viene valutata sulla base dello stato di riposo:

$$S(z) = k_0 \cdot q$$

in cui $k_0 = 1 - \text{sen}\varphi = 0.384$ è il coefficiente di spinta a riposo.

La risultante della spinta statica del ballast sul terrapieno risulta quindi pari a:

$S_{0,\text{ballast}}$	195	kN
------------------------	-----	-----------

13.1.10 Spinta statica del sovraccarico agente sul terrapieno

La spinta viene valutata considerando il sovraccarico accidentale ottenuto dalla ripartizione dei quattro carichi concentrati del modello di carico LM71, come descritto nel §6.4 della presente relazione. Nell'ipotesi di spostamenti molto piccoli della struttura rispetto al terreno, la spinta del sovraccarico accidentale viene valutata sulla base dello stato di riposo:

$$S(z) = k_0 \cdot q$$

in cui $k_0 = 1 - \sin\varphi = 0.384$ è il coefficiente di spinta a riposo.

La risultante della spinta statica del sovraccarico agente sul terrapieno risulta quindi pari a:

$S_{0,q}$	466	kN
-----------	-----	-----------

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

13.1.11 Azione Sismica (E)

L'azione sismica di progetto è rappresentata dalla massima accelerazione al suolo, definita in base alla pericolosità sismica di base del sito ove sorge l'opera in oggetto, la vita di riferimento e le caratteristiche del sottosuolo.

Di seguito si riportano i parametri di input utilizzati per la definizione dell'azione sismica.

13.1.11.1 Inquadramento Sismico

La determinazione della pericolosità sismica di base è definita a partire dall'ubicazione dell'opera e dalle sue caratteristiche progettuali come la vita nominale V_N e la classe d'uso C_u . Sulla base del "Manuale di Progettazione delle Opere Civili". I parametri identificativi dell'opera sono:

Vita Nominale	Classe d'Uso	Coeff. D'uso
75	III	1.5

La geo-localizzazione permette di ottenere le coordinate geografiche delle singole opere e individuare puntualmente la domanda sismica secondo gli spettri normativi rappresentativi delle due componenti (orizzontale e verticale), ovvero determinare i singoli parametri indipendenti di riferimento.

In particolare, si è fatto riferimento alle seguenti coordinate:

Latitudine: 39.3307

Longitudine: 16.0416

13.1.11.2 Definizione della domanda sismica

Secondo le NTC2018 l'azione sismica viene considerata mediante spettri di risposta elastici in accelerazione. Sulla base dello studio geologico, i terreni in esame sono di tipo C, pianeggianti, tali da ricadere nella categoria topografica T1. Risulta quindi possibile tracciare lo spettro di riferimento normativo. Nei calcoli, per lo spettro orizzontale è stato applicato un fattore di struttura $q=1.5$.

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

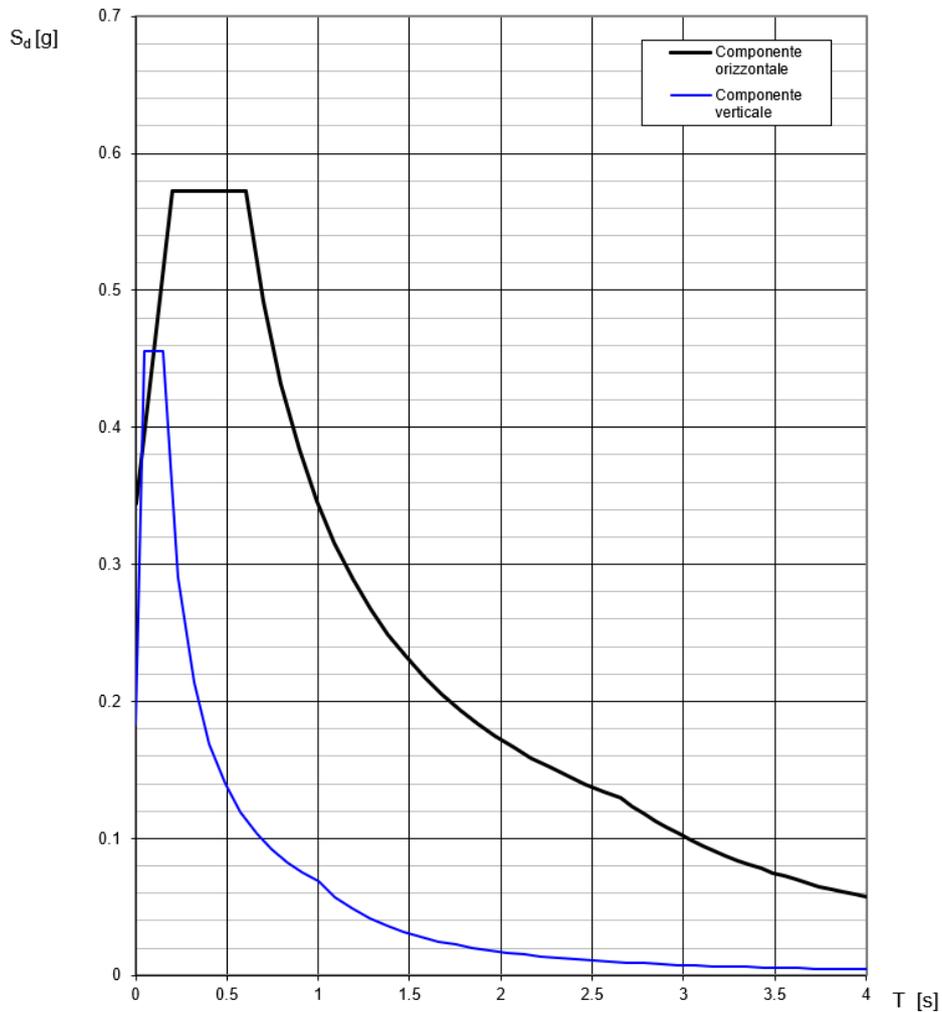


Figura 39 – Spettri di risposta per lo SLV

13.1.11.3 Calcolo dell'azione Sismica

L'azione sismica viene considerata attraverso un'analisi pseudo-statica. In particolare, le azioni di inerzia in direzione orizzontale sono calcolate come:

$$F_h = k_h \cdot W$$

in cui k_h è il coefficiente sismico orizzontale:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

L'accelerazione orizzontale a_{max} viene ricavata dallo spettro di progetto in corrispondenza del periodo T_B .

Il coefficiente β_m assume valore unitario.

Per le azioni inerziali in direzione verticale, invece, risulta valida la seguente espressione:

$$F_v = k_v \cdot W$$

dove:

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

Si ottengono di conseguenza i seguenti valori:

a_{max}	0.572	g
k_h	0.572	-
k_v	0.286	-

- Spinta del terrapieno in condizioni sismiche

La spinta esercitata dal terrapieno in condizioni sismiche viene valutata con la teoria di Mononobe-Okabe, considerando il raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite attivo:

$$S_{a,E} = S_a + \Delta S_{a,E}$$

dove S_a rappresenta la spinta attiva del terreno valutata in condizioni statiche, e $\Delta S_{a,E}$ l'incremento dovuto all'azione sismica.

In particolare, la spinta attiva in condizioni statiche è:

$$S_a(z) = k_a \cdot \gamma_T \cdot z$$

dove k_a viene valutato con la formula di Rankine:

$$k_a = \frac{1 - \operatorname{sen}\varphi'}{1 + \operatorname{sen}\varphi'} = 0.238$$

La risultante della spinta attiva in condizioni statiche è quindi pari a:

S_a	1023	kN
-------	------	----

L'espressione di Mononobe-Okabe permette di calcolare direttamente la risultante delle due componenti, che risulta quindi pari a:

$$S_{a,E}(z) = k_{a,E} \cdot \gamma_T \cdot z \cdot (1 \pm k_v)$$

Il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche viene calcolato come:

$$K_{a,E} = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\alpha \cdot \sin(\alpha - \delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\sin(\alpha - \delta - \theta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

dove:

- α = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del paramento del muro, pari a 90°;
- φ = angolo d'attrito del terrapieno, pari a 38°;
- δ = angolo d'attrito muro-terreno, pari a 0°;
- β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno, pari a 0°.

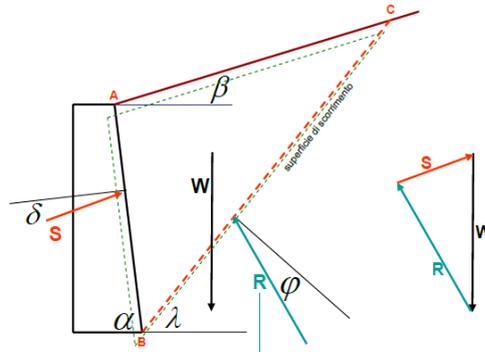


Figura 40 – Parametri per il calcolo del coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche

L'angolo θ tiene conto invece della presenza della componente verticale dell'azione sismica:

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

In particolare, nel calcolo di θ e in quello di $S_{a,E}$ si è considerato solo il caso $1 - k_v$ essendo risultato essere quello più gravoso.

In questo caso k_h e k_v sono calcolati considerando un'accelerazione orizzontale pari a:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

- S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T);
- a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Si ottengono di conseguenza i seguenti valori:

a_{max}	0.345	g
k_h	0.345	-
k_v	0.172	-
k_{aE}	0.540	-

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

La risultante della spinta attiva in condizioni sismiche è quindi pari a:

$S_{a,E}$	1923	kN
-----------	------	----

– **Spinta del ballast sul terrapieno in condizioni sismiche**

La spinta viene valutata, attraverso l'espressione di Mononobe-Okabe, considerando il carico uniformemente distribuito rappresentativo dello strato di ballast presente al di sopra del terrapieno, nell'ipotesi di raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite attivo:

$$S_{a,E}(z) = k_{a,E} \cdot q \cdot (1 - k_v)$$

in cui:

- q è il carico del ballast;
- $k_{a,E}$ è il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche.

La risultante della spinta del ballast sul terrapieno in condizioni sismiche è quindi pari a:

$S_{a,E,ballast}$	227	kN
-------------------	-----	----

– **Spinta del sovraccarico agente sul terrapieno in condizioni sismiche**

La spinta viene valutata, attraverso l'espressione di Mononobe-Okabe, considerando il sovraccarico accidentale ottenuto dalla ripartizione dei quattro carichi concentrati del modello di carico LM71, nell'ipotesi di raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite attivo:

$$S_{a,E}(z) = k_{a,E} \cdot q \cdot (1 - k_v)$$

in cui:

- q è il sovraccarico accidentale;
- $k_{a,E}$ è il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

La risultante della spinta del sovraccarico agente sul terrapieno in condizioni sismiche è quindi pari a:

$S_{a,E,q}$	542	kN
-------------	-----	----

– **Azioni di inerzia legate alla massa dell'impalcato**

Le azioni inerziali trasmesse dall'impalcato sono dovute alla massa degli elementi strutturali e non strutturali, ed al 20% della massa dei treni di carico teorici considerati.

Si riassumono di seguito le azioni verticali provenienti dall'impalcato ed agenti sugli apparecchi d'appoggio.

Carichi permanenti strutturali	g1	1500	kN
Carichi permanenti non strutturali	g2	690	kN
Carichi da traffico verticali	Q1	1736	kN

In direzione longitudinale l'inerzia di tutto l'impalcato viene assorbita dalla spalla con sistema di vincolo di tipo fisso, mentre nella direzione trasversale e in quella verticale viene ripartita fra le due sottostrutture.

$$F_{h,long} = 2 \cdot k_h \cdot (g_1 + g_2 + 0.2 \cdot Q_1)$$

$$F_{h,trasv} = k_h \cdot (g_1 + g_2 + 0.2 \cdot Q_1)$$

$$F_v = k_v \cdot (g_1 + g_2 + 0.2 \cdot Q_1)$$

– **Azioni di inerzia legate alla massa degli elementi strutturali**

Le azioni di inerzia degli elementi strutturali sono calcolate come:

$$F_h = k_h \cdot W$$

dove W è il peso dei diversi elementi strutturali che compongono la spalla.

In direzione verticale, invece, la risultante della forza di inerzia viene calcolata come:

$$F_v = k_v \cdot W$$

– **Azioni di inerzia legate alla massa del terrapieno**

La risultante della forza di inerzia in direzione orizzontale viene calcolata come:

$$F_h = k_h \cdot W$$

dove W è il peso del volume di terreno all'interno della spalla.

In direzione verticale, invece, la risultante della forza di inerzia viene calcolata come:

$$F_v = k_v \cdot W$$

– **Azioni di inerzia legate alla massa del ballast sul terrapieno**

La risultante della forza d'inerzia in direzione orizzontale è calcolata come:

$$F_h = k_h \cdot W_b$$

dove W_b è il peso complessivo del ballast presente sul terrapieno.

– **Azioni di inerzia legate al sovraccarico agente sul terrapieno**

La risultante della forza d'inerzia in direzione orizzontale è calcolata come:

$$F_h = k_h \cdot W_q$$

dove W_q è il peso complessivo del sovraccarico accidentale agente sul terrapieno.

13.2 Combinazioni di carico

Le sollecitazioni dovute ai carichi descritti nei paragrafi precedenti sono state combinate in ottemperanza alle NTC18, secondo quanto riportato nei paragrafi 2.5.3, 5.1.3.12.

Si riportano di seguito tutte le combinazioni analizzate, ed i valori dei coefficienti assunti per le singole condizioni di carico elementari.

Caso di carico	SLU_1	SLU_2	SLV_1	SLV_2	SLV_3
Peso proprio elementi strutturali	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00
Peso proprio ballast	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico accidentale	1.45	0.00	0.20	0.20	0.20
Permanenti strutturali impalcato	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali impalcato	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00
Carichi mobili impalcato	1.45	1.45	0.20	0.20	0.20
Spinta litostatica	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00
Spinta statica ballast	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00
Spinta statica sovraccarico	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00
Frenatura/avviamento	1.45	1.45	0.00	0.00	0.00
Azione centrifuga	0.73	0.73	0.00	0.00	0.00
Serpeggio	0.73	0.73	0.00	0.00	0.00
Vento	0.90	0.90	0.00	0.00	0.00
Resistenze parassite permanenti	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00
Resistenze parassite mobili	1.45	1.45	0.20	0.20	0.20
Inerzia elementi strutturali X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Inerzia elementi strutturali Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Inerzia elementi strutturali Z	0.00	0.00	0.30	0.30	1.00
Inerzia impalcato X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Inerzia impalcato Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Inerzia impalcato Z	0.00	0.00	0.30	0.30	1.00
Inerzia terrapieno X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Inerzia terrapieno Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Inerzia terrapieno Z	0.00	0.00	0.30	0.30	1.00
Inerzia ballast X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Inerzia ballast Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Inerzia sovraccarico accidentale X	0.00	0.00	0.20	0.06	0.06
Inerzia sovraccarico accidentale Y	0.00	0.00	0.06	0.20	0.06
Spinta attiva terrapieno	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
Sovraspinta sismica terrapieno X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Sovraspinta sismica terrapieno Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Spinta sismica ballast X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Spinta sismica ballast Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Spinta sismica sovraccarico accidentale X	0.00	0.00	0.20	0.06	0.06
Spinta sismica sovraccarico accidentale Y	0.00	0.00	0.06	0.20	0.06

In particolar modo, sono state definite 2 combinazioni di carico in condizioni statiche (SLU) e 3 in condizioni sismiche (SLV), in modo da considerare l'azione sismica prevalente nelle tre direzioni principali della struttura. Le sollecitazioni sono state calcolate alla base del muro frontale, considerando una striscia di larghezza unitaria, e all'intradosso della platea di fondazione.

13.3 Sollecitazione alla base del muro frontale

	N [kN]	T_x [kN]	T_y [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
SLU_1	936	376	28	-255	1267
SLU_2	936	318	28	-255	1115
SLV_1	553	809	87	-312	2737
SLV_2	553	297	291	-1029	967
SLV_3	654	297	87	-312	974

13.4 Sollecitazione intradosso fondazione

	N [kN]	T_x [kN]	T_y [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
SLU_1	24967	4493	240	-2642	10766
SLU_2	23496	3818	240	-2642	11621
SLV_1	16655	12944	2956	-10704	43409
SLV_2	16655	4670	9854	-35598	11882
SLV_3	19726	4670	2956	-10704	11011

	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

13.5 Pali di fondazione

La progettazione del plinto di fondazione vede la determinazione dello stato sollecitativo in funzione dell'interazione tra pali e terreno di fondazione. È lecito ipotizzare la platea come infinitamente rigida e dedurre le sollecitazioni agenti in testa palo attraverso la relazione:

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

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

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

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

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

dove H_l , H_t sono le azioni orizzontali nelle due direzioni principali del ponte.

Si riportano di seguito le coordinate dei pali rispetto al baricentro della platea di fondazione:

PALO	X (m)	Y (m)
1	-4.50	3.90
2	0.00	3.90
3	4.50	3.90
4	-2.25	0.00
5	2.25	0.00
6	-4.50	-3.90
7	0.00	-3.90
8	4.50	-3.90

Il dimensionamento dei pali di fondazione è riportato nell'elaborato specifico.

Si riassumono di seguito le azioni in corrispondenza dell'intradosso della fondazione, calcolate utilizzando un coefficiente amplificativo nelle combinazioni SLV pari a 1.10, secondo quanto stabilito nel §7.2.5 delle NTC 2018 per le strutture in CD"B".

	N	T_x	T_y	M_x	M_y
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
SLU_1	24967	4493	240	-2642	10766
SLU_2	23496	3818	240	-2642	11621
SLV_1	18321	14238	3252	-11774	47750
SLV_2	18321	5137	10839	-39158	13070
SLV_3	21699	5137	3252	-11774	12112

In funzione di tali azioni è stato calcolato lo sforzo assiale massimo e minimo agente nei pali di fondazione.

	N_{max}	N_{min}	V
	[kN]	[kN]	[kN]
SLU_1	3711	2530	562
SLU_2	3564	2310	478
SLV_1	4912	-332	1826
SLV_2	4782	-202	1499
SLV_3	3811	1613	760

14. VI04 - SPALLA A

Oggetto del presente paragrafo è il predimensionamento delle spalle del viadotto ferroviario, a singolo binario, *VI04*. In particolare, si analizza la *Spalla A*, considerando un sistema di vincolo dell'impalcato in direzione longitudinale di tipo fisso. Tale relazione si ritiene pertanto valida per entrambe le spalle.

Il viadotto è costituito da:

- n° 1 campata isostatica a singolo binario in struttura mista acciaio-clc di lunghezza pari a 20.00 m.

L'opera è costituita da due impalcati a struttura mista che poggiano su due spalle in c.a. con fondazione in comune. Ciascuna delle due spalle è composta da un muro frontale di altezza 4.70 m e da muri di risvolto per il contenimento del rilevato ferroviario. La platea di fondazione presenta una pianta rettangolare di dimensioni 11.50 m x 21.25 m e spessore 1.80 m, e poggia su 18 pali ϕ 1500. Nel caso in esame, analizzando solo una delle due spalle, si considera una fondazione di dimensioni pari alla metà di quelle effettive, che poggia su 9 pali ϕ 1500

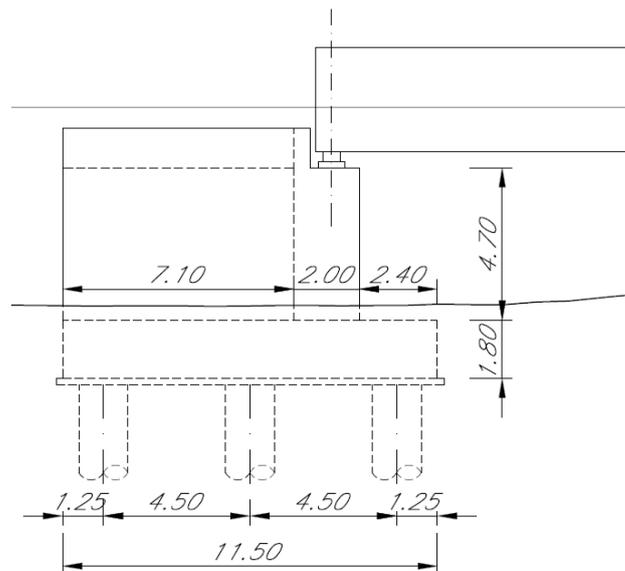


Figura 41 – Prospetto longitudinale spalla

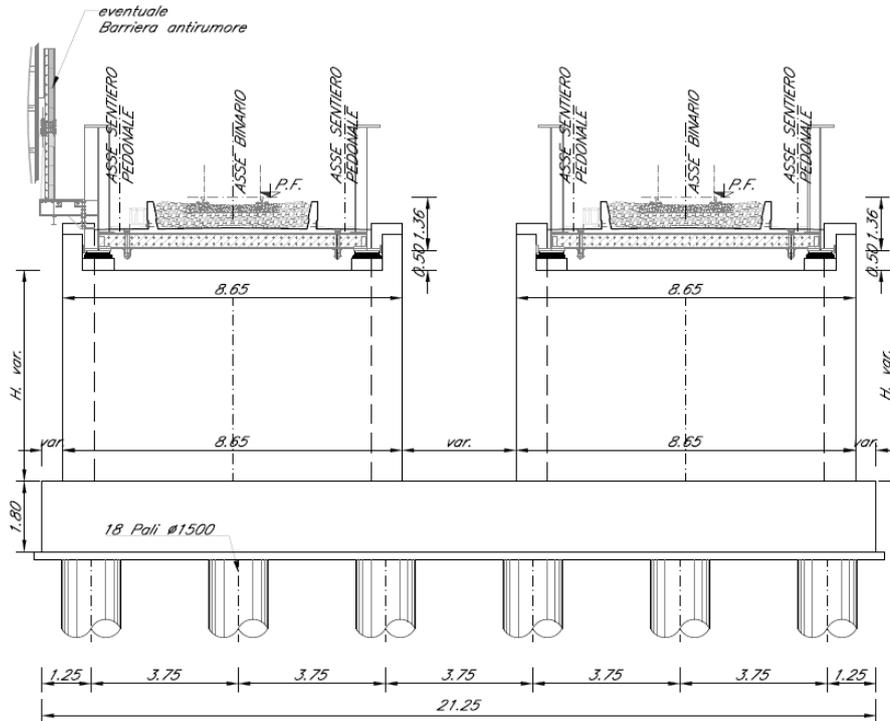


Figura 42 – Sezione trasversale spalla H=4.70 m

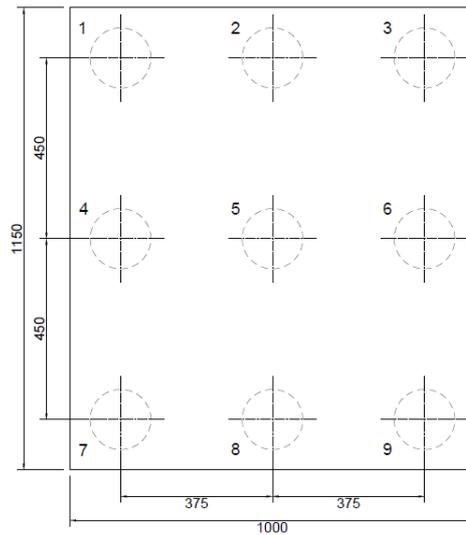


Figura 43 – Disposizione dei pali di fondazione

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

14.1 Analisi dei carichi

14.1.1 *Permanenti strutturali e non (G1 e G2)*

I pesi degli elementi strutturali sono calcolati utilizzando un peso di volume del calcestruzzo pari a 25 kN/m³.

Per il terrapieno si è considerato invece un peso specifico di 20 kN/m³.

Si considera inoltre un carico uniformemente distribuito su una superficie di lunghezza pari a quella del terrapieno e larghezza pari a 4.5 m per tener conto della presenza del ballast sulla spalla.

Tale carico è ottenuto moltiplicando il peso specifico del ballast per uno spessore assunto pari a 0.8 m.

$$q = 20.0 \cdot 0.8 = 16.0 \text{ kN/m}^2$$

Le caratteristiche dell'impalcato ed i relativi carichi G1 e G2 sono invece riassunti nella tabella riportata di seguito.

IMPALCATO			
lunghezza travata	L	21.20	m
luce appoggi travata	L _a	20.00	m
larghezza totale impalcato	B	6.85	m
peso permanente strutturale	G ₁	3000	kN
peso permanenti non strutturali	G ₂	1380	kN

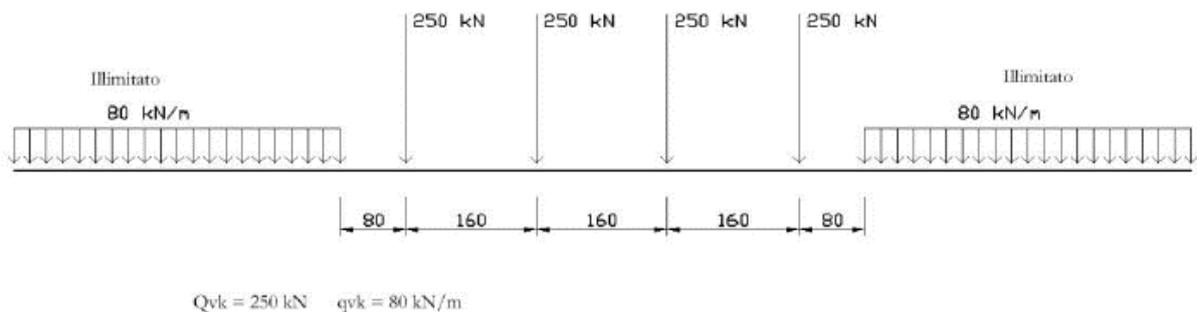
Le azioni verticali trasmesse alla spalla dall'impalcato, in corrispondenza dell'asse appoggi, sono quindi pari alla metà dei valori di G1 e G2 sopra riportati.

14.1.2 Carichi da traffico verticali (Q1)

L'opera è stata progettata considerando le sollecitazioni dovute al carico da traffico ferroviario, considerando i modelli LM71 e/o SW/2. Si riportano di seguito le caratteristiche dei modelli di traffico presi in esame.

➤ Modello di carico LM71

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2018 (par. 5.2.2.2.1.1), definiscono questo modello di carico tramite carichi concentrati e carichi distribuiti, riferiti all'asse dei binari.



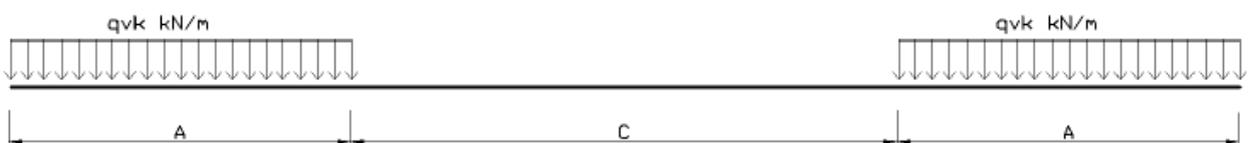
Carichi concentrati: quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m;

Carico distribuito: 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0,8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata.

Per questo modello di carico è prevista un'eccentricità del carico rispetto all'asse del binario.

➤ Modello di carico SW/2

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2018 (par. 5.2.2.2.1.2), definiscono questo modello di carico tramite solo carichi distribuiti.



SW/0

Carico distribuito	Qvk	133	KN/m
Lunghezza	A	15	m
Lunghezza	C	5.3	m

SW/2

Carico distribuito	Qvk	150	KN/m
Lunghezza	A	25	m
Lunghezza	C	7	m

In questo modello di carico non è prevista alcuna eccentricità del carico ferroviario. Le azioni di entrambi i modelli dovranno essere moltiplicate per un coefficiente di adattamento definito dalla seguente tabella (tab. 2.5.1.4.1.1 - RFI DTC SI PS MA IFS 001).

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE “ α ”
LM/71	1.10
SW/0	1.10
SW/2	1.00

14.1.3 Effetti dinamici

Per la definizione del coefficiente dinamico si segue quanto contenuto nel par.5.2.2.2.3 del DM 17.1.2018 che per l'opera in esame riporta:

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\Phi - 0.2}} + 0.73 \quad \text{con limitazione} \quad 1.00 \leq \Phi_3 \leq 2.00$$

14.1.4 Disposizione treni di carico

La disposizione dei treni di carico è stata individuata per ottenere le seguenti massime sollecitazioni:

- Sforzo Assiale: il convoglio è localizzato sostanzialmente al di sopra della spalla in esame; in aggiunta ai carichi da traffico trasmessi dall'impalcato, è stato considerato un sovraccarico accidentale agente sul terreno di riempimento della spalla pari a 57.3 kN/m². Questo valore è stato ottenuto, a favore di sicurezza, dalla ripartizione su una superficie di dimensioni 6.4 m x 3.0 m dei quattro carichi concentrati del modello di carico LM71:

$$q = \frac{4 \cdot 1.1 \cdot 250}{6.4 \cdot 3.0} = 57.3 \text{ kN/m}^2$$

Tale sovraccarico si considera uniformemente distribuito su una superficie di lunghezza pari a quella del terrapieno e larghezza pari a 3.0 m

- Momento Longitudinale: il convoglio è localizzato in corrispondenza della fine dell'impalcato; si considerano quindi esclusivamente le azioni trasmesse dagli apparecchi d'appoggio.
- Momento Trasversale: si è utilizzato lo stesso schema di posizionamento del massimo sforzo assiale per massimizzare poi le azioni sismiche trasversali.

14.1.5 Carichi da traffico orizzontali

14.1.5.1 Forza centrifuga (Q4)

L'azione centrifuga è schematizzata come una forza agente in direzione orizzontale perpendicolarmente al binario e verso l'esterno della curva, applicata ad 1,80 m al di sopra del p.f.. Il valore caratteristico della forza centrifuga si determina in accordo con la seguente espressione:

$$Q_{tk} = V^2 \cdot f \cdot (\alpha \cdot Q_{vk}) / (127 \cdot R)$$

- dove
- V velocità di progetto espressa in km/h
 - Q_{vk} valore caratteristico dei carichi verticali
 - R raggio di curvatura in m
 - f fattore di riduzione (rif. §2.5.1.4.3.1 [3])

raggio di curvatura	R	1300	m
velocità massima compatibile con il tracciato della linea	V _{max}	160	km/h
lunghezza di influenza della parte curva del binario	L _f	20	m
fattore di riduzione funzione della L _f e della V	f	0.83	

14.1.5.2 Serpeggio

La forza laterale indotta dal serpeggio si schematizza come una forza concentrata agente orizzontalmente perpendicolarmente all'asse del binario. Il valore caratteristico di tale forza è assunto pari a 100 kN. Tale valore deve essere moltiplicato per α ma non per il coefficiente di amplificazione dinamica. Essa si applicherà sia in rettilineo che in curva.

14.1.5.3 Frenatura ed avviamento (Q3)

Le forze di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale dello stesso. Dette forze sono da considerarsi uniformemente distribuite su una lunghezza di binario L determinata per ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento strutturale considerato. I valori da considerare sono i seguenti:

- ✓ avviamento: $Q_{la,k} = 33 \text{ kN/m} \cdot L \leq 1000 \text{ kN}$ per i modelli di carico LM71, SW/2
- ✓ frenatura: $Q_{lb,k} = 20 \text{ kN/m} \cdot L \leq 6000 \text{ kN}$ per i modelli di carico LM71
 $Q_{lb,k} = 35 \text{ kN/m}$ per i modelli di carico SW/2

I valori caratteristici dell'azione di frenatura e di avviamento devono essere moltiplicati per α e non devono essere moltiplicati per Φ . Nel caso di ponti a doppio binario si devono considerare due treni in transito in versi opposti, uno in fase di avviamento e l'altro in fase di frenatura.

14.1.5.4 Forza d'attrito (Q8)

Le forze parassitarie dei vincoli si esplicano in corrispondenza degli apparecchi d'appoggio mobili e, per equilibrio, sui corrispondenti fissi, per traslazione relativa impalcato-apparecchi d'appoggio. Essendo funzione del carico verticale, la sua definizione è associata ai coefficienti

moltiplicativi delle combinazioni γ e ψ dei carichi da peso proprio strutturali e non, e dei carichi verticali da traffico.

Per la valutazione delle coazioni generate è stato considerato un coefficiente d'attrito f pari a 0,04. Con riferimento a quanto riportato nel §2.5.1.6.3 [3] la forza agente sulle spalle per impalcati a travate isostatiche, facendo riferimento all'apparecchio d'appoggio maggiormente caricato si considera pari a:

$$F_a = f (V_G + V_Q)$$

dove V_G reazione verticale massima associata ai carichi permanenti

V_Q reazione verticale massima associata ai carichi mobili dinamizzati

14.1.6 Azione del Vento (Q5)

L'azione del vento viene ricondotta ad un'azione statica equivalente costituita da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici. Ricadendo nella classificazione ordinaria di ponti l'azione del vento è valutata come agente su una superficie continua, convenzionalmente alta 4m dal piano del ferro rappresentante il convoglio. L'altezza effettiva è valutata sia in funzione della presenza o meno del convoglio sia in funzione dell'altezza delle barriere antirumore, convenzionalmente alte 5m.

14.1.7 Riepilogo dei carichi elementari trasmessi dall'impalcato

Si riporta una tabella di sintesi dei carichi descritti nei precedenti paragrafi. I valori sono esplicitati in termini di risultante globale nel baricentro del muro frontale, in corrispondenza del piano degli appoggi.

	N [kN]	T_x [kN]	T_y [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
Carichi da traffico verticali	1736	-	-	174	260
Forza centrifuga	-	-	67	223	-
Serpeggio	-	-	100	162	-
Frenatura ed avviamento	-	742	-	-	-
Forza d'attrito	-	88	-	-	-
Vento ponte scarico	-	-	111	467	-
Vento ponte carico	-	-	133	663	-

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

14.1.8 Spinta litostatica del terrapieno

Si assume per il terreno a tergo delle spalle un angolo di attrito $\varphi' = 38^\circ$ ed un peso per unità di volume $\gamma_T = 20 \text{ kN/m}^3$.

Nell'ipotesi di spostamenti molto piccoli della struttura rispetto al terreno, la spinta del terrapieno viene valutata sulla base dello stato di riposo:

$$S(z) = k_0 \cdot \gamma_T \cdot z$$

in cui $k_0 = 1 - \text{sen}\varphi = 0.384$ è il coefficiente di spinta a riposo.

La risultante della spinta litostatica del terrapieno risulta quindi pari a:

S_0	1997	kN
-------	------	-----------

14.1.9 Spinta statica del ballast sul terrapieno

La spinta viene valutata considerando il carico uniformemente distribuito rappresentativo dello strato di ballast presente al di sopra del terrapieno, e descritto nel §6.1 della presente relazione. Nell'ipotesi di spostamenti molto piccoli della struttura rispetto al terreno, la spinta del ballast viene valutata sulla base dello stato di riposo:

$$S(z) = k_0 \cdot q$$

in cui $k_0 = 1 - \text{sen}\varphi = 0.384$ è il coefficiente di spinta a riposo.

La risultante della spinta statica del ballast sul terrapieno risulta quindi pari a:

$S_{0,\text{ballast}}$	214	kN
------------------------	-----	-----------

14.1.10 Spinta statica del sovraccarico agente sul terrapieno

La spinta viene valutata considerando il sovraccarico accidentale ottenuto dalla ripartizione dei quattro carichi concentrati del modello di carico LM71, come descritto nel §6.4 della presente relazione. Nell'ipotesi di spostamenti molto piccoli della struttura rispetto al terreno, la spinta del sovraccarico accidentale viene valutata sulla base dello stato di riposo:

$$S(z) = k_0 \cdot q$$

in cui $k_0 = 1 - \sin\varphi = 0.384$ è il coefficiente di spinta a riposo.

La risultante della spinta statica del sovraccarico agente sul terrapieno risulta quindi pari a:

$S_{0,q}$	512	kN
-----------	-----	----

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

14.1.11 Azione Sismica (E)

L'azione sismica di progetto è rappresentata dalla massima accelerazione al suolo, definita in base alla pericolosità sismica di base del sito ove sorge l'opera in oggetto, la vita di riferimento e le caratteristiche del sottosuolo.

Di seguito si riportano i parametri di input utilizzati per la definizione dell'azione sismica.

14.1.11.1 Inquadramento Sismico

La determinazione della pericolosità sismica di base è definita a partire dall'ubicazione dell'opera e dalle sue caratteristiche progettuali come la vita nominale V_N e la classe d'uso C_u . Sulla base del "Manuale di Progettazione delle Opere Civili". I parametri identificativi dell'opera sono:

Vita Nominale	Classe d'Uso	Coeff. D'uso
75	III	1.5

La geo-localizzazione permette di ottenere le coordinate geografiche delle singole opere e individuare puntualmente la domanda sismica secondo gli spettri normativi rappresentativi delle due componenti (orizzontale e verticale), ovvero determinare i singoli parametri indipendenti di riferimento.

In particolare, si è fatto riferimento alle seguenti coordinate:

Latitudine: 39.3307

Longitudine: 16.0416

14.1.11.2 Definizione della domanda sismica

Secondo le NTC2018 l'azione sismica viene considerata mediante spettri di risposta elastici in accelerazione. Sulla base dello studio geologico, i terreni in esame sono di tipo C, pianeggianti, tali da ricadere nella categoria topografica T1. Risulta quindi possibile tracciare lo spettro di riferimento normativo. Nei calcoli, per lo spettro orizzontale è stato applicato un fattore di struttura $q=1.5$.

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

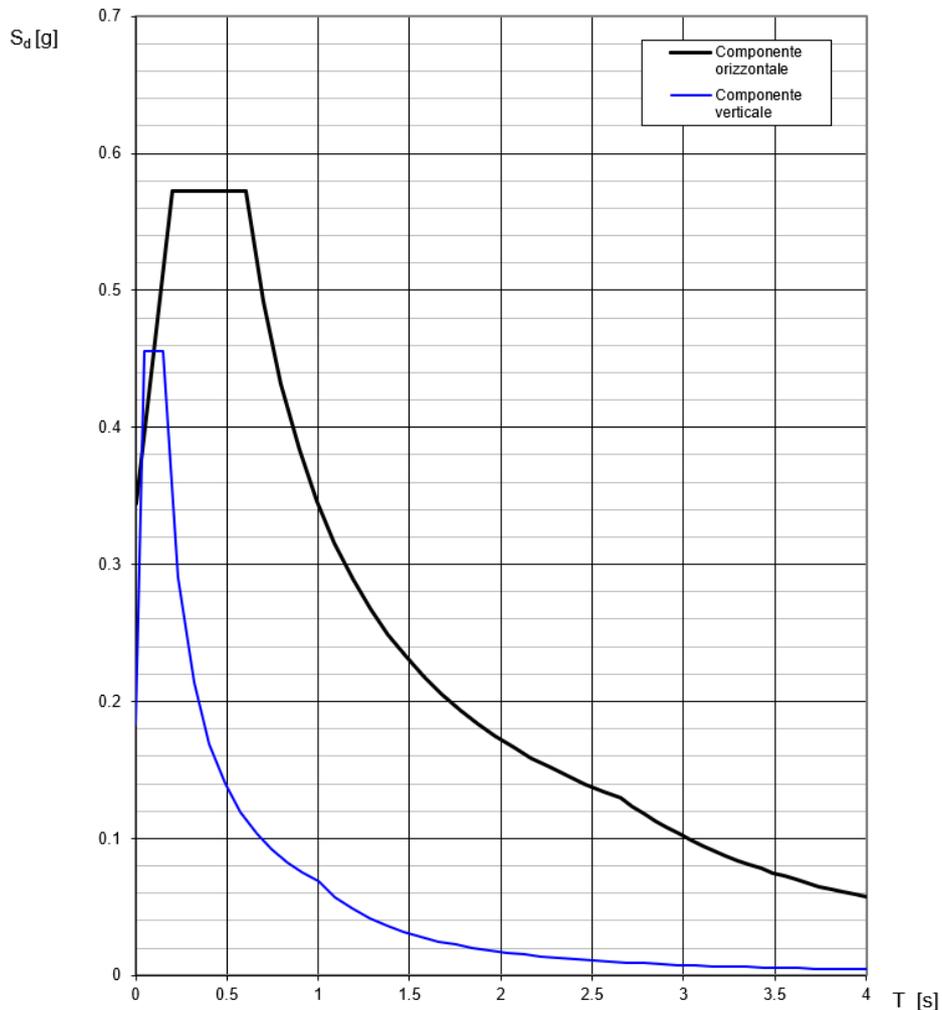


Figura 44 – Spettri di risposta per lo SLV

14.1.11.3 Calcolo dell'azione Sismica

L'azione sismica viene considerata attraverso un'analisi pseudo-statica. In particolare, le azioni di inerzia in direzione orizzontale sono calcolate come:

$$F_h = k_h \cdot W$$

in cui k_h è il coefficiente sismico orizzontale:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

L'accelerazione orizzontale a_{max} viene ricavata dallo spettro di progetto in corrispondenza del periodo T_B .

Il coefficiente β_m assume valore unitario.

Per le azioni inerziali in direzione verticale, invece, risulta valida la seguente espressione:

$$F_v = k_v \cdot W$$

dove:

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

Si ottengono di conseguenza i seguenti valori:

a_{max}	0.572	g
k_h	0.572	-
k_v	0.286	-

- Spinta del terrapieno in condizioni sismiche

La spinta esercitata dal terrapieno in condizioni sismiche viene valutata con la teoria di Mononobe-Okabe, considerando il raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite attivo:

$$S_{a,E} = S_a + \Delta S_{a,E}$$

dove S_a rappresenta la spinta attiva del terreno valutata in condizioni statiche, e $\Delta S_{a,E}$ l'incremento dovuto all'azione sismica.

In particolare, la spinta attiva in condizioni statiche è:

$$S_a(z) = k_a \cdot \gamma_T \cdot z$$

dove k_a viene valutato con la formula di Rankine:

$$k_a = \frac{1 - \operatorname{sen}\varphi'}{1 + \operatorname{sen}\varphi'} = 0.238$$

La risultante della spinta attiva in condizioni statiche è quindi pari a:

S_a	1236	kN
-------	------	----

L'espressione di Mononobe-Okabe permette di calcolare direttamente la risultante delle due componenti, che risulta quindi pari a:

$$S_{a,E}(z) = k_{a,E} \cdot \gamma_T \cdot z \cdot (1 \pm k_v)$$

Il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche viene calcolato come:

$$K_{a,E} = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\alpha \cdot \sin(\alpha - \delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\sin(\alpha - \delta - \theta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

dove:

- α = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del paramento del muro, pari a 90°;
- φ = angolo d'attrito del terrapieno, pari a 38°;
- δ = angolo d'attrito muro-terreno, pari a 0°;
- β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno, pari a 0°.

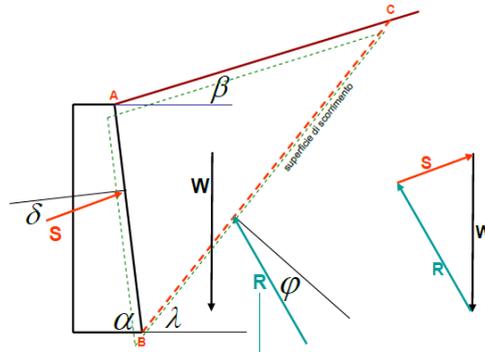


Figura 45 – Parametri per il calcolo del coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche

L'angolo θ tiene conto invece della presenza della componente verticale dell'azione sismica:

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

In particolare, nel calcolo di θ e in quello di $S_{a,E}$ si è considerato solo il caso $1 - k_v$ essendo risultato essere quello più gravoso.

In questo caso k_h e k_v sono calcolati considerando un'accelerazione orizzontale pari a:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

- S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T);
- a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Si ottengono di conseguenza i seguenti valori:

a_{max}	0.345	g
k_h	0.345	-
k_v	0.172	-
k_{aE}	0.540	-

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

La risultante della spinta attiva in condizioni sismiche è quindi pari a:

$S_{a,E}$	2324	kN
-----------	------	-----------

– **Spinta del ballast sul terrapieno in condizioni sismiche**

La spinta viene valutata, attraverso l'espressione di Mononobe-Okabe, considerando il carico uniformemente distribuito rappresentativo dello strato di ballast presente al di sopra del terrapieno, nell'ipotesi di raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite attivo:

$$S_{a,E}(z) = k_{a,E} \cdot q \cdot (1 - k_v)$$

in cui:

- q è il carico del ballast;
- $k_{a,E}$ è il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche.

La risultante della spinta del ballast sul terrapieno in condizioni sismiche è quindi pari a:

$S_{a,E,ballast}$	250	kN
-------------------	-----	-----------

– **Spinta del sovraccarico agente sul terrapieno in condizioni sismiche**

La spinta viene valutata, attraverso l'espressione di Mononobe-Okabe, considerando il sovraccarico accidentale ottenuto dalla ripartizione dei quattro carichi concentrati del modello di carico LM71, nell'ipotesi di raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite attivo:

$$S_{a,E}(z) = k_{a,E} \cdot q \cdot (1 - k_v)$$

in cui:

- q è il sovraccarico accidentale;
- $k_{a,E}$ è il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

La risultante della spinta del sovraccarico agente sul terrapieno in condizioni sismiche è quindi pari a:

$S_{a,E,q}$	596	kN
-------------	-----	----

– *Azioni di inerzia legate alla massa dell'impalcato*

Le azioni inerziali trasmesse dall'impalcato sono dovute alla massa degli elementi strutturali e non strutturali, ed al 20% della massa dei treni di carico teorici considerati.

Si riassumono di seguito le azioni verticali provenienti dall'impalcato ed agenti sugli apparecchi d'appoggio.

Carichi permanenti strutturali	g1	1500	kN
Carichi permanenti non strutturali	g2	690	kN
Carichi da traffico verticali	Q1	1736	kN

In direzione longitudinale l'inerzia di tutto l'impalcato viene assorbita dalla spalla con sistema di vincolo di tipo fisso, mentre nella direzione trasversale e in quella verticale viene ripartita fra le due sottostrutture.

$$F_{h,long} = 2 \cdot k_h \cdot (g_1 + g_2 + 0.2 \cdot Q_1)$$

$$F_{h,trasv} = k_h \cdot (g_1 + g_2 + 0.2 \cdot Q_1)$$

$$F_v = k_v \cdot (g_1 + g_2 + 0.2 \cdot Q_1)$$

– *Azioni di inerzia legate alla massa degli elementi strutturali*

Le azioni di inerzia degli elementi strutturali sono calcolate come:

$$F_h = k_h \cdot W$$

dove W è il peso dei diversi elementi strutturali che compongono la spalla.

In direzione verticale, invece, la risultante della forza di inerzia viene calcolata come:

$$F_v = k_v \cdot W$$

– **Azioni di inerzia legate alla massa del terrapieno**

La risultante della forza di inerzia in direzione orizzontale viene calcolata come:

$$F_h = k_h \cdot W$$

dove W è il peso del volume di terreno all'interno della spalla.

In direzione verticale, invece, la risultante della forza di inerzia viene calcolata come:

$$F_v = k_v \cdot W$$

– **Azioni di inerzia legate alla massa del ballast sul terrapieno**

La risultante della forza d'inerzia in direzione orizzontale è calcolata come:

$$F_h = k_h \cdot W_b$$

dove W_b è il peso complessivo del ballast presente sul terrapieno.

– **Azioni di inerzia legate al sovraccarico agente sul terrapieno**

La risultante della forza d'inerzia in direzione orizzontale è calcolata come:

$$F_h = k_h \cdot W_q$$

dove W_q è il peso complessivo del sovraccarico accidentale agente sul terrapieno.

14.2 Combinazioni di carico

Le sollecitazioni dovute ai carichi descritti nei paragrafi precedenti sono state combinate in ottemperanza alle NTC18, secondo quanto riportato nei paragrafi 2.5.3, 5.1.3.12.

Si riportano di seguito tutte le combinazioni analizzate, ed i valori dei coefficienti assunti per le singole condizioni di carico elementari.

Caso di carico	SLU_1	SLU_2	SLV_1	SLV_2	SLV_3
Peso proprio elementi strutturali	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00
Peso proprio ballast	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico accidentale	1.45	0.00	0.20	0.20	0.20
Permanenti strutturali impalcato	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali impalcato	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00
Carichi mobili impalcato	1.45	1.45	0.20	0.20	0.20
Spinta litostatica	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00
Spinta statica ballast	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00
Spinta statica sovraccarico	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00
Frenatura/avviamento	1.45	1.45	0.00	0.00	0.00
Azione centrifuga	0.73	0.73	0.00	0.00	0.00
Serpeggio	0.73	0.73	0.00	0.00	0.00
Vento	0.90	0.90	0.00	0.00	0.00
Resistenze parassite permanenti	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00
Resistenze parassite mobili	1.45	1.45	0.20	0.20	0.20
Inerzia elementi strutturali X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Inerzia elementi strutturali Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Inerzia elementi strutturali Z	0.00	0.00	0.30	0.30	1.00
Inerzia impalcato X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Inerzia impalcato Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Inerzia impalcato Z	0.00	0.00	0.30	0.30	1.00
Inerzia terrapieno X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Inerzia terrapieno Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Inerzia terrapieno Z	0.00	0.00	0.30	0.30	1.00
Inerzia ballast X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Inerzia ballast Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Inerzia sovraccarico accidentale X	0.00	0.00	0.20	0.06	0.06
Inerzia sovraccarico accidentale Y	0.00	0.00	0.06	0.20	0.06
Spinta attiva terrapieno	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
Sovraspinta sismica terrapieno X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Sovraspinta sismica terrapieno Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Spinta sismica ballast X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Spinta sismica ballast Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Spinta sismica sovraccarico accidentale X	0.00	0.00	0.20	0.06	0.06
Spinta sismica sovraccarico accidentale Y	0.00	0.00	0.06	0.20	0.06

In particolar modo, sono state definite 2 combinazioni di carico in condizioni statiche (SLU) e 3 in condizioni sismiche (SLV), in modo da considerare l'azione sismica prevalente nelle tre direzioni principali della struttura. Le sollecitazioni sono state calcolate alla base del muro frontale, considerando una striscia di larghezza unitaria, e all'intradosso della platea di fondazione.

14.3 Sollecitazione alla base del muro frontale

	N [kN]	T_x [kN]	T_y [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
SLU_1	983	428	28	-275	1548
SLU_2	983	362	28	-275	1352
SLV_1	591	929	93	-375	3472
SLV_2	591	346	311	-1240	1230
SLV_3	699	346	93	-375	1237

14.4 Sollecitazione intradosso fondazione

	N [kN]	T_x [kN]	T_y [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
SLU_1	28820	5055	240	-2811	12921
SLU_2	27050	4312	240	-2811	13937
SLV_1	19409	14902	3511	-14069	54685
SLV_2	19409	5407	11702	-46815	15004
SLV_3	22988	5407	3511	-14069	13906

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

14.5 Pali di fondazione

La progettazione del plinto di fondazione vede la determinazione dello stato sollecitativo in funzione dell'interazione tra pali e terreno di fondazione. È lecito ipotizzare la platea come infinitamente rigida e dedurre le sollecitazioni agenti in testa palo attraverso la relazione:

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

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

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

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

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

dove H_l , H_t sono le azioni orizzontali nelle due direzioni principali del ponte.

Si riportano di seguito le coordinate dei pali rispetto al baricentro della platea di fondazione:

PALO	X (m)	Y (m)
1	-3.75	4.50
2	0.00	4.50
3	3.75	4.50
4	-3.75	0.00
5	0.00	0.00
6	3.75	0.00
7	-3.75	-4.50
8	0.00	-4.50
9	3.75	-4.50

Il dimensionamento dei pali di fondazione è riportato nell'elaborato specifico.

Si riassumono di seguito le azioni in corrispondenza dell'intradosso della fondazione, calcolate utilizzando un coefficiente amplificativo nelle combinazioni SLV pari a 1.10, secondo quanto stabilito nel §7.2.5 delle NTC 2018 per le strutture in CD"B".

	N	T_x	T_y	M_x	M_y
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
SLU_1	28820	5055	240	-2811	12921
SLU_2	27050	4312	240	-2811	13937
SLV_1	21350	16392	3862	-15476	60153
SLV_2	21350	5947	12872	-51496	16505
SLV_3	25287	5947	3862	-15476	15297

In funzione di tali azioni è stato calcolato lo sforzo assiale massimo e minimo agente nei pali di fondazione.

	N_{max}	N_{min}	V
	[kN]	[kN]	[kN]
SLU_1	3806	2599	562
SLU_2	3647	2364	480
SLV_1	5288	-543	1871
SLV_2	5272	-528	1576
SLV_3	4064	1555	788

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

15. VI05 - SPALLA A

Oggetto del presente paragrafo è il predimensionamento delle spalle del viadotto ferroviario, a singolo binario, *VI05*. In particolare, si analizza la *Spalla A*, caratterizzata da un sistema di vincolo dell'impalcato in direzione longitudinale di tipo fisso. Tale relazione si ritiene pertanto valida per entrambe le spalle.

Il viadotto è costituito da:

- n° 1 campata isostatica a singolo binario in struttura mista acciaio-clc di lunghezza pari a 30.00 m.

La spalla è costituita da una paratia di pali ϕ 1000 ad interasse 1.20 m e da una trave di coronamento di spessore 2.00 m e altezza 1.50 m. Sono presenti, inoltre, due muri di risvolto di spessore 1.45 m nella parte inferiore e 0.50 m in quella superiore, a contenimento del rilevato.

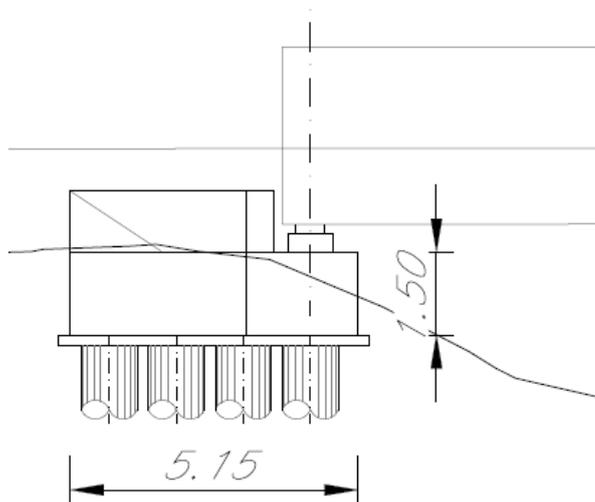


Figura 46 – Prospetto longitudinale spalla

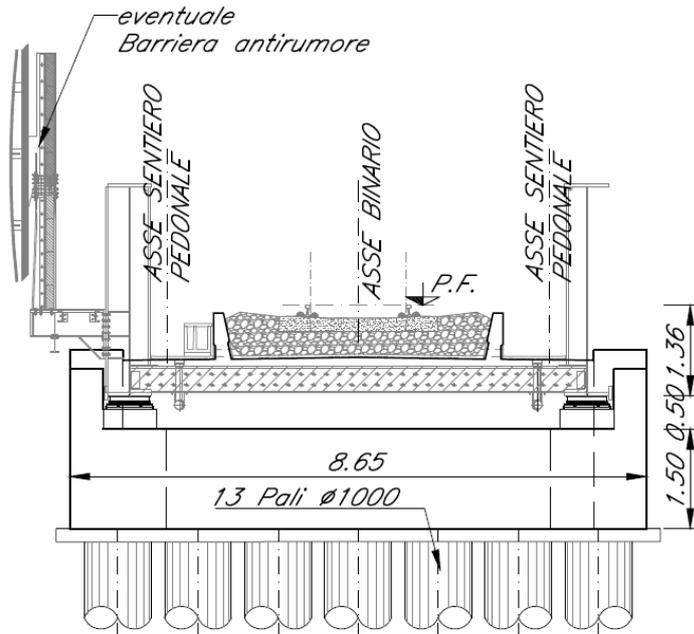


Figura 47 – Sezione trasversale spalla

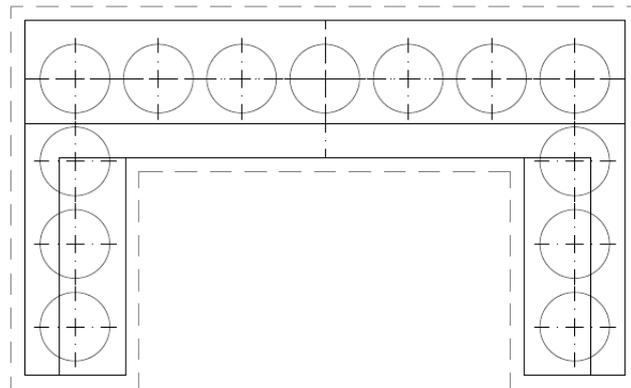


Figura 48 – Pianta spalla

15.1 Analisi dei carichi

15.1.1 *Permanenti strutturali e non (G1 e G2)*

I pesi degli elementi strutturali sono calcolati utilizzando un peso di volume del calcestruzzo pari a 25 kN/m³.

Per il terrapieno si è considerato invece un peso specifico di 20 kN/m³.

Si considera inoltre un carico uniformemente distribuito su una superficie di lunghezza pari a quella del terrapieno e larghezza pari a 4.5 m per tener conto della presenza del ballast sulla spalla.

Tale carico è ottenuto moltiplicando il peso specifico del ballast per uno spessore assunto pari a 0.8 m.

$$q = 20.0 \cdot 0.8 = 16.0 \text{ kN/m}^2$$

Le caratteristiche dell'impalcato ed i relativi carichi G1 e G2 sono invece riassunti nella tabella riportata di seguito.

IMPALCATO			
lunghezza travata	L	31.00	m
luce appoggi travata	L _a	30.00	m
larghezza totale impalcato	B	6.85	m
peso permanente strutturale	G ₁	4500	kN
peso permanenti non struttrutturali	G ₂	2050	kN

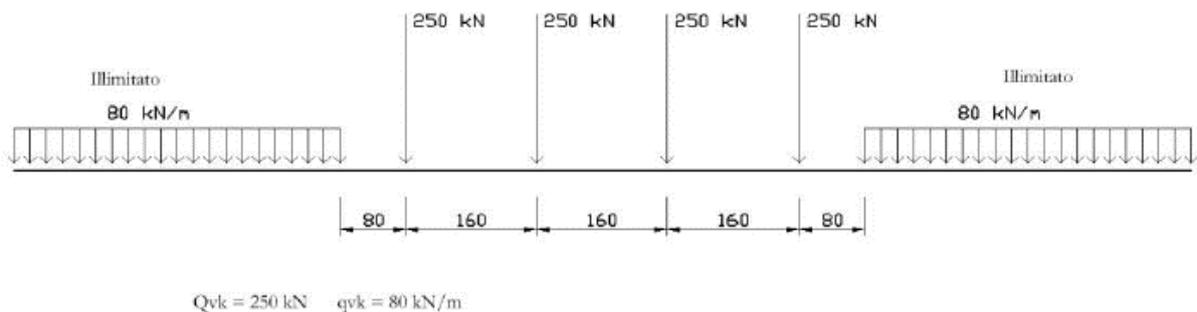
Le azioni verticali trasmesse alla spalla dall'impalcato, in corrispondenza dell'asse appoggi, sono quindi pari alla metà dei valori di G1 e G2 sopra riportati.

15.1.2 Carichi da traffico verticali (Q1)

L'opera è stata progettata considerando le sollecitazioni dovute al carico da traffico ferroviario, considerando i modelli LM71 e/o SW/2. Si riportano di seguito le caratteristiche dei modelli di traffico presi in esame.

➤ Modello di carico LM71

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2018 (par. 5.2.2.2.1.1), definiscono questo modello di carico tramite carichi concentrati e carichi distribuiti, riferiti all'asse dei binari.



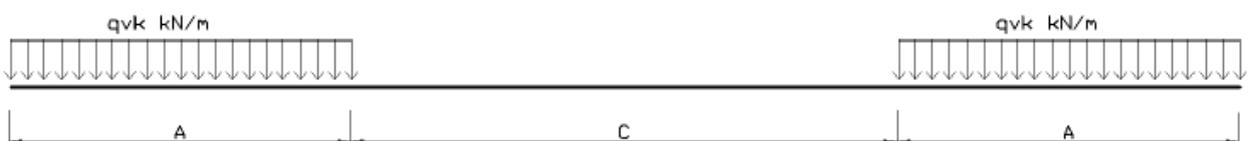
Carichi concentrati: quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m;

Carico distribuito: 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0,8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata.

Per questo modello di carico è prevista un'eccentricità del carico rispetto all'asse del binario.

➤ Modello di carico SW/2

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2018 (par. 5.2.2.2.1.2), definiscono questo modello di carico tramite solo carichi distribuiti.



SW/0

Carico distribuito	Qvk	133	KN/m
Lunghezza	A	15	m
Lunghezza	C	5.3	m

SW/2

Carico distribuito	Qvk	150	KN/m
Lunghezza	A	25	m
Lunghezza	C	7	m

In questo modello di carico non è prevista alcuna eccentricità del carico ferroviario. Le azioni di entrambi i modelli dovranno essere moltiplicate per un coefficiente di adattamento definito dalla seguente tabella (tab. 2.5.1.4.1.1 - RFI DTC SI PS MA IFS 001).

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE “α”
LM/71	1.10
SW/0	1.10
SW/2	1.00

15.1.3 Effetti dinamici

Per la definizione del coefficiente dinamico si segue quanto contenuto nel par.5.2.2.2.3 del DM 17.1.2018 che per l'opera in esame riporta:

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\Phi} - 0.2} + 0.73 \quad \text{con limitazione} \quad 1.00 \leq \Phi_3 \leq 2.00$$

15.1.4 Disposizione treni di carico

La disposizione dei treni di carico è stata individuata per ottenere le seguenti massime sollecitazioni:

- Sforzo Assiale: il convoglio è localizzato sostanzialmente al di sopra della spalla in esame; in aggiunta ai carichi da traffico trasmessi dall'impalcato, è stato considerato un sovraccarico accidentale agente sul terreno di riempimento della spalla pari a 57.3 kN/m². Questo valore è stato ottenuto, a favore di sicurezza, dalla ripartizione su una superficie di dimensioni 6.4 m x 3.0 m dei quattro carichi concentrati del modello di carico LM71:

$$q = \frac{4 \cdot 1.1 \cdot 250}{6.4 \cdot 3.0} = 57.3 \text{ kN/m}^2$$

Tale sovraccarico si considera uniformemente distribuito su una superficie di lunghezza pari a quella del terrapieno e larghezza pari a 3.0 m

- Momento Longitudinale: il convoglio è localizzato in corrispondenza della fine dell'impalcato; si considerano quindi esclusivamente le azioni trasmesse dagli apparecchi d'appoggio.
- Momento Trasversale: si è utilizzato lo stesso schema di posizionamento del massimo sforzo assiale per massimizzare poi le azioni sismiche trasversali.

15.1.5 Carichi da traffico orizzontali

15.1.5.1 Forza centrifuga (Q4)

L'azione centrifuga è schematizzata come una forza agente in direzione orizzontale perpendicolarmente al binario e verso l'esterno della curva, applicata ad 1,80 m al di sopra del p.f.. Il valore caratteristico della forza centrifuga si determina in accordo con la seguente espressione:

$$Q_{tk} = V^2 \cdot f \cdot (\alpha \cdot Q_{vk}) / (127 \cdot R)$$

- dove
- V velocità di progetto espressa in km/h
 - Q_{vk} valore caratteristico dei carichi verticali
 - R raggio di curvatura in m
 - f fattore di riduzione (rif. §2.5.1.4.3.1 [3])

raggio di curvatura	R	1300	m
velocità massima compatibile con il tracciato della linea	V _{max}	160	km/h
lunghezza di influenza della parte curva del binario	L _f	30	m
fattore di riduzione funzione della L _f e della V	f	0.81	

15.1.5.2 Serpeggio

La forza laterale indotta dal serpeggio si schematizza come una forza concentrata agente orizzontalmente perpendicolarmente all'asse del binario. Il valore caratteristico di tale forza è assunto pari a 100 kN. Tale valore deve essere moltiplicato per α ma non per il coefficiente di amplificazione dinamica. Essa si applicherà sia in rettilineo che in curva.

15.1.5.3 Frenatura ed avviamento (Q3)

Le forze di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale dello stesso. Dette forze sono da considerarsi uniformemente distribuite su una lunghezza di binario L determinata per ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento strutturale considerato. I valori da considerare sono i seguenti:

- ✓ avviamento: $Q_{la,k} = 33 \text{ kN/m} \cdot L \leq 1000 \text{ kN}$ per i modelli di carico LM71,SW/2
- ✓ frenatura: $Q_{lb,k} = 20 \text{ kN/m} \cdot L \leq 6000 \text{ kN}$ per i modelli di carico LM71
 $Q_{lb,k} = 35 \text{ kN/m}$ per i modelli di carico SW/2

I valori caratteristici dell'azione di frenatura e di avviamento devono essere moltiplicati per α e non devono essere moltiplicati per Φ . Nel caso di ponti a doppio binario si devono considerare due treni in transito in versi opposti, uno in fase di avviamento e l'altro in fase di frenatura.

15.1.5.4 Forza d'attrito (Q8)

Le forze parassitarie dei vincoli si esplicano in corrispondenza degli apparecchi d'appoggio mobili e, per equilibrio, sui corrispondenti fissi, per traslazione relativa impalcato-apparecchi d'appoggio. Essendo funzione del carico verticale, la sua definizione è associata ai coefficienti

moltiplicativi delle combinazioni γ e ψ dei carichi da peso proprio strutturali e non, e dei carichi verticali da traffico.

Per la valutazione delle coazioni generate è stato considerato un coefficiente d'attrito f pari a 0,04. Con riferimento a quanto riportato nel §2.5.1.6.3 [3] la forza agente sulle spalle per impalcati a travate isostatiche, facendo riferimento all'apparecchio d'appoggio maggiormente caricato si considera pari a:

$$F_a = f (V_G + V_Q)$$

dove V_G reazione verticale massima associata ai carichi permanenti

V_Q reazione verticale massima associata ai carichi mobili dinamizzati

15.1.6 Azione del Vento (Q5)

L'azione del vento viene ricondotta ad un'azione statica equivalente costituita da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici. Ricadendo nella classificazione ordinaria di ponti l'azione del vento è valutata come agente su una superficie continua, convenzionalmente alta 4m dal piano del ferro rappresentante il convoglio. L'altezza effettiva è valutata sia in funzione della presenza o meno del convoglio sia in funzione dell'altezza delle barriere antirumore, convenzionalmente alte 5m.

15.1.7 Riepilogo dei carichi elementari trasmessi dall'impalcato

Si riporta una tabella di sintesi dei carichi descritti nei precedenti paragrafi. I valori sono esplicitati in termini di risultante globale nel baricentro del muro frontale, in corrispondenza del piano degli appoggi.

	N	T_x	T_y	M_x	M_y
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
Carichi da traffico verticali	2322	-	-	232	348
Forza centrifuga	-	-	112	371	-
Serpeggio	-	-	100	162	-
Frenatura ed avviamento	-	875	-	-	-
Forza d'attrito	-	131	-	-	-
Vento ponte scarico	-	-	163	684	-
Vento ponte carico	-	-	194	969	-

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

15.1.8 Spinta litostatica del terrapieno

Si assume per il terreno a tergo delle spalle un angolo di attrito $\varphi' = 38^\circ$ ed un peso per unità di volume $\gamma_T = 20 \text{ kN/m}^3$.

Nell'ipotesi di spostamenti molto piccoli della struttura rispetto al terreno, la spinta del terrapieno viene valutata sulla base dello stato di riposo:

$$S(z) = k_0 \cdot \gamma_T \cdot z$$

in cui $k_0 = 1 - \text{sen}\varphi = 0.384$ è il coefficiente di spinta a riposo.

La risultante della spinta litostatica del terrapieno risulta quindi pari a:

S_0	242	kN
-------	-----	----

15.1.9 Spinta statica del ballast sul terrapieno

La spinta viene valutata considerando il carico uniformemente distribuito rappresentativo dello strato di ballast presente al di sopra del terrapieno, e descritto nel §6.1 della presente relazione. Nell'ipotesi di spostamenti molto piccoli della struttura rispetto al terreno, la spinta del ballast viene valutata sulla base dello stato di riposo:

$$S(z) = k_0 \cdot q$$

in cui $k_0 = 1 - \text{sen}\varphi = 0.384$ è il coefficiente di spinta a riposo.

La risultante della spinta statica del ballast sul terrapieno risulta quindi pari a:

$S_{0,\text{ballast}}$	75	kN
------------------------	----	----

15.1.10 Spinta statica del sovraccarico agente sul terrapieno

La spinta viene valutata considerando il sovraccarico accidentale ottenuto dalla ripartizione dei quattro carichi concentrati del modello di carico LM71, come descritto nel §6.4 della presente relazione. Nell'ipotesi di spostamenti molto piccoli della struttura rispetto al terreno, la spinta del sovraccarico accidentale viene valutata sulla base dello stato di riposo:

$$S(z) = k_0 \cdot q$$

in cui $k_0 = 1 - \sin\varphi = 0.384$ è il coefficiente di spinta a riposo.

La risultante della spinta statica del sovraccarico agente sul terrapieno risulta quindi pari a:

$S_{0,q}$	178	kN
-----------	-----	----

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

15.1.11 Azione Sismica (E)

L'azione sismica di progetto è rappresentata dalla massima accelerazione al suolo, definita in base alla pericolosità sismica di base del sito ove sorge l'opera in oggetto, la vita di riferimento e le caratteristiche del sottosuolo.

Di seguito si riportano i parametri di input utilizzati per la definizione dell'azione sismica.

15.1.11.1 Inquadramento Sismico

La determinazione della pericolosità sismica di base è definita a partire dall'ubicazione dell'opera e dalle sue caratteristiche progettuali come la vita nominale V_N e la classe d'uso C_u . Sulla base del "Manuale di Progettazione delle Opere Civili". I parametri identificativi dell'opera sono:

Vita Nominale	Classe d'Uso	Coeff. D'uso
75	III	1.5

La geo-localizzazione permette di ottenere le coordinate geografiche delle singole opere e individuare puntualmente la domanda sismica secondo gli spettri normativi rappresentativi delle due componenti (orizzontale e verticale), ovvero determinare i singoli parametri indipendenti di riferimento.

In particolare, si è fatto riferimento alle seguenti coordinate:

Latitudine: 39.3307

Longitudine: 16.0416

15.1.11.2 Definizione della domanda sismica

Secondo le NTC2018 l'azione sismica viene considerata mediante spettri di risposta elastici in accelerazione. Sulla base dello studio geologico, i terreni in esame sono di tipo C, pianeggianti, tali da ricadere nella categoria topografica T1. Risulta quindi possibile tracciare lo spettro di riferimento normativo. Nei calcoli, per lo spettro orizzontale è stato applicato un fattore di struttura $q=1.5$.

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

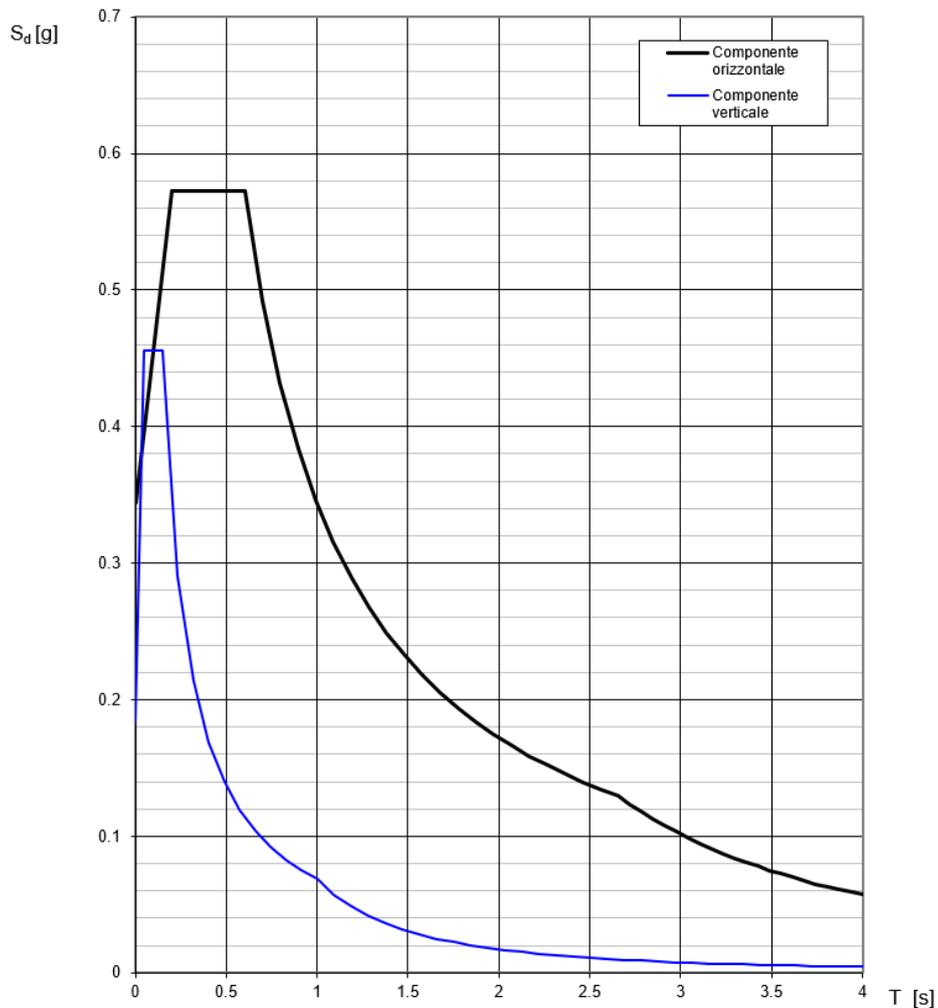


Figura 49 – Spettri di risposta per lo SLV

15.1.11.3 Calcolo dell'azione Sismica

L'azione sismica viene considerata attraverso un'analisi pseudo-statica. In particolare, le azioni di inerzia in direzione orizzontale sono calcolate come:

$$F_h = k_h \cdot W$$

in cui k_h è il coefficiente sismico orizzontale:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

L'accelerazione orizzontale a_{max} viene ricavata dallo spettro di progetto in corrispondenza del periodo T_B .

Il coefficiente β_m assume valore unitario.

Per le azioni inerziali in direzione verticale, invece, risulta valida la seguente espressione:

$$F_v = k_v \cdot W$$

dove:

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

Si ottengono di conseguenza i seguenti valori:

a_{max}	0.572	g
k_h	0.572	-
k_v	0.286	-

- Spinta del terrapieno in condizioni sismiche

La spinta esercitata dal terrapieno in condizioni sismiche viene valutata con la teoria di Mononobe-Okabe, considerando il raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite attivo:

$$S_{a,E} = S_a + \Delta S_{a,E}$$

dove S_a rappresenta la spinta attiva del terreno valutata in condizioni statiche, e $\Delta S_{a,E}$ l'incremento dovuto all'azione sismica.

In particolare, la spinta attiva in condizioni statiche è:

$$S_a(z) = k_a \cdot \gamma_T \cdot z$$

dove k_a viene valutato con la formula di Rankine:

$$k_a = \frac{1 - \operatorname{sen}\varphi'}{1 + \operatorname{sen}\varphi'} = 0.238$$

La risultante della spinta attiva in condizioni statiche è quindi pari a:

S_a	150	kN
----------------------	-----	-----------

L'espressione di Mononobe-Okabe permette di calcolare direttamente la risultante delle due componenti, che risulta quindi pari a:

$$S_{a,E}(z) = k_{a,E} \cdot \gamma_T \cdot z \cdot (1 \pm k_v)$$

Il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche viene calcolato come:

$$K_{a,E} = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\alpha \cdot \sin(\alpha - \delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\sin(\alpha - \delta - \theta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

dove:

- α = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del paramento del muro, pari a 90°;
- φ = angolo d'attrito del terrapieno, pari a 38°;
- δ = angolo d'attrito muro-terreno, pari a 0°;
- β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno, pari a 0°.

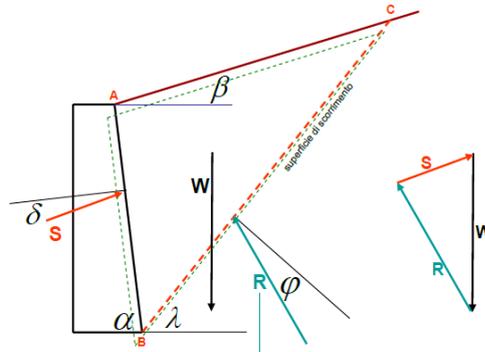


Figura 50 – Parametri per il calcolo del coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche

L'angolo θ tiene conto invece della presenza della componente verticale dell'azione sismica:

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

In particolare, nel calcolo di θ e in quello di $S_{a,E}$ si è considerato solo il caso $1 - k_v$ essendo risultato essere quello più gravoso.

In questo caso k_h e k_v sono calcolati considerando un'accelerazione orizzontale pari a:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

- S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T);
- a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Si ottengono di conseguenza i seguenti valori:

a_{max}	0.345	g
k_h	0.345	-
k_v	0.172	-
k_{aE}	0.540	-

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

La risultante della spinta attiva in condizioni sismiche è quindi pari a:

$S_{a,E}$	282	kN
-----------	-----	----

– **Spinta del ballast sul terrapieno in condizioni sismiche**

La spinta viene valutata, attraverso l'espressione di Mononobe-Okabe, considerando il carico uniformemente distribuito rappresentativo dello strato di ballast presente al di sopra del terrapieno, nell'ipotesi di raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite attivo:

$$S_{a,E}(z) = k_{a,E} \cdot q \cdot (1 - k_v)$$

in cui:

- q è il carico del ballast;
- $k_{a,E}$ è il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche.

La risultante della spinta del ballast sul terrapieno in condizioni sismiche è quindi pari a:

$S_{a,E,ballast}$	87	kN
-------------------	----	----

– **Spinta del sovraccarico agente sul terrapieno in condizioni sismiche**

La spinta viene valutata, attraverso l'espressione di Mononobe-Okabe, considerando il sovraccarico accidentale ottenuto dalla ripartizione dei quattro carichi concentrati del modello di carico LM71, nell'ipotesi di raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite attivo:

$$S_{a,E}(z) = k_{a,E} \cdot q \cdot (1 - k_v)$$

in cui:

- q è il sovraccarico accidentale;
- $k_{a,E}$ è il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche.

La risultante della spinta del sovraccarico agente sul terrapieno in condizioni sismiche è quindi pari a:

$S_{a,E,q}$	208	kN
-------------	-----	----

– **Azioni di inerzia legate alla massa dell'impalcato**

Le azioni inerziali trasmesse dall'impalcato sono dovute alla massa degli elementi strutturali e non strutturali, ed al 20% della massa dei treni di carico teorici considerati.

Si riassumono di seguito le azioni verticali provenienti dall'impalcato ed agenti sugli apparecchi d'appoggio.

Carichi permanenti strutturali	g1	2250	kN
Carichi permanenti non strutturali	g2	1025	kN
Carichi da traffico verticali	Q1	2322	kN

In direzione longitudinale l'inerzia di tutto l'impalcato viene assorbita dalla spalla con sistema di vincolo di tipo fisso, mentre nella direzione trasversale e in quella verticale viene ripartita fra le due sottostrutture.

$$F_{h,long} = 2 \cdot k_h \cdot (g_1 + g_2 + 0.2 \cdot Q_1)$$

$$F_{h,trasv} = k_h \cdot (g_1 + g_2 + 0.2 \cdot Q_1)$$

$$F_v = k_v \cdot (g_1 + g_2 + 0.2 \cdot Q_1)$$

– **Azioni di inerzia legate alla massa degli elementi strutturali**

Le azioni di inerzia degli elementi strutturali sono calcolate come:

$$F_h = k_h \cdot W$$

dove W è il peso dei diversi elementi strutturali che compongono la spalla.

In direzione verticale, invece, la risultante della forza di inerzia viene calcolata come:

$$F_v = k_v \cdot W$$

15.2 Combinazioni di carico

Le sollecitazioni dovute ai carichi descritti nei paragrafi precedenti sono state combinate in ottemperanza alle NTC18, secondo quanto riportato nei paragrafi 2.5.3, 5.1.3.12.

Si riportano di seguito tutte le combinazioni analizzate, ed i valori dei coefficienti assunti per le singole condizioni di carico elementari.

Caso di carico	SLU_1	SLU_2	SLV_1	SLV_2	SLV_3
Peso proprio elementi strutturali	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00
Peso proprio ballast	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico accidentale	1.45	0.00	0.20	0.20	0.20
Permanenti strutturali impalcato	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali impalcato	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00
Carichi mobili impalcato	1.45	1.45	0.20	0.20	0.20
Spinta litostatica	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00
Spinta statica ballast	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00
Spinta statica sovraccarico	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00
Frenatura/avviamento	1.45	1.45	0.00	0.00	0.00
Azione centrifuga	0.73	0.73	0.00	0.00	0.00
Serpeggio	0.73	0.73	0.00	0.00	0.00
Vento	0.90	0.90	0.00	0.00	0.00
Resistenze parassite permanenti	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00
Resistenze parassite mobili	1.45	1.45	0.20	0.20	0.20
Inerzia elementi strutturali X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Inerzia elementi strutturali Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Inerzia elementi strutturali Z	0.00	0.00	0.30	0.30	1.00
Inerzia impalcato X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Inerzia impalcato Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Inerzia impalcato Z	0.00	0.00	0.30	0.30	1.00
Inerzia terrapieno X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Inerzia terrapieno Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Inerzia terrapieno Z	0.00	0.00	0.30	0.30	1.00
Inerzia ballast X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Inerzia ballast Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Inerzia sovraccarico accidentale X	0.00	0.00	0.20	0.06	0.06
Inerzia sovraccarico accidentale Y	0.00	0.00	0.06	0.20	0.06
Spinta attiva terrapieno	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
Sovraspinta sismica terrapieno X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Sovraspinta sismica terrapieno Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Spinta sismica ballast X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Spinta sismica ballast Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Spinta sismica sovraccarico accidentale X	0.00	0.00	0.20	0.06	0.06
Spinta sismica sovraccarico accidentale Y	0.00	0.00	0.06	0.20	0.06

In particolar modo, sono state definite 2 combinazioni di carico in condizioni statiche (SLU) e 3 in condizioni sismiche (SLV), in modo da considerare l'azione sismica prevalente nelle tre direzioni principali della struttura. Le sollecitazioni sono state calcolate all'intradosso della trave di coronamento anteriore, in corrispondenza del suo baricentro.

15.3 Sollecitazione intradosso trave di coronamento

	N [kN]	T_x [kN]	T_y [kN]
SLU_1	9583	2278	328
SLU_2	9583	2020	328
SLV_1	5380	5533	896
SLV_2	5380	1870	2987
SLV_3	6372	1870	896

15.4 Pali di fondazione

Nel calcolo dello sforzo normale, trascurando il contributo dei due muri laterali, le sollecitazioni sono state ripartite solo fra i pali su cui poggia il cordolo di coronamento anteriore.

È possibile quindi dedurre le sollecitazioni agenti in testa palo attraverso la relazione:

$$R(x, y) = \frac{N}{n}$$

Per quanto riguarda le sollecitazioni orizzontali, invece, si assume che le azioni di taglio di ripartiscano uniformemente tra tutti i pali, risultando:

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

dove H_j, H_i sono le azioni orizzontali nelle due direzioni principali del ponte.

Il dimensionamento dei pali di fondazione è riportato nell'elaborato specifico.

Si riassumono di seguito le azioni in corrispondenza dell'intradosso del cordolo di collegamento, calcolate utilizzando un coefficiente amplificativo nelle combinazioni SLV pari a 1.10, secondo quanto stabilito nel §7.2.5 delle NTC 2018 per le strutture in CD'B'".

	N	T_x	T_y
	[kN]	[kN]	[kN]
SLU_1	9583	2278	328
SLU_2	9583	2020	328
SLV_1	5918	6087	986
SLV_2	5918	2057	3285
SLV_3	7009	2057	986

In funzione di tali azioni sono stati calcolati i massimi valori di sforzo assiale e taglio agenti nei pali di fondazione. Per lo sforzo assiale, inoltre, si è considerato un incremento del 50% del valore ottenuto dal calcolo, per tener conto della concentrazione dello scarico proveniente dall'impalcato.

Si riportano di seguito i risultati ottenuti.

	Nmax	V
	[kN]	[kN]
SLU_1	2054	177
SLU_2	2054	157
SLV_1	1268	474
SLV_2	1268	298
SLV_3	1502	175

	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

16. VI06 - SPALLA A

Oggetto del presente paragrafo è il predimensionamento delle spalle del viadotto ferroviario, a doppio binario, *VI06*. In particolare, si analizza la *Spalla A*, caratterizzata da un sistema di vincolo dell'impalcato in direzione longitudinale di tipo fisso. Tale relazione si ritiene pertanto valida per entrambe le spalle.

Il viadotto è costituito da:

- n° 1 campata isostatica a doppio binario in struttura mista acciaio-clc di lunghezza pari a 30.00 m.

L'opera è costituita da due impalcati in struttura mista che poggiano su due spalle in c.a. affiancate. La singola spalla è costituita da una paratia di pali ϕ 1000 ad interasse 1.12 m e da una trave di coronamento di spessore 2.00 m e altezza 1.50 m. Sono presenti, inoltre, due muri di risvolto di spessore 1.45 m nella parte inferiore e 0.50 m in quella superiore, a contenimento del rilevato.

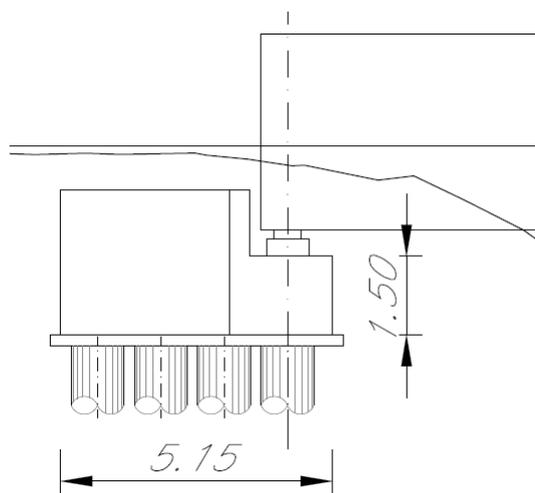


Figura 51 – Prospetto longitudinale spalla

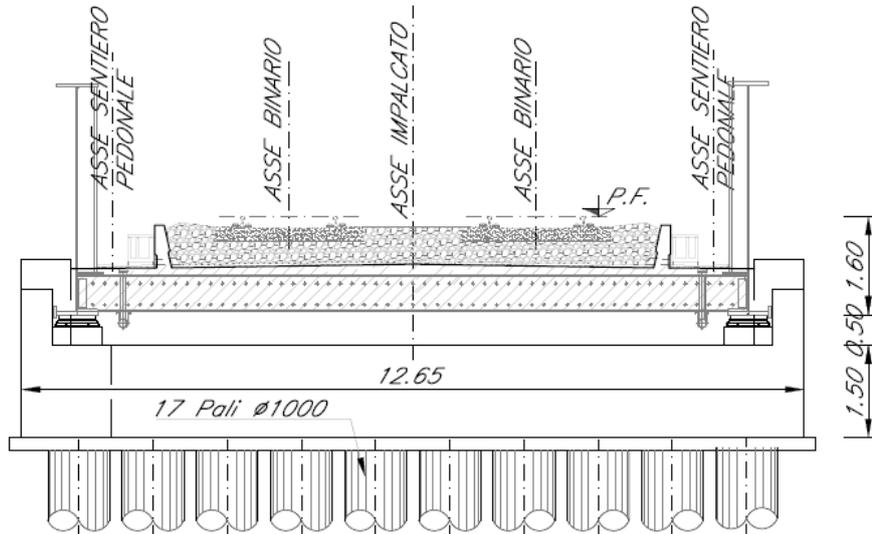


Figura 52 – Sezione trasversale spalla

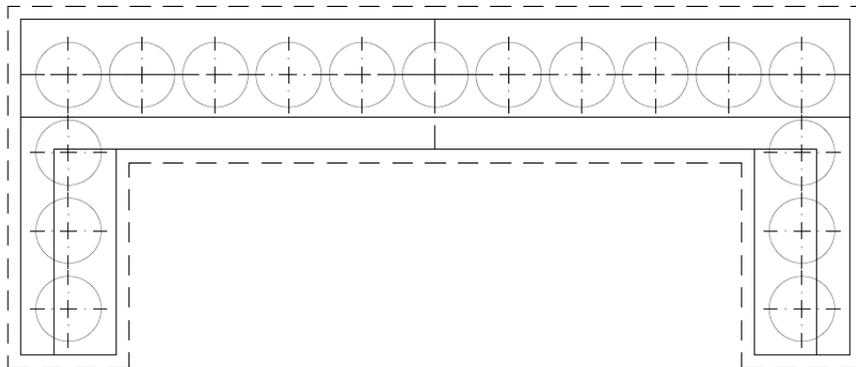


Figura 53 – Pianta spalla

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

16.1 Analisi dei carichi

16.1.1 *Permanenti strutturali e non (G1 e G2)*

I pesi degli elementi strutturali sono calcolati utilizzando un peso di volume del calcestruzzo pari a 25 kN/m³.

Per il terrapieno si è considerato invece un peso specifico di 20 kN/m³.

Si considera inoltre un carico uniformemente distribuito su una superficie di lunghezza pari a quella del terrapieno e larghezza pari a 9.0 m per tener conto della presenza del ballast sulla spalla.

Tale carico è ottenuto moltiplicando il peso specifico del ballast per uno spessore assunto pari a 0.8 m.

$$q = 20.0 \cdot 0.8 = 16.0 \text{ kN/m}^2$$

Le caratteristiche dell'impalcato ed i relativi carichi G1 e G2 sono invece riassunti nella tabella riportata di seguito.

IMPALCATO			
lunghezza travata	L	31.00	m
luce appoggi travata	L _a	30.00	m
larghezza totale impalcato	B	10.85	m
peso permanente strutturale	G ₁	7200	kN
peso permanenti non strutturali	G ₂	4100	kN

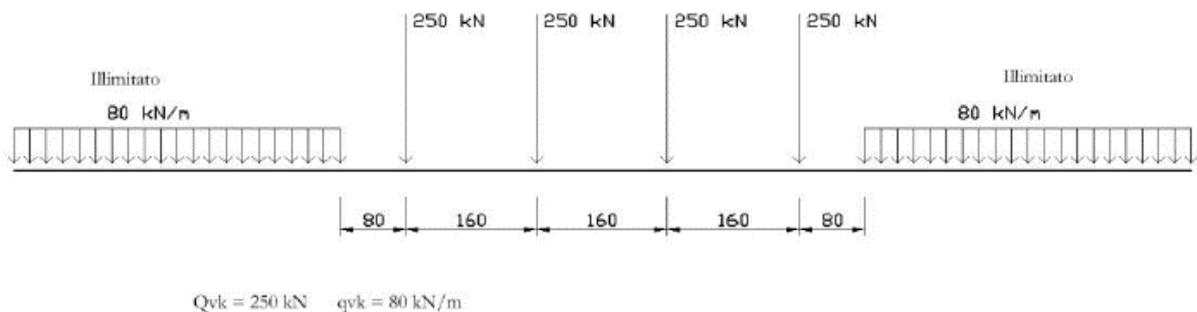
Le azioni verticali trasmesse alla spalla dall'impalcato, in corrispondenza dell'asse appoggi, sono quindi pari alla metà dei valori di G1 e G2 sopra riportati.

16.1.2 Carichi da traffico verticali (Q1)

L'opera è stata progettata considerando le sollecitazioni dovute al carico da traffico ferroviario, considerando i modelli LM71 e/o SW/2. Si riportano di seguito le caratteristiche dei modelli di traffico presi in esame.

➤ Modello di carico LM71

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2018 (par. 5.2.2.2.1.1), definiscono questo modello di carico tramite carichi concentrati e carichi distribuiti, riferiti all'asse dei binari.



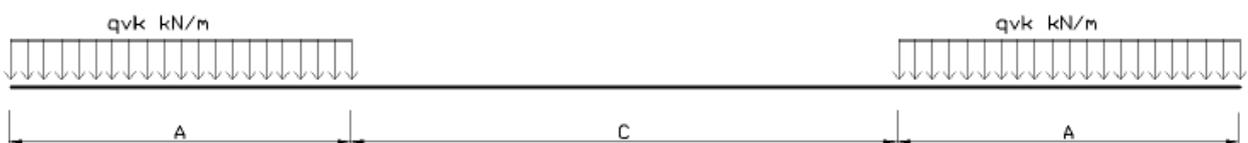
Carichi concentrati: quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m;

Carico distribuito: 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0,8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata.

Per questo modello di carico è prevista un'eccentricità del carico rispetto all'asse del binario.

➤ Modello di carico SW/2

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2018 (par. 5.2.2.2.1.2), definiscono questo modello di carico tramite solo carichi distribuiti.



SW/0

Carico distribuito	Qvk	133	KN/m
Lunghezza	A	15	m
Lunghezza	C	5.3	m

SW/2

Carico distribuito	Qvk	150	KN/m
Lunghezza	A	25	m
Lunghezza	C	7	m

In questo modello di carico non è prevista alcuna eccentricità del carico ferroviario. Le azioni di entrambi i modelli dovranno essere moltiplicate per un coefficiente di adattamento definito dalla seguente tabella (tab. 2.5.1.4.1.1 - RFI DTC SI PS MA IFS 001).

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE “α”
LM/71	1.10
SW/0	1.10
SW/2	1.00

16.1.3 Effetti dinamici

Per la definizione del coefficiente dinamico si segue quanto contenuto nel par.5.2.2.2.3 del DM 17.1.2018 che per l'opera in esame riporta:

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\Phi} - 0.2} + 0.73 \quad \text{con limitazione} \quad 1.00 \leq \Phi_3 \leq 2.00$$

16.1.4 Disposizione treni di carico

La disposizione dei treni di carico è stata individuata per ottenere le seguenti massime sollecitazioni:

- Sforzo Assiale: il convoglio è localizzato sostanzialmente al di sopra della spalla in esame; in aggiunta ai carichi da traffico trasmessi dall'impalcato, è stato considerato un sovraccarico accidentale agente sul terreno di riempimento della spalla pari a 57.3 kN/m². Questo valore è stato ottenuto, a favore di sicurezza, dalla ripartizione su una superficie di dimensioni 6.4 m x 3.0 m dei quattro carichi concentrati del modello di carico LM71:

$$q = \frac{4 \cdot 1.1 \cdot 250}{6.4 \cdot 3.0} = 57.3 \text{ kN/m}^2$$

Tale sovraccarico si considera uniformemente distribuito su una superficie di lunghezza pari a quella del terrapieno e larghezza pari a 6.0 m

- Momento Longitudinale: il convoglio è localizzato in corrispondenza della fine dell'impalcato; si considerano quindi esclusivamente le azioni trasmesse dagli apparecchi d'appoggio.
- Momento Trasversale: si è utilizzato lo stesso schema di posizionamento del massimo sforzo assiale per massimizzare poi le azioni sismiche trasversali.

16.1.5 Carichi da traffico orizzontali

16.1.5.1 Forza centrifuga (Q4)

L'azione centrifuga è schematizzata come una forza agente in direzione orizzontale perpendicolarmente al binario e verso l'esterno della curva, applicata ad 1,80 m al di sopra del p.f.. Il valore caratteristico della forza centrifuga si determina in accordo con la seguente espressione:

$$Q_{tk} = V^2 \cdot f \cdot (\alpha \cdot Q_{vk}) / (127 \cdot R)$$

- dove
- V velocità di progetto espressa in km/h
 - Q_{vk} valore caratteristico dei carichi verticali
 - R raggio di curvatura in m
 - f fattore di riduzione (rif. §2.5.1.4.3.1 [3])

raggio di curvatura	R	5000	m
velocità massima compatibile con il tracciato della linea	V _{max}	160	km/h
lunghezza di influenza della parte curva del binario	L _f	30	m
fattore di riduzione funzione della L _f e della V	f	0.81	

16.1.5.2 Serpeggio

La forza laterale indotta dal serpeggio si schematizza come una forza concentrata agente orizzontalmente perpendicolarmente all'asse del binario. Il valore caratteristico di tale forza è assunto pari a 100 kN. Tale valore deve essere moltiplicato per α ma non per il coefficiente di amplificazione dinamica. Essa si applicherà sia in rettilineo che in curva.

16.1.5.3 Frenatura ed avviamento (Q3)

Le forze di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale dello stesso. Dette forze sono da considerarsi uniformemente distribuite su una lunghezza di binario L determinata per ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento strutturale considerato. I valori da considerare sono i seguenti:

- ✓ avviamento: $Q_{la,k} = 33 \text{ kN/m} \cdot L \leq 1000 \text{ kN}$ per i modelli di carico LM71,SW/2
- ✓ frenatura: $Q_{lb,k} = 20 \text{ kN/m} \cdot L \leq 6000 \text{ kN}$ per i modelli di carico LM71
 $Q_{lb,k} = 35 \text{ kN/m}$ per i modelli di carico SW/2

I valori caratteristici dell'azione di frenatura e di avviamento devono essere moltiplicati per α e non devono essere moltiplicati per Φ . Nel caso di ponti a doppio binario si devono considerare due treni in transito in versi opposti, uno in fase di avviamento e l'altro in fase di frenatura.

16.1.5.4 Forza d'attrito (Q8)

Le forze parassitarie dei vincoli si esplicano in corrispondenza degli apparecchi d'appoggio mobili e, per equilibrio, sui corrispondenti fissi, per traslazione relativa impalcato-apparecchi d'appoggio. Essendo funzione del carico verticale, la sua definizione è associata ai coefficienti

moltiplicativi delle combinazioni γ e ψ dei carichi da peso proprio strutturali e non, e dei carichi verticali da traffico.

Per la valutazione delle coazioni generate è stato considerato un coefficiente d'attrito f pari a 0,04. Con riferimento a quanto riportato nel §2.5.1.6.3 [3] la forza agente sulle spalle per impalcati a travate isostatiche, facendo riferimento all'apparecchio d'appoggio maggiormente caricato si considera pari a:

$$F_a = f (V_G + V_Q)$$

dove V_G reazione verticale massima associata ai carichi permanenti

V_Q reazione verticale massima associata ai carichi mobili dinamizzati

16.1.6 Azione del Vento (Q5)

L'azione del vento viene ricondotta ad un'azione statica equivalente costituita da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici. Ricadendo nella classificazione ordinaria di ponti l'azione del vento è valutata come agente su una superficie continua, convenzionalmente alta 4m dal piano del ferro rappresentante il convoglio. L'altezza effettiva è valutata sia in funzione della presenza o meno del convoglio sia in funzione dell'altezza delle barriere antirumore, convenzionalmente alte 5m.

16.1.7 Riepilogo dei carichi elementari trasmessi dall'impalcato

Si riporta una tabella di sintesi dei carichi descritti nei precedenti paragrafi. I valori sono esplicitati in termini di risultante globale nel baricentro del muro frontale, in corrispondenza del piano degli appoggi.

	N [kN]	T_x [kN]	T_y [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
Carichi da traffico verticali	4312	-	-	1096	459
Forza centrifuga	-	-	100	355	-
Serpeggio	-	-	210	389	-
Frenatura ed avviamento	-	1875	-	-	-
Forza d'attrito	-	226	-	-	-
Vento ponte scarico	-	-	163	684	-
Vento ponte carico	-	-	194	969	-

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

16.1.8 Spinta litostatica del terrapieno

Si assume per il terreno a tergo delle spalle un angolo di attrito $\varphi' = 38^\circ$ ed un peso per unità di volume $\gamma_T = 20 \text{ kN/m}^3$.

Nell'ipotesi di spostamenti molto piccoli della struttura rispetto al terreno, la spinta del terrapieno viene valutata sulla base dello stato di riposo:

$$S(z) = k_0 \cdot \gamma_T \cdot z$$

in cui $k_0 = 1 - \tan\varphi = 0.384$ è il coefficiente di spinta a riposo.

La risultante della spinta litostatica del terrapieno risulta quindi pari a:

S_0	409	kN
-------	-----	-----------

16.1.9 Spinta statica del ballast sul terrapieno

La spinta viene valutata considerando il carico uniformemente distribuito rappresentativo dello stato di ballast presente al di sopra del terrapieno, e descritto nel §6.1 della presente relazione. Nell'ipotesi di spostamenti molto piccoli della struttura rispetto al terreno, la spinta del ballast viene valutata sulla base dello stato di riposo:

$$S(z) = k_0 \cdot q$$

in cui $k_0 = 1 - \tan\varphi = 0.384$ è il coefficiente di spinta a riposo.

La risultante della spinta statica del ballast sul terrapieno risulta quindi pari a:

$S_{0,\text{ballast}}$	169	kN
------------------------	-----	-----------

16.1.10 Spinta statica del sovraccarico agente sul terrapieno

La spinta viene valutata considerando il sovraccarico accidentale ottenuto dalla ripartizione dei quattro carichi concentrati del modello di carico LM71, come descritto nel §6.4 della presente relazione. Nell'ipotesi di spostamenti molto piccoli della struttura rispetto al terreno, la spinta del sovraccarico accidentale viene valutata sulla base dello stato di riposo:

$$S(z) = k_0 \cdot q$$

in cui $k_0 = 1 - \sin\varphi = 0.384$ è il coefficiente di spinta a riposo.

La risultante della spinta statica del sovraccarico agente sul terrapieno risulta quindi pari a:

$S_{0,q}$	383	kN
-----------	-----	----

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

16.1.11 Azione Sismica (E)

L'azione sismica di progetto è rappresentata dalla massima accelerazione al suolo, definita in base alla pericolosità sismica di base del sito ove sorge l'opera in oggetto, la vita di riferimento e le caratteristiche del sottosuolo.

Di seguito si riportano i parametri di input utilizzati per la definizione dell'azione sismica.

16.1.11.1 Inquadramento Sismico

La determinazione della pericolosità sismica di base è definita a partire dall'ubicazione dell'opera e dalle sue caratteristiche progettuali come la vita nominale V_N e la classe d'uso C_u . Sulla base del "Manuale di Progettazione delle Opere Civili". I parametri identificativi dell'opera sono:

Vita Nominale	Classe d'Uso	Coeff. D'uso
75	III	1.5

La geo-localizzazione permette di ottenere le coordinate geografiche delle singole opere e individuare puntualmente la domanda sismica secondo gli spettri normativi rappresentativi delle due componenti (orizzontale e verticale), ovvero determinare i singoli parametri indipendenti di riferimento.

In particolare, si è fatto riferimento alle seguenti coordinate:

Latitudine: 39.3505

Longitudine: 16.0367

16.1.11.2 Definizione della domanda sismica

Secondo le NTC2018 l'azione sismica viene considerata mediante spettri di risposta elastici in accelerazione. Sulla base dello studio geologico, i terreni in esame sono di tipo C, pianeggianti, tali da ricadere nella categoria topografica T1. Risulta quindi possibile tracciare lo spettro di riferimento normativo. Nei calcoli, per lo spettro orizzontale è stato applicato un fattore di struttura $q=1.5$.

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

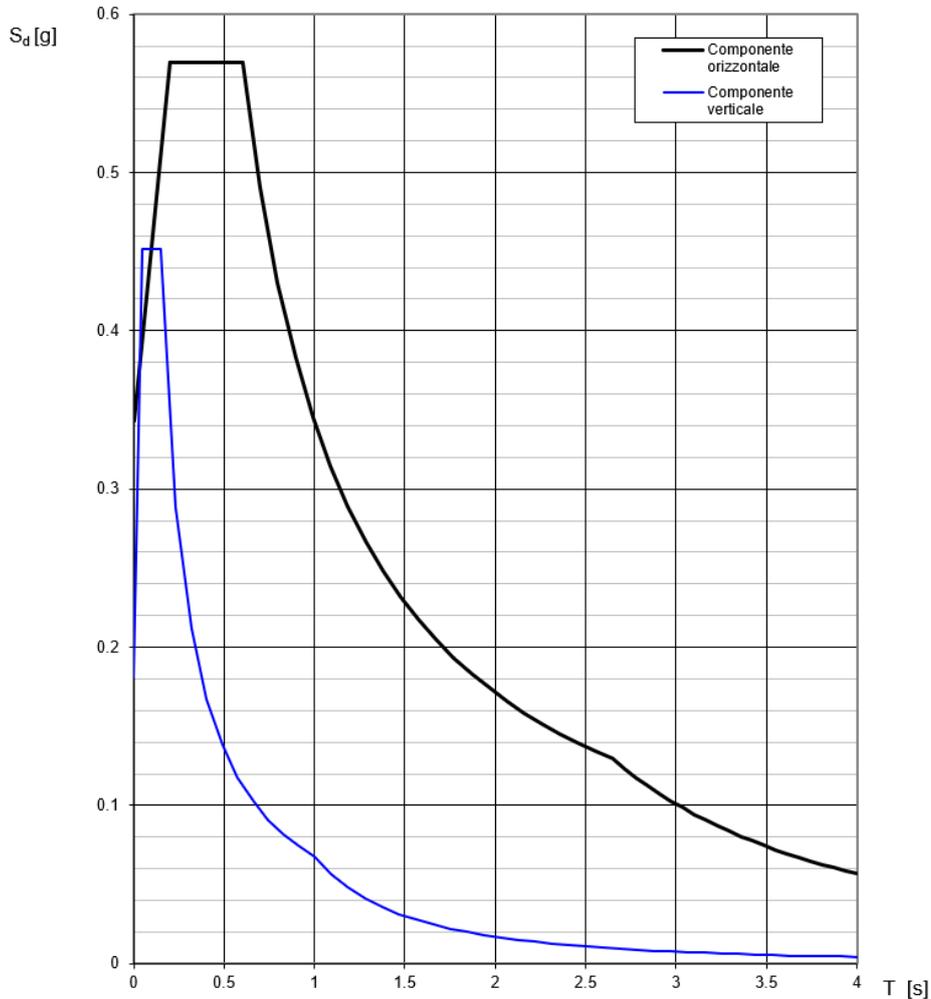


Figura 54 – Spettri di risposta per lo SLV

16.1.11.3 Calcolo dell'azione Sismica

L'azione sismica viene considerata attraverso un'analisi pseudo-statica. In particolare, le azioni di inerzia in direzione orizzontale sono calcolate come:

$$F_h = k_h \cdot W$$

in cui k_h è il coefficiente sismico orizzontale:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

L'accelerazione orizzontale a_{max} viene ricavata dallo spettro di progetto in corrispondenza del periodo T_B .

Il coefficiente β_m assume valore unitario.

Per le azioni inerziali in direzione verticale, invece, risulta valida la seguente espressione:

$$F_v = k_v \cdot W$$

dove:

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

Si ottengono di conseguenza i seguenti valori:

a_{max}	0.570	g
k_h	0.570	-
k_v	0.285	-

- Spinta del terrapieno in condizioni sismiche

La spinta esercitata dal terrapieno in condizioni sismiche viene valutata con la teoria di Mononobe-Okabe, considerando il raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite attivo:

$$S_{a,E} = S_a + \Delta S_{a,E}$$

dove S_a rappresenta la spinta attiva del terreno valutata in condizioni statiche, e $\Delta S_{a,E}$ l'incremento dovuto all'azione sismica.

In particolare, la spinta attiva in condizioni statiche è:

$$S_a(z) = k_a \cdot \gamma_T \cdot z$$

dove k_a viene valutato con la formula di Rankine:

$$k_a = \frac{1 - \operatorname{sen}\varphi'}{1 + \operatorname{sen}\varphi'} = 0.238$$

La risultante della spinta attiva in condizioni statiche è quindi pari a:

S_a	253	kN
-------	-----	----

L'espressione di Mononobe-Okabe permette di calcolare direttamente la risultante delle due componenti, che risulta quindi pari a:

$$S_{a,E}(z) = k_{a,E} \cdot \gamma_T \cdot z \cdot (1 \pm k_v)$$

Il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche viene calcolato come:

$$K_{a,E} = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\alpha \cdot \sin(\alpha - \delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\sin(\alpha - \delta - \theta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

dove:

- α = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del paramento del muro, pari a 90°;
- φ = angolo d'attrito del terrapieno, pari a 38°;
- δ = angolo d'attrito muro-terreno, pari a 0°;
- β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno, pari a 0°.

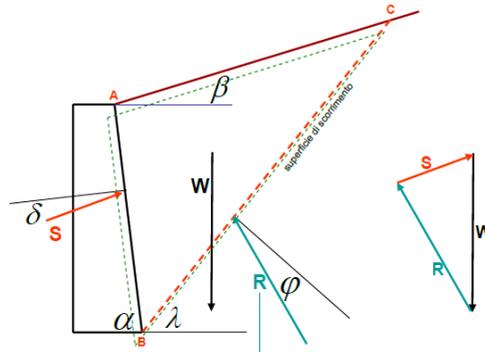


Figura 55 – Parametri per il calcolo del coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche

L'angolo θ tiene conto invece della presenza della componente verticale dell'azione sismica:

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

In particolare, nel calcolo di θ e in quello di $S_{a,E}$ si è considerato solo il caso $1 - k_v$ essendo risultato essere quello più gravoso.

In questo caso k_h e k_v sono calcolati considerando un'accelerazione orizzontale pari a:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

- S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T);
- a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Si ottengono di conseguenza i seguenti valori:

a_{max}	0.343	g
k_h	0.343	-
k_v	0.171	-
k_{aE}	0.538	-

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

La risultante della spinta attiva in condizioni sismiche è quindi pari a:

$S_{a,E}$	474	kN
-----------	-----	-----------

– **Spinta del ballast sul terrapieno in condizioni sismiche**

La spinta viene valutata, attraverso l'espressione di Mononobe-Okabe, considerando il carico uniformemente distribuito rappresentativo dello strato di ballast presente al di sopra del terrapieno, nell'ipotesi di raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite attivo:

$$S_{a,E}(z) = k_{a,E} \cdot q \cdot (1 - k_v)$$

in cui:

- q è il carico del ballast;
- $k_{a,E}$ è il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche.

La risultante della spinta del ballast sul terrapieno in condizioni sismiche è quindi pari a:

$S_{a,E,ballast}$	196	kN
-------------------	-----	-----------

– **Spinta del sovraccarico agente sul terrapieno in condizioni sismiche**

La spinta viene valutata, attraverso l'espressione di Mononobe-Okabe, considerando il sovraccarico accidentale ottenuto dalla ripartizione dei quattro carichi concentrati del modello di carico LM71, nell'ipotesi di raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite attivo:

$$S_{a,E}(z) = k_{a,E} \cdot q \cdot (1 - k_v)$$

in cui:

- q è il sovraccarico accidentale;
- $k_{a,E}$ è il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

La risultante della spinta del sovraccarico agente sul terrapieno in condizioni sismiche è quindi pari a:

$S_{a,E,q}$	444	kN
-------------	-----	----

– **Azioni di inerzia legate alla massa dell'impalcato**

Le azioni inerziali trasmesse dall'impalcato sono dovute alla massa degli elementi strutturali e non strutturali, ed al 20% della massa dei treni di carico teorici considerati.

Si riassumono di seguito le azioni verticali provenienti dall'impalcato ed agenti sugli apparecchi d'appoggio.

Carichi permanenti strutturali	g1	3600	kN
Carichi permanenti non strutturali	g2	2050	kN
Carichi da traffico verticali	Q1	4312	kN

In direzione longitudinale l'inerzia di tutto l'impalcato viene assorbita dalla spalla con sistema di vincolo di tipo fisso, mentre nella direzione trasversale e in quella verticale viene ripartita fra le due sottostrutture.

$$F_{h,long} = 2 \cdot k_h \cdot (g_1 + g_2 + 0.2 \cdot Q_1)$$

$$F_{h,trasv} = k_h \cdot (g_1 + g_2 + 0.2 \cdot Q_1)$$

$$F_v = k_v \cdot (g_1 + g_2 + 0.2 \cdot Q_1)$$

– **Azioni di inerzia legate alla massa degli elementi strutturali**

Le azioni di inerzia degli elementi strutturali sono calcolate come:

$$F_h = k_h \cdot W$$

dove W è il peso dei diversi elementi strutturali che compongono la spalla.

In direzione verticale, invece, la risultante della forza di inerzia viene calcolata come:

$$F_v = k_v \cdot W$$

16.2 Combinazioni di carico

Le sollecitazioni dovute ai carichi descritti nei paragrafi precedenti sono state combinate in ottemperanza alle NTC18, secondo quanto riportato nei paragrafi 2.5.3, 5.1.3.12.

Si riportano di seguito tutte le combinazioni analizzate, ed i valori dei coefficienti assunti per le singole condizioni di carico elementari.

Caso di carico	SLU_1	SLU_2	SLV_1	SLV_2	SLV_3
Peso proprio elementi strutturali	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00
Peso proprio ballast	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico accidentale	1.45	0.00	0.20	0.20	0.20
Permanenti strutturali impalcato	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali impalcato	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00
Carichi mobili impalcato	1.45	1.45	0.20	0.20	0.20
Spinta litostatica	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00
Spinta statica ballast	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00
Spinta statica sovraccarico	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00
Frenatura/avviamento	1.45	1.45	0.00	0.00	0.00
Azione centrifuga	0.73	0.73	0.00	0.00	0.00
Serpeggio	0.73	0.73	0.00	0.00	0.00
Vento	0.90	0.90	0.00	0.00	0.00
Resistenze parassite permanenti	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00
Resistenze parassite mobili	1.45	1.45	0.20	0.20	0.20
Inerzia elementi strutturali X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Inerzia elementi strutturali Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Inerzia elementi strutturali Z	0.00	0.00	0.30	0.30	1.00
Inerzia impalcato X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Inerzia impalcato Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Inerzia impalcato Z	0.00	0.00	0.30	0.30	1.00
Inerzia terrapieno X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Inerzia terrapieno Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Inerzia terrapieno Z	0.00	0.00	0.30	0.30	1.00
Inerzia ballast X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Inerzia ballast Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Inerzia sovraccarico accidentale X	0.00	0.00	0.20	0.06	0.06
Inerzia sovraccarico accidentale Y	0.00	0.00	0.06	0.20	0.06
Spinta attiva terrapieno	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
Sovraspinta sismica terrapieno X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Sovraspinta sismica terrapieno Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Spinta sismica ballast X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Spinta sismica ballast Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Spinta sismica sovraccarico accidentale X	0.00	0.00	0.20	0.06	0.06
Spinta sismica sovraccarico accidentale Y	0.00	0.00	0.06	0.20	0.06

In particolar modo, sono state definite 2 combinazioni di carico in condizioni statiche (SLU) e 3 in condizioni sismiche (SLV), in modo da considerare l'azione sismica prevalente nelle tre direzioni principali della struttura. Le sollecitazioni sono state calcolate all'intradosso della trave di coronamento anteriore, in corrispondenza del suo baricentro.

16.3 Sollecitazione intradosso trave di coronamento

	N	T_x	T_y
	[kN]	[kN]	[kN]
SLU_1	16379	4636	399
SLU_2	16379	4080	399
SLV_1	8831	9369	1441
SLV_2	8831	3170	4804
SLV_3	10454	3170	1441

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

16.4 Pali di fondazione

Nel calcolo dello sforzo normale, trascurando il contributo dei due muri laterali, le sollecitazioni sono state ripartite solo fra i pali su cui poggia il cordolo di coronamento anteriore.

È possibile quindi dedurre le sollecitazioni agenti in testa palo attraverso la relazione:

$$R(x, y) = \frac{N}{n}$$

Per quanto riguarda le sollecitazioni orizzontali, invece, si assume che le azioni di taglio di ripartiscano uniformemente tra tutti i pali, risultando:

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

dove H_l , H_t sono le azioni orizzontali nelle due direzioni principali del ponte.

Il dimensionamento dei pali di fondazione è riportato nell'elaborato specifico.

Si riassumono di seguito le azioni in corrispondenza dell'intradosso del cordolo di collegamento, calcolate utilizzando un coefficiente amplificativo nelle combinazioni SLV pari a 1.10, secondo quanto stabilito nel §7.2.5 delle NTC 2018 per le strutture in CD'B'".

	N	T_x	T_y
	[kN]	[kN]	[kN]
SLU_1	16379	4636	399
SLU_2	16379	4080	399
SLV_1	9714	10306	1585
SLV_2	9714	3487	5284
SLV_3	11499	3487	1585

In funzione di tali azioni sono stati calcolati i massimi valori di sforzo assiale e taglio agenti nei pali di fondazione. Per lo sforzo assiale, inoltre, si è considerato un incremento del 50% del valore ottenuto dal calcolo, per tener conto della concentrazione dello scarico proveniente dall'impalcato.

Si riportano di seguito i risultati ottenuti.

	Nmax	V
	[kN]	[kN]
SLU_1	2233	274
SLU_2	2233	241
SLV_1	1325	613
SLV_2	1325	372
SLV_3	1568	225

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

17. VI07 - SPALLA A

Oggetto del presente paragrafo è il predimensionamento delle spalle del viadotto ferroviario *VI07*. In particolare, si analizza la *Spalla A*, caratterizzata da un sistema di vincolo dell'impalcato in direzione longitudinale di tipo fisso. Tale relazione si ritiene pertanto valida per entrambe le spalle.

Il viadotto è costituito da:

- n° 1 campata isostatica in struttura mista acciaio-clc di lunghezza pari a 30.00 m.

L'opera è costituita da due impalcati in struttura mista, uno a doppio binario ed uno a singolo binario, che poggiano su un'unica spalla in c.a. La spalla è costituita da una trave di coronamento di spessore 2.00 m e altezza 1.80 m e da muri di risvolto di spessore 1.50 m nella parte inferiore e 0.50 m in quella superiore, a contenimento del rilevato, e poggia su 84 micropali ϕ 300 ad interasse 0.90 m. Nel caso in esame, però, si analizza solo la porzione al di sotto dell'impalcato a doppio binario, considerando quindi una fondazione costituita da 50 micropali.

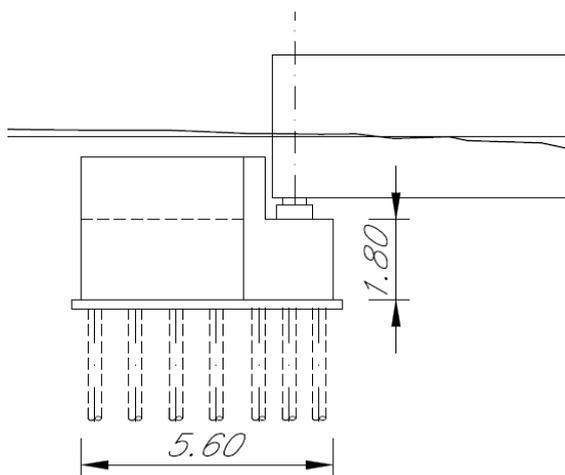


Figura 56 – Prospetto longitudinale spalla

Relazione predimensionamento viadotti

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1C	03 R 11	RH	VI0000 002	B	273 di 293

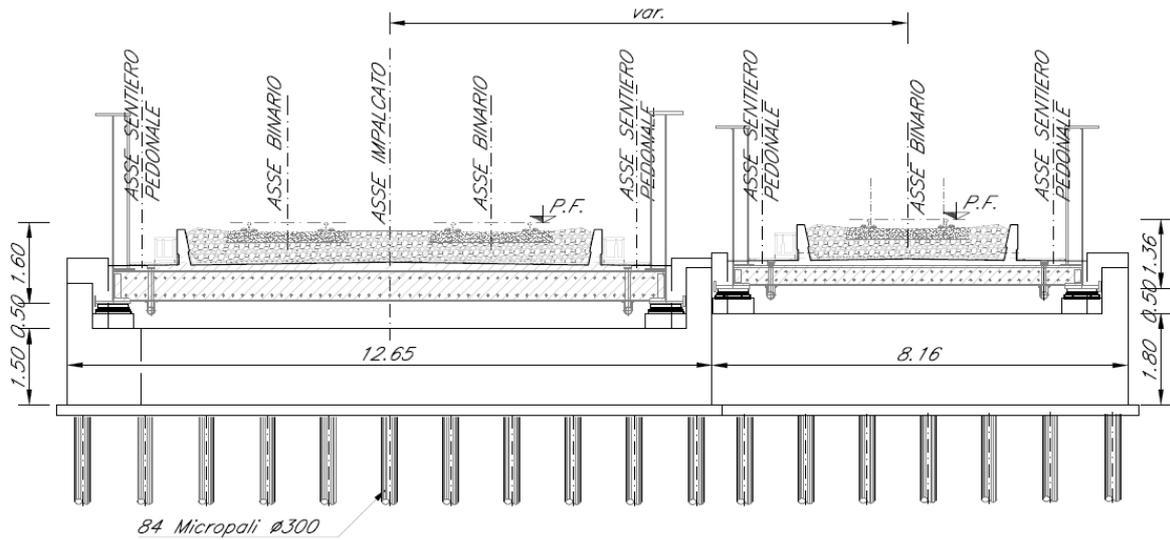


Figura 57 – Sezione trasversale spalla

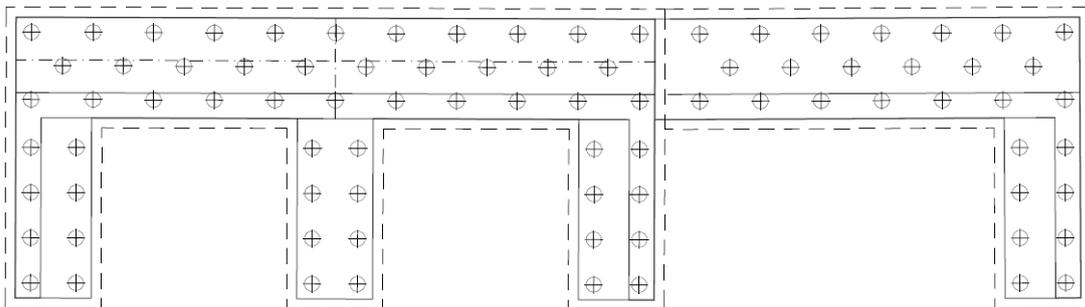


Figura 58 – Pianta spalla

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

17.1 Analisi dei carichi

17.1.1 *Permanenti strutturali e non (G1 e G2)*

I pesi degli elementi strutturali sono calcolati utilizzando un peso di volume del calcestruzzo pari a 25 kN/m³.

Per il terrapieno si è considerato invece un peso specifico di 20 kN/m³.

Si considera inoltre un carico uniformemente distribuito su una superficie di lunghezza pari a quella del terrapieno e larghezza pari a 9.0 m per tener conto della presenza del ballast sulla spalla.

Tale carico è ottenuto moltiplicando il peso specifico del ballast per uno spessore assunto pari a 0.8 m.

$$q = 20.0 \cdot 0.8 = 16.0 \text{ kN/m}^2$$

Le caratteristiche dell'impalcato ed i relativi carichi G1 e G2 sono invece riassunti nella tabella riportata di seguito.

IMPALCATO			
lunghezza travata	L	31.00	m
luce appoggi travata	L _a	30.00	m
larghezza totale impalcato	B	10.85	m
peso permanente strutturale	G ₁	7200	kN
peso permanenti non strutturali	G ₂	4100	kN

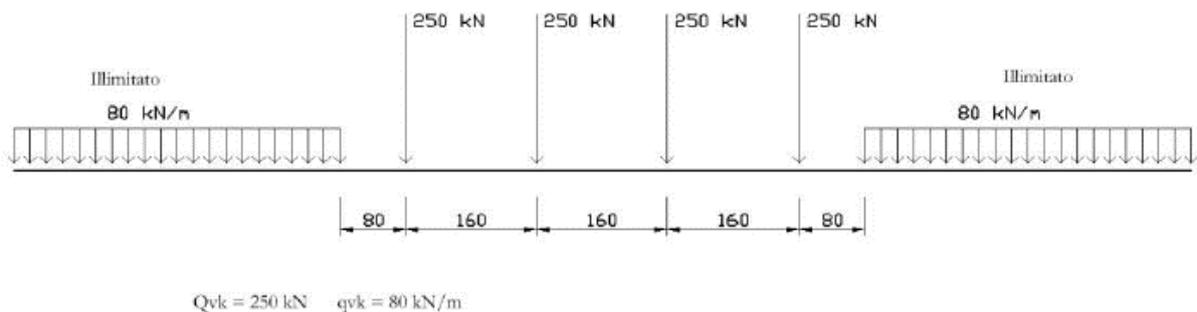
Le azioni verticali trasmesse alla spalla dall'impalcato, in corrispondenza dell'asse appoggi, sono quindi pari alla metà dei valori di G1 e G2 sopra riportati.

17.1.2 Carichi da traffico verticali (Q1)

L'opera è stata progettata considerando le sollecitazioni dovute al carico da traffico ferroviario, considerando i modelli LM71 e/o SW/2. Si riportano di seguito le caratteristiche dei modelli di traffico presi in esame.

➤ Modello di carico LM71

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2018 (par. 5.2.2.2.1.1), definiscono questo modello di carico tramite carichi concentrati e carichi distribuiti, riferiti all'asse dei binari.



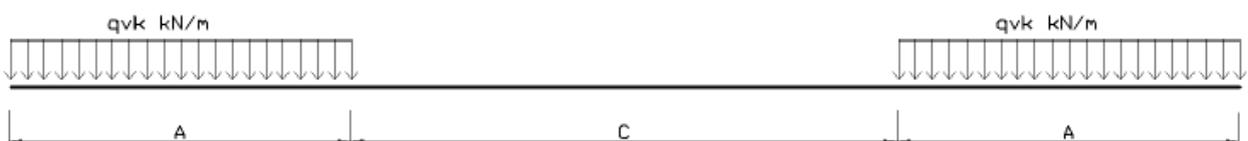
Carichi concentrati: quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m;

Carico distribuito: 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0,8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata.

Per questo modello di carico è prevista un'eccentricità del carico rispetto all'asse del binario.

➤ Modello di carico SW/2

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2018 (par. 5.2.2.2.1.2), definiscono questo modello di carico tramite solo carichi distribuiti.



SW/0

Carico distribuito	Qvk	133	KN/m
Lunghezza	A	15	m
Lunghezza	C	5.3	m

SW/2

Carico distribuito	Qvk	150	KN/m
Lunghezza	A	25	m
Lunghezza	C	7	m

In questo modello di carico non è prevista alcuna eccentricità del carico ferroviario. Le azioni di entrambi i modelli dovranno essere moltiplicate per un coefficiente di adattamento definito dalla seguente tabella (tab. 2.5.1.4.1.1 - RFI DTC SI PS MA IFS 001).

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE “α”
LM/71	1.10
SW/0	1.10
SW/2	1.00

17.1.3 Effetti dinamici

Per la definizione del coefficiente dinamico si segue quanto contenuto nel par.5.2.2.2.3 del DM 17.1.2018 che per l'opera in esame riporta:

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\Phi} - 0.2} + 0.73 \quad \text{con limitazione} \quad 1.00 \leq \Phi_3 \leq 2.00$$

17.1.4 Disposizione treni di carico

La disposizione dei treni di carico è stata individuata per ottenere le seguenti massime sollecitazioni:

- Sforzo Assiale: il convoglio è localizzato sostanzialmente al di sopra della spalla in esame; in aggiunta ai carichi da traffico trasmessi dall'impalcato, è stato considerato un sovraccarico accidentale agente sul terreno di riempimento della spalla pari a 57.3 kN/m². Questo valore è stato ottenuto, a favore di sicurezza, dalla ripartizione su una superficie di dimensioni 6.4 m x 3.0 m dei quattro carichi concentrati del modello di carico LM71:

$$q = \frac{4 \cdot 1.1 \cdot 250}{6.4 \cdot 3.0} = 57.3 \text{ kN/m}^2$$

Tale sovraccarico si considera uniformemente distribuito su una superficie di lunghezza pari a quella del terrapieno e larghezza pari a 6.0 m

- Momento Longitudinale: il convoglio è localizzato in corrispondenza della fine dell'impalcato; si considerano quindi esclusivamente le azioni trasmesse dagli apparecchi d'appoggio.
- Momento Trasversale: si è utilizzato lo stesso schema di posizionamento del massimo sforzo assiale per massimizzare poi le azioni sismiche trasversali.

17.1.5 Carichi da traffico orizzontali

17.1.5.1 Forza centrifuga (Q4)

L'azione centrifuga è schematizzata come una forza agente in direzione orizzontale perpendicolarmente al binario e verso l'esterno della curva, applicata ad 1,80 m al di sopra del p.f.. Il valore caratteristico della forza centrifuga si determina in accordo con la seguente espressione:

$$Q_{tk} = V^2 \cdot f \cdot (\alpha \cdot Q_{vk}) / (127 \cdot R)$$

- dove
- V velocità di progetto espressa in km/h
 - Q_{vk} valore caratteristico dei carichi verticali
 - R raggio di curvatura in m
 - f fattore di riduzione (rif. §2.5.1.4.3.1 [3])

raggio di curvatura	R	5000	m
velocità massima compatibile con il tracciato della linea	V _{max}	160	km/h
lunghezza di influenza della parte curva del binario	L _f	30	m
fattore di riduzione funzione della L _f e della V	f	0.81	

17.1.5.2 Serpeggio

La forza laterale indotta dal serpeggio si schematizza come una forza concentrata agente orizzontalmente perpendicolarmente all'asse del binario. Il valore caratteristico di tale forza è assunto pari a 100 kN. Tale valore deve essere moltiplicato per α ma non per il coefficiente di amplificazione dinamica. Essa si applicherà sia in rettilineo che in curva.

17.1.5.3 Frenatura ed avviamento (Q3)

Le forze di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale dello stesso. Dette forze sono da considerarsi uniformemente distribuite su una lunghezza di binario L determinata per ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento strutturale considerato. I valori da considerare sono i seguenti:

- ✓ avviamento: $Q_{la,k} = 33 \text{ kN/m} \cdot L \leq 1000 \text{ kN}$ per i modelli di carico LM71,SW/2
- ✓ frenatura: $Q_{lb,k} = 20 \text{ kN/m} \cdot L \leq 6000 \text{ kN}$ per i modelli di carico LM71
 $Q_{lb,k} = 35 \text{ kN/m}$ per i modelli di carico SW/2

I valori caratteristici dell'azione di frenatura e di avviamento devono essere moltiplicati per α e non devono essere moltiplicati per Φ . Nel caso di ponti a doppio binario si devono considerare due treni in transito in versi opposti, uno in fase di avviamento e l'altro in fase di frenatura.

17.1.5.4 Forza d'attrito (Q8)

Le forze parassitarie dei vincoli si esplicano in corrispondenza degli apparecchi d'appoggio mobili e, per equilibrio, sui corrispondenti fissi, per traslazione relativa impalcato-apparecchi d'appoggio. Essendo funzione del carico verticale, la sua definizione è associata ai coefficienti

moltiplicativi delle combinazioni γ e ψ dei carichi da peso proprio strutturali e non, e dei carichi verticali da traffico.

Per la valutazione delle coazioni generate è stato considerato un coefficiente d'attrito f pari a 0,04. Con riferimento a quanto riportato nel §2.5.1.6.3 [3] la forza agente sulle spalle per impalcati a travate isostatiche, facendo riferimento all'apparecchio d'appoggio maggiormente caricato si considera pari a:

$$F_a = f (V_G + V_Q)$$

dove V_G reazione verticale massima associata ai carichi permanenti

V_Q reazione verticale massima associata ai carichi mobili dinamizzati

17.1.6 Azione del Vento (Q5)

L'azione del vento viene ricondotta ad un'azione statica equivalente costituita da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici. Ricadendo nella classificazione ordinaria di ponti l'azione del vento è valutata come agente su una superficie continua, convenzionalmente alta 4m dal piano del ferro rappresentante il convoglio. L'altezza effettiva è valutata sia in funzione della presenza o meno del convoglio sia in funzione dell'altezza delle barriere antirumore, convenzionalmente alte 5m.

17.1.7 Riepilogo dei carichi elementari trasmessi dall'impalcato

Si riporta una tabella di sintesi dei carichi descritti nei precedenti paragrafi. I valori sono esplicitati in termini di risultante globale nel baricentro del muro frontale, in corrispondenza del piano degli appoggi.

	N [kN]	T_x [kN]	T_y [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
Carichi da traffico verticali	4312	-	-	1096	459
Forza centrifuga	-	-	100	355	-
Serpeggio	-	-	210	389	-
Frenatura ed avviamento	-	1875	-	-	-
Forza d'attrito	-	226	-	-	-
Vento ponte scarico	-	-	163	684	-
Vento ponte carico	-	-	194	969	-

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

17.1.8 Spinta litostatica del terrapieno

Si assume per il terreno a tergo delle spalle un angolo di attrito $\varphi' = 38^\circ$ ed un peso per unità di volume $\gamma_T = 20 \text{ kN/m}^3$.

Nell'ipotesi di spostamenti molto piccoli della struttura rispetto al terreno, la spinta del terrapieno viene valutata sulla base dello stato di riposo:

$$S(z) = k_0 \cdot \gamma_T \cdot z$$

in cui $k_0 = 1 - \text{sen}\varphi = 0.384$ è il coefficiente di spinta a riposo.

La risultante della spinta litostatica del terrapieno risulta quindi pari a:

S_0	409	kN
-------	-----	-----------

17.1.9 Spinta statica del ballast sul terrapieno

La spinta viene valutata considerando il carico uniformemente distribuito rappresentativo dello strato di ballast presente al di sopra del terrapieno, e descritto nel §6.1 della presente relazione. Nell'ipotesi di spostamenti molto piccoli della struttura rispetto al terreno, la spinta del ballast viene valutata sulla base dello stato di riposo:

$$S(z) = k_0 \cdot q$$

in cui $k_0 = 1 - \text{sen}\varphi = 0.384$ è il coefficiente di spinta a riposo.

La risultante della spinta statica del ballast sul terrapieno risulta quindi pari a:

$S_{0,\text{ballast}}$	169	kN
------------------------	-----	-----------

17.1.10 Spinta statica del sovraccarico agente sul terrapieno

La spinta viene valutata considerando il sovraccarico accidentale ottenuto dalla ripartizione dei quattro carichi concentrati del modello di carico LM71, come descritto nel §6.4 della presente relazione. Nell'ipotesi di spostamenti molto piccoli della struttura rispetto al terreno, la spinta del sovraccarico accidentale viene valutata sulla base dello stato di riposo:

$$S(z) = k_0 \cdot q$$

in cui $k_0 = 1 - \sin\varphi = 0.384$ è il coefficiente di spinta a riposo.

La risultante della spinta statica del sovraccarico agente sul terrapieno risulta quindi pari a:

$S_{0,q}$	383	kN
-----------	-----	----

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

17.1.11 Azione Sismica (E)

L'azione sismica di progetto è rappresentata dalla massima accelerazione al suolo, definita in base alla pericolosità sismica di base del sito ove sorge l'opera in oggetto, la vita di riferimento e le caratteristiche del sottosuolo.

Di seguito si riportano i parametri di input utilizzati per la definizione dell'azione sismica.

17.1.11.1 Inquadramento Sismico

La determinazione della pericolosità sismica di base è definita a partire dall'ubicazione dell'opera e dalle sue caratteristiche progettuali come la vita nominale V_N e la classe d'uso C_u . Sulla base del "Manuale di Progettazione delle Opere Civili". I parametri identificativi dell'opera sono:

Vita Nominale	Classe d'Uso	Coeff. D'uso
75	III	1.5

La geo-localizzazione permette di ottenere le coordinate geografiche delle singole opere e individuare puntualmente la domanda sismica secondo gli spettri normativi rappresentativi delle due componenti (orizzontale e verticale), ovvero determinare i singoli parametri indipendenti di riferimento.

In particolare, si è fatto riferimento alle seguenti coordinate:

Latitudine: 39.3505

Longitudine: 16.0367

17.1.11.2 Definizione della domanda sismica

Secondo le NTC2018 l'azione sismica viene considerata mediante spettri di risposta elastici in accelerazione. Sulla base dello studio geologico, i terreni in esame sono di tipo C, pianeggianti, tali da ricadere nella categoria topografica T1. Risulta quindi possibile tracciare lo spettro di riferimento normativo. Nei calcoli, per lo spettro orizzontale è stato applicato un fattore di struttura $q=1.5$.

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

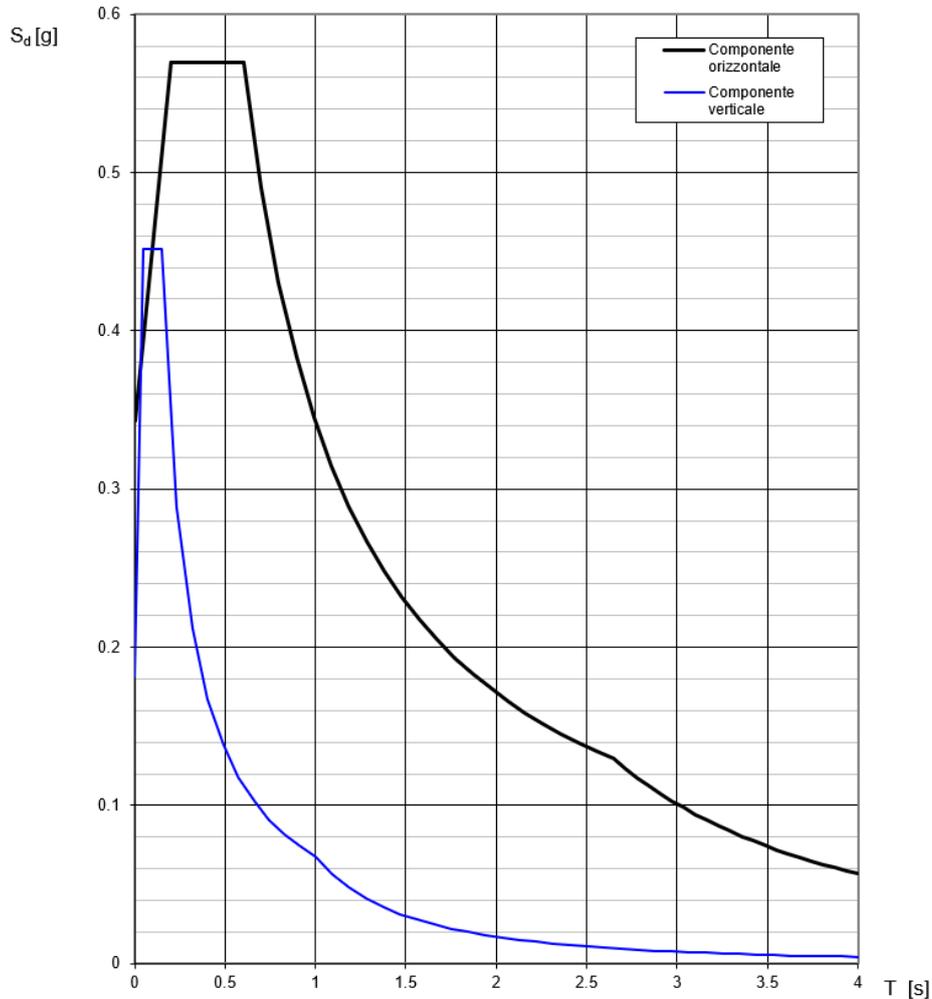


Figura 59 – Spettri di risposta per lo SLV

17.1.11.3 Calcolo dell'azione Sismica

L'azione sismica viene considerata attraverso un'analisi pseudo-statica. In particolare, le azioni di inerzia in direzione orizzontale sono calcolate come:

$$F_h = k_h \cdot W$$

in cui k_h è il coefficiente sismico orizzontale:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

L'accelerazione orizzontale a_{max} viene ricavata dallo spettro di progetto in corrispondenza del periodo T_B .

Il coefficiente β_m assume valore unitario.

Per le azioni inerziali in direzione verticale, invece, risulta valida la seguente espressione:

$$F_v = k_v \cdot W$$

dove:

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

Si ottengono di conseguenza i seguenti valori:

a_{max}	0.570	g
k_h	0.570	-
k_v	0.285	-

- Spinta del terrapieno in condizioni sismiche

La spinta esercitata dal terrapieno in condizioni sismiche viene valutata con la teoria di Mononobe-Okabe, considerando il raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite attivo:

$$S_{a,E} = S_a + \Delta S_{a,E}$$

dove S_a rappresenta la spinta attiva del terreno valutata in condizioni statiche, e $\Delta S_{a,E}$ l'incremento dovuto all'azione sismica.

In particolare, la spinta attiva in condizioni statiche è:

$$S_a(z) = k_a \cdot \gamma_T \cdot z$$

dove k_a viene valutato con la formula di Rankine:

$$k_a = \frac{1 - \text{sen}\varphi'}{1 + \text{sen}\varphi'} = 0.238$$

La risultante della spinta attiva in condizioni statiche è quindi pari a:

S_a	253	kN
-------	-----	----

L'espressione di Mononobe-Okabe permette di calcolare direttamente la risultante delle due componenti, che risulta quindi pari a:

$$S_{a,E}(z) = k_{a,E} \cdot \gamma_T \cdot z \cdot (1 \pm k_v)$$

Il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche viene calcolato come:

$$K_{a,E} = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\alpha \cdot \sin(\alpha - \delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\sin(\alpha - \delta - \theta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

dove:

- α = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del paramento del muro, pari a 90°;
- φ = angolo d'attrito del terrapieno, pari a 38°;
- δ = angolo d'attrito muro-terreno, pari a 0°;
- β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno, pari a 0°.

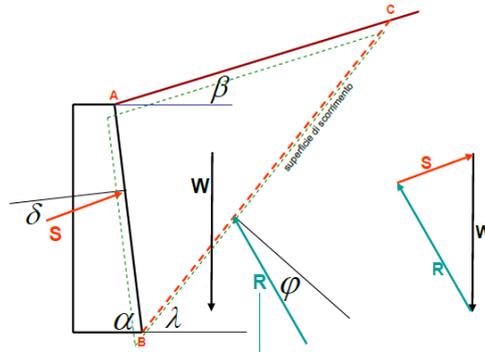


Figura 60 – Parametri per il calcolo del coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche

L'angolo θ tiene conto invece della presenza della componente verticale dell'azione sismica:

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

In particolare, nel calcolo di θ e in quello di $S_{a,E}$ si è considerato solo il caso $1 - k_v$ essendo risultato essere quello più gravoso.

In questo caso k_h e k_v sono calcolati considerando un'accelerazione orizzontale pari a:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

- S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T);
- a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Si ottengono di conseguenza i seguenti valori:

a_{max}	0.343	g
k_h	0.343	-
k_v	0.171	-
k_{aE}	0.538	-

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

La risultante della spinta attiva in condizioni sismiche è quindi pari a:

$S_{a,E}$	474	kN
-----------	-----	-----------

– **Spinta del ballast sul terrapieno in condizioni sismiche**

La spinta viene valutata, attraverso l'espressione di Mononobe-Okabe, considerando il carico uniformemente distribuito rappresentativo dello strato di ballast presente al di sopra del terrapieno, nell'ipotesi di raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite attivo:

$$S_{a,E}(z) = k_{a,E} \cdot q \cdot (1 - k_v)$$

in cui:

- q è il carico del ballast;
- $k_{a,E}$ è il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche.

La risultante della spinta del ballast sul terrapieno in condizioni sismiche è quindi pari a:

$S_{a,E,ballast}$	196	kN
-------------------	-----	-----------

– **Spinta del sovraccarico agente sul terrapieno in condizioni sismiche**

La spinta viene valutata, attraverso l'espressione di Mononobe-Okabe, considerando il sovraccarico accidentale ottenuto dalla ripartizione dei quattro carichi concentrati del modello di carico LM71, nell'ipotesi di raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite attivo:

$$S_{a,E}(z) = k_{a,E} \cdot q \cdot (1 - k_v)$$

in cui:

- q è il sovraccarico accidentale;
- $k_{a,E}$ è il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

La risultante della spinta del sovraccarico agente sul terrapieno in condizioni sismiche è quindi pari a:

$S_{a,E,q}$	444	kN
-------------	-----	----

– **Azioni di inerzia legate alla massa dell'impalcato**

Le azioni inerziali trasmesse dall'impalcato sono dovute alla massa degli elementi strutturali e non strutturali, ed al 20% della massa dei treni di carico teorici considerati.

Si riassumono di seguito le azioni verticali provenienti dall'impalcato ed agenti sugli apparecchi d'appoggio.

Carichi permanenti strutturali	g1	3600	kN
Carichi permanenti non strutturali	g2	2050	kN
Carichi da traffico verticali	Q1	4312	kN

In direzione longitudinale l'inerzia di tutto l'impalcato viene assorbita dalla spalla con sistema di vincolo di tipo fisso, mentre nella direzione trasversale e in quella verticale viene ripartita fra le due sottostrutture.

$$F_{h,long} = 2 \cdot k_h \cdot (g_1 + g_2 + 0.2 \cdot Q_1)$$

$$F_{h,trasv} = k_h \cdot (g_1 + g_2 + 0.2 \cdot Q_1)$$

$$F_v = k_v \cdot (g_1 + g_2 + 0.2 \cdot Q_1)$$

– **Azioni di inerzia legate alla massa degli elementi strutturali**

Le azioni di inerzia degli elementi strutturali sono calcolate come:

$$F_h = k_h \cdot W$$

dove W è il peso dei diversi elementi strutturali che compongono la spalla.

In direzione verticale, invece, la risultante della forza di inerzia viene calcolata come:

$$F_v = k_v \cdot W$$

17.2 Combinazioni di carico

Le sollecitazioni dovute ai carichi descritti nei paragrafi precedenti sono state combinate in ottemperanza alle NTC18, secondo quanto riportato nei paragrafi 2.5.3, 5.1.3.12.

Si riportano di seguito tutte le combinazioni analizzate, ed i valori dei coefficienti assunti per le singole condizioni di carico elementari.

Caso di carico	SLU_1	SLU_2	SLV_1	SLV_2	SLV_3
Peso proprio elementi strutturali	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00
Peso proprio ballast	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico accidentale	1.45	0.00	0.20	0.20	0.20
Permanenti strutturali impalcato	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali impalcato	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00
Carichi mobili impalcato	1.45	1.45	0.20	0.20	0.20
Spinta litostatica	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00
Spinta statica ballast	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00
Spinta statica sovraccarico	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00
Frenatura/avviamento	1.45	1.45	0.00	0.00	0.00
Azione centrifuga	0.73	0.73	0.00	0.00	0.00
Serpeggio	0.73	0.73	0.00	0.00	0.00
Vento	0.90	0.90	0.00	0.00	0.00
Resistenze parassite permanenti	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00
Resistenze parassite mobili	1.45	1.45	0.20	0.20	0.20
Inerzia elementi strutturali X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Inerzia elementi strutturali Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Inerzia elementi strutturali Z	0.00	0.00	0.30	0.30	1.00
Inerzia impalcato X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Inerzia impalcato Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Inerzia impalcato Z	0.00	0.00	0.30	0.30	1.00
Inerzia terrapieno X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Inerzia terrapieno Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Inerzia terrapieno Z	0.00	0.00	0.30	0.30	1.00
Inerzia ballast X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Inerzia ballast Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Inerzia sovraccarico accidentale X	0.00	0.00	0.20	0.06	0.06
Inerzia sovraccarico accidentale Y	0.00	0.00	0.06	0.20	0.06
Spinta attiva terrapieno	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
Sovraspinta sismica terrapieno X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Sovraspinta sismica terrapieno Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Spinta sismica ballast X	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
Spinta sismica ballast Y	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
Spinta sismica sovraccarico accidentale X	0.00	0.00	0.20	0.06	0.06
Spinta sismica sovraccarico accidentale Y	0.00	0.00	0.06	0.20	0.06

In particolar modo, sono state definite 2 combinazioni di carico in condizioni statiche (SLU) e 3 in condizioni sismiche (SLV), in modo da considerare l'azione sismica prevalente nelle tre direzioni principali della struttura. Le sollecitazioni sono state calcolate all'intradosso della trave di coronamento anteriore, in corrispondenza del suo baricentro.

17.3 Sollecitazione intradosso trave di coronamento

	N [kN]	T_x [kN]	T_y [kN]
SLU_1	16758	4636	399
SLU_2	16758	4080	399
SLV_1	9136	9529	1496
SLV_2	9136	3218	4988
SLV_3	10815	3218	1496

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA RADDOPPIO COSENZA – PAOLA / S. LUCIDO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione predimensionamento viadotti	COMMESSA RC1C	LOTTO 03 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO VI0000 002	REV. B

17.4 Pali di fondazione

Nel calcolo dello sforzo normale, trascurando il contributo dei due muri laterali, le sollecitazioni sono state ripartite solo fra i pali su cui poggia il cordolo di coronamento anteriore.

È possibile quindi dedurre le sollecitazioni agenti in testa palo attraverso la relazione:

$$R(x, y) = \frac{N}{n}$$

Per quanto riguarda le sollecitazioni orizzontali, invece, si assume che le azioni di taglio di ripartiscano uniformemente tra tutti i pali, risultando:

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

dove H_l , H_t sono le azioni orizzontali nelle due direzioni principali del ponte.

Il dimensionamento dei pali di fondazione è riportato nell'elaborato specifico.

Si riassumono di seguito le azioni in corrispondenza dell'intradosso del cordolo di collegamento, calcolate utilizzando un coefficiente amplificativo nelle combinazioni SLV pari a 1.10, secondo quanto stabilito nel §7.2.5 delle NTC 2018 per le strutture in CD'B'".

	N	T_x	T_y
	[kN]	[kN]	[kN]
SLU_1	16758	4636	399
SLU_2	16758	4080	399
SLV_1	10049	10482	1646
SLV_2	10049	3540	5486
SLV_3	11896	3540	1646

In funzione di tali azioni sono stati calcolati i massimi valori di sforzo assiale e taglio agenti nei pali di fondazione. Per lo sforzo assiale, inoltre, si è considerato un incremento del 50% del valore ottenuto dal calcolo, per tener conto della concentrazione dello scarico proveniente dall'impalcato.

Si riportano di seguito i risultati ottenuti.

	Nmax [kN]	V [kN]
SLU_1	838	93
SLU_2	838	82
SLV_1	502	212
SLV_2	502	131
SLV_3	595	78