

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



**DIREZIONE TECNICA**

**U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**ITINERARIO NAPOLI-BARI.**

**RADDOPPIO TRATTA CANCELLO - BENEVENTO.**

**II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO - VITULANO.**

**2° LOTTO FUNZIONALE TELESE - SAN LORENZO.**

VI10 – Ponte RANCI – VIADOTTO DAL KM 30+484.10 AL KM 30+496.60

Spalle - Relazione di calcolo

SCALA:

-
---

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

IF0H   22   D   11   CL   VI1000   001   A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	EMISSIONE	M.Piscitelli	Maggio 2017	F.Bavetta	Maggio 2017	F.Cerrone	Giugno 2017	F. A. Cerrone	

ITALFERR S.p.A.  
 Direzione Tecnica  
 Infrastrutture Centro  
 Dott. Ing. Fabrizio Cerrone  
 Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma  
 n. 16362 del. A

## INDICE

1.	GENERALITA' .....	5
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	5
1.2	UNITÀ DI MISURA.....	5
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	6
2.1	ELABORATI DI RIFERIMENTO.....	6
3.	MATERIALI .....	7
3.1	CLASSI DI ESPOSIZIONE E COPRIFERRI .....	7
3.2	CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE (C 25/30).....	8
3.3	CALCESTRUZZO PER PLINTI DI FONDAZIONE ( C 28/35).....	10
3.4	CALCESTRUZZO PER ELEVAZIONI (C 32/40) .....	11
3.5	CALCESTRUZZO MAGRO PER GETTI DI LIVELLAMENTO/SOTTOFONDAZIONI (C12/15).....	12
3.6	ACCIAIO IN BARRE D'ARMATURA PER C.A. (B450C) .....	13
4.	CARATTERIZZAZIONE E CRITERI DI PROGETTAZIONE GEOTECNICA .....	14
4.1	STRATIGRAFIA E INDAGINI IN PROSSIMITA' DELL'OPERA.....	14
4.2	CURVE DI PORTANZA DI PROGETTO A CARICO VERTICALE .....	16
4.3	COEFFICIENTE A.....	20
4.4	CARICO LIMITE PER AZIONI ORIZZONTALI.....	20
5.	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO .....	22
5.1	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO DELL'OPERA .....	23
5.2	PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA.....	25
5.3	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CATEGORIA TOPOGRAFICA .....	30
6.	ANALISI DEI CARICHI .....	32
6.1	CARICHI PROVENIENTI DALL'IMPALCATO .....	32
6.1.1	<i>Pesi permanenti strutturali e non strutturali</i> .....	32

6.1.2	Carichi variabili sui marciapiedi .....	34
6.1.3	Carichi variabili da traffico .....	34
6.1.3.1	Azioni da traffico ferroviario .....	34
6.1.3.2	Incremento dinamico.....	36
6.1.3.3	Contemporaneità dei treni sui binari .....	37
6.1.4	Azioni orizzontali da avviamento / frenatura .....	38
6.1.5	Forza centrifuga.....	38
6.1.6	Serpeggio.....	38
6.1.7	Azioni parassite dei vincoli .....	39
6.1.8	Azioni da Vento .....	41
6.1.9	Azioni aerodinamiche indotte dal transito dei convogli.....	47
6.1.10	Tabelle riepilogo Scarichi impalcato .....	49
6.2	SPINTA DEL TERRENO DEL RILEVATO IN CONDIZIONI STATICHE .....	51
6.3	SPINTA DEL SOVRACCARICO ACCIDENTALE CONDIZIONI STATICHE.....	52
6.4	AZIONE SISMICA.....	53
6.4.1	Azioni sismiche sulle Spalle.....	53
6.4.2	Sovrappinta sismica del terreno .....	56
7.	COMBINAZIONI DI CARICO .....	57
8.	CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI.....	62
8.1	VERIFICHE ALLO SLU .....	62
8.1.1	Pressoflessione .....	62
8.1.2	Taglio .....	64
8.2	VERIFICA SLE.....	66
8.2.1	Verifiche alle tensioni.....	66
8.2.2	Verifiche a fessurazione .....	67
9.	MODELLI DI CALCOLO PER LE SPALLE .....	68
9.1	MODELLI A MENSOLA PER LA VERIFICA DELLE SPALLE .....	68

10.	ANALISI E VERIFICA SPALLA FISSA (S2).....	69
10.1	MURO FRONTALE.....	69
10.2	MURO PARAGHIAIA.....	72
10.3	MURI LATERALI.....	74
10.4	PLINTO DI FONDAZIONE.....	75
10.5	PALI DI FONDAZIONE.....	81
	10.5.1 Verifiche Geotecniche di capacità portante per carichi verticali.....	81
	10.5.2 Verifiche Geotecniche di capacità portante per carichi orizzontali.....	81
	10.5.3 Verifiche Strutturali Pali.....	86
11.	ANALISI E VERIFICA SPALLA MOBILE (S1).....	87
11.1	PALI DI FONDAZIONE.....	87
	11.1.1 Verifiche Geotecniche di capacità portante per carichi verticali.....	88
	11.1.2 Verifiche Geotecniche di capacità portante per carichi orizzontali.....	88
	11.1.3 Verifiche Strutturali Pali.....	88

	<b>ITINERARIO NAPOLI-BARI.</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO - BENEVENTO.</b> <b>II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO - VITULANO.</b> <b>2° LOTTO FUNZIONALE TELESE - SAN LORENZO.</b>					
	VI10 – Ponte RANCI - PONTE dal km 30+484.10 al km 30+496.60 Spalle - Relazione di calcolo	COMMESSA <b>IF0H</b>	LOTTO <b>22 D 11</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>VI1000 001</b>	REV. <b>A</b>

## 1. GENERALITA'

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

Le Analisi e Verifiche nel seguito esposte fanno in particolare riferimento alle sottostrutture (Spalla mobile e fissa) del Ponte VI10, previsto sull'asse principale del tracciato di progetto, tra le 30+484.10 - 30+496.60.

### 1.1 Descrizione dell'opera

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

L'impalcato è costituito da travi metalliche incorporate da un getto di completamento in c.a. La larghezza complessiva dell'impalcato è pari a 14.30 m su cui gravano 2 binari posti ad interasse pari a 4.00 m, in maniera simmetrica rispetto alla mezzeria del viadotto. Per maggiori dettagli riguardanti l'impalcato si rinvia alla relazione specifica.

Le sottostrutture consistono in due spalle con fondazioni di tipo profondo su pali. La spalla indicata con "S2" è la spalla fissa mentre quella indicata con "S1" è la spalla mobile.

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

### 1.2 Unità di misura

Nel seguito si adotteranno le seguenti unità di misura:

- per le lunghezze ⇒ m, mm
- per i carichi ⇒ kN, kN/m<sup>2</sup>, kN/m<sup>3</sup>
- per le azioni di calcolo ⇒ kN, kNm
- per le tensioni ⇒ MPa

## 2. **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

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

- Rif. [1] Ministero delle Infrastrutture, DM 14 gennaio 2008, «Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni»
- Rif. [2] Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, circolare 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP., «Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008»
- Rif. [3] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE I / Aspetti Generali (RFI DTC SI MA IFS 001 A)
- Rif. [4] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 1 / Ambiente e Geologia (RFI DTC SI AG MA IFS 001 A – rev 30/12/2016)
- Rif. [5] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 2 / Ponti e Strutture ( RFI DTC SI PS MA IFS 001 A– rev 30/12/2016 )
- Rif. [6] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 3 / Corpo Stradale (RFI DTC SI CS MA IFS 001 A– rev 30/12/2016)
- Rif. [7] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 4 / Gallerie (RFI DTC SI GA MA IFS 001 A– rev 30/12/2016)
- Rif. [8] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 5 / Prescrizioni per i Marciapiedi e le Pensiline delle Stazioni Ferroviarie a servizio dei Viaggiatori (RFI DTC SI CS MA IFS 002 A– rev 30/12/2016)
- Rif. [9] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 6 / Sagome e Profilo minimo degli ostacoli (RFI DTC SI CS MA IFS 003 A– rev 30/12/2016)
- Rif. [10] Regolamento (UE) N.1299/2014 della Commissione del 18 Novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell'Unione europea
- Rif. [11] Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture, Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento (UNI EN 1991-1-4)
- Rif. [12] UNI 11104: Calcestruzzo : Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1

### 2.1 **Elaborati di riferimento**

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

V110 – Ponte RANCI - PONTE dal km 30+484.10  
al km 30+496.60 Spalle - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	22 D 11	CL	V11000 001	A	7 di 88

### 3. MATERIALI

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

#### 3.1 CLASSI DI ESPOSIZIONE E COPRIFERRI

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

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

Classe esposizione norma UNI 9558	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206-1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
<b>1 Assenza di rischio di corrosione o attacco</b>						
1	X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici in ambiente molto asciutto.	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzi non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico.	-	C 12/15	
<b>2 Corrosione indotta da carbonatazione</b>						
Nota - Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copri ferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera tra il calcestruzzo e il suo ambiente.						
2 a	XC1	Asciutto o permanentemente bagnato.	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immerse in acqua.	0,60	C 25/30	
2 a	XC2	Bagnato, raramente asciutto.	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.	0,60	C 25/30	
5 a	XC3	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non comprese nella classe XC2.	0,50	C 32/40	
<b>3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare</b>						
5 a	XD1	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XD2	Bagnato, raramente asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua anche industriale contenente cloruri (Piscine).	0,50	C 32/40	
5 c	XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.	0,45	C 35/45	

Classe esposizione norma UNI 9558	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206-1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
<b>4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare</b>						
4 a 5 b	XS1	Esposto alla salinità marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità di mare.	0,50	C 32/40	
	XS2	Permanentemente sommerso.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immerse in acqua.	0,45	C 35/45	
	XS3	Zone esposte agli spruzzi o alle maree.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.	0,45	C 35/45	
<b>5 Attacco dei cicli di gelo/disgelo con o senza disgelanti *</b>						
2 b	XF1	Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante.	Superfici verticali di calcestruzzo come facciate e colonne esposte alla pioggia ed al gelo. Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo, alla pioggia o all'acqua.	0,50	C 32/40	
3	XF2	Moderata saturazione d'acqua, in presenza di agente disgelante.	Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti.	0,50	C 25/30	3,0
2 b	XF3	Elevata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante.	Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetti ai fenomeni di gelo, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo.	0,50	C 25/30	3,0
3	XF4	Elevata saturazione d'acqua, con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare.	Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo ed ai sali disgelanti in modo diretto o indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare.	0,45	C 28/35	3,0
<b>6 Attacco chimico**</b>						
5 a	XA1	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Contenitori di fanghi e vasche di decantazione. Contenitori e vasche per acque reflue.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XA2	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi.	0,50	C 32/40	
5 c	XA3	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di acque industriali fortemente aggressive. Contenitori di foraggi, mangimi e liquami provenienti dall'allevamento animale. Torri di raffreddamento di fumi di gas di scarico industriali.	0,45	C 35/45	

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

\*\*) Da parte di acqua del terreno e acque fluviali.

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

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

	Classi di esposizione																	
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione				Corrosione delle armature indotta da cloruri						Attacco da cicli di gelo/disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico		
						Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti									
	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
Massimo rapporto <i>a/c</i>	-	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,50	0,50	0,45	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45
Minima classe di resistenza <sup>1)</sup>	C12/15	C25/30	C28/35	C32/40	C32/40	C35/45	C28/35	C32/40	C35/45	32/40	25/30	28/35	28,35	32/40	35/45			
Minimo contenuto in cemento (kg/m <sup>3</sup> )	-	300	320	340	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	360
Contenuto minimo in aria (%)														3,0 <sup>a)</sup>				
Altri requisiti															Aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo	È richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati <sup>b)</sup>		

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

Classi di resistenza minima del calcestruzzo secondo UNI – 11104

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

- Elevazioni spalle: 40 mm
- Plinti di fondazione: 40 mm
- Pali di fondazione: 60 mm

### 3.2 Calcestruzzo per Pali di Fondazione (C 25/30)

Valore caratteristico della resistenza a compressione cubica a 28 gg:

$$R_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

Valore caratteristico della resistenza a compressione cilindrica a 28 gg:

$$f_{ck} = 24.9 \text{ MPa} \quad (0,83 \cdot R_{ck})$$

Resistenza a compressione cilindrica media:

$$f_{cm} = 32.9 \text{ MPa} \quad (f_{ck} + 8)$$

Resistenza a trazione assiale:

VI10 – Ponte RANCI - PONTE dal km 30+484.10  
al km 30+496.60 Spalle - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	22 D 11	CL	VI1000 001	A	9 di 88

$$f_{ctm} = 2.56 \text{ MPa} \quad \text{Valore medio}$$

$$f_{ctk,0.05} = 1.79 \text{ MPa} \quad \text{Valore caratteristico frattile 5\%}$$

**Resistenza a trazione per flessione:**

$$f_{cfm} = 3.1 \text{ MPa} \quad \text{Valore medio}$$

$$f_{cfk,0.05} = 2.1 \text{ MPa} \quad \text{Valore caratteristico frattile 5\%}$$

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

$$\gamma_c = 1.5$$

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

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

$$f_{cd} = 14.1 \text{ MPa} \quad (0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_s)$$

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

$$f_{ctd} = 1.19 \text{ MPa} \quad (f_{ctk,0.05} / \gamma_s)$$

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

$$f_{ctd f} = 1.43 \text{ MPa} \quad 1,2 \cdot f_{ctd}$$

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

**Modulo di elasticità normale :**

$$E_{cm} = 31447 \text{ MPa}$$

**Modulo di elasticità tangenziale:**

$$G_{cm} = 13103 \text{ MPa}$$

**Modulo di Poisson:**

$$\nu = 0.2$$

□

**Coefficiente di dilatazione lineare**

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

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

$$\eta = 1.00$$

$$f_{bd} = 2.69 \text{ MPa} \quad (2,25 \cdot f_{ctk} \cdot \eta / \gamma_s)$$

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

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

$$\sigma_{cmax QP} = (0,40 f_{ck}) = 9.96 \text{ MPa} \quad \text{(Combinazione di Carico Quasi Permanente)}$$

$$\sigma_{cmax R} = (0,55 f_{ck}) = 13.70 \text{ MPa} \quad \text{(Combinazione di Carico Caratteristica - Rara)}$$

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

### 3.3 Calcestruzzo per Plinti di Fondazione ( C 28/35)

Valore caratteristico della resistenza a compressione cubica a 28 gg: - -

$$R_{ck} = 35 \text{ MPa}$$

Valore caratteristico della resistenza a compressione cilindrica a 28 gg:

$$f_{ck} = 29.1 \text{ MPa} \quad (0,83 \cdot R_{ck})$$

Resistenza a compressione cilindrica media:

$$f_{cm} = 37.1 \text{ MPa} \quad (f_{ck} + 8)$$

Resistenza a trazione assiale:

$$f_{ctm} = 2.83 \text{ MPa} \quad \text{Valore medio}$$

$$f_{ctk,0.05} = 1.98 \text{ MPa} \quad \text{Valore caratteristico frattile 5\%}$$

Resistenza a trazione per flessione:

$$f_{ctm} = 3.4 \text{ MPa} \quad \text{Valore medio}$$

$$f_{ctk,0.05} = 2.4 \text{ MPa} \quad \text{Valore caratteristico frattile 5\%}$$

Coefficiente parziale per le verifiche agli SLU:

$$\gamma_c = 1.5$$

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

Resistenza di calcolo a compressione allo SLU:

$$f_{cd} = 16.5 \text{ MPa} \quad (0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_s)$$

Resistenza di calcolo a trazione diretta allo SLU:

$$f_{ctd} = 1.32 \text{ MPa} \quad (f_{ctk,0.05} / \gamma_s)$$

Resistenza di calcolo a trazione per flessione SLU:

$$f_{ctd f} = 1.59 \text{ MPa} \quad 1,2 \cdot f_{ctd}$$

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

Modulo di elasticità normale :

$$E_{cm} = 32588 \text{ MPa}$$

Modulo di elasticità tangenziale:

$$G_{cm} = 13578 \text{ MPa}$$

Modulo di Poisson:

$$\nu = 0.2$$

□

Coefficiente di dilatazione lineare

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

Tensione di aderenza di calcolo acciaio-calcestruzzo

$$\eta = 1.00$$

$$f_{bd} = 2.98 \text{ MPa} \quad (2,25 \cdot f_{ctk} \cdot \eta / \gamma_s)$$

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

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

$$\sigma_{\text{cmax QP}} = (0,40 f_{\text{ck}}) = \boxed{11.62} \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Quasi Permanente})$$

$$\sigma_{\text{cmax R}} = (0,55 f_{\text{ck}}) = \boxed{15.98} \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Caratteristica - Rara})$$

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

### 3.4 Calcestruzzo per Elevazioni (C 32/40)

Valore caratteristico della resistenza a compressione cubica a 28 gg:

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

Valore caratteristico della resistenza a compressione cilindrica a 28 gg:

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

Resistenza a compressione cilindrica media:

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

Resistenza a trazione assiale:

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

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

Resistenza a trazione per flessione:

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

$$f_{\text{ctk},0.05} = \boxed{2.6} \text{ MPa} \quad \text{Valore caratteristico frattile 5\%}$$

Coefficiente parziale per le verifiche agli SLU:

$$\gamma_{\text{c}} = \mathbf{1.5}$$

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

Resistenza di calcolo a compressione allo SLU:

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

Resistenza di calcolo a trazione diretta allo SLU:

$$f_{\text{ctd}} = \boxed{1.45} \text{ MPa} \quad (f_{\text{ctk},0.05} / \gamma_{\text{S}})$$

Resistenza di calcolo a trazione per flessione SLU:

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

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

Modulo di elasticità normale :

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

Modulo di elasticità tangenziale:

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

V110 – Ponte RANCI - PONTE dal km 30+484.10  
al km 30+496.60 Spalle - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	22 D 11	CL	V11000 001	A	12 di 88

**Modulo di Poisson:**

$\nu =$

**Coefficiente di dilatazione lineare**

$\alpha =$   °C<sup>-1</sup>

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

$\eta =$  1.00

$f_{bd} =$   MPa (2,25\*f<sub>ctk</sub>\*η/γ<sub>s</sub>)

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

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

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

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

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

### 3.5 Calcestruzzo magro per Getti di livellamento/sottofondazioni (C12/15)

**Valore caratteristico della resistenza a compressione cubica a 28 gg:**

$R_{ck} =$   MPa

**Valore caratteristico della resistenza a compressione cilindrica a 28 gg:**

$f_{ck} =$   MPa (0,83\*R<sub>ck</sub>)

**Resistenza a compressione cilindrica media:**

$f_{cm} =$  20.5 MPa (f<sub>ck</sub>+8)

Si omettono resistenze e/o tensioni di calcolo, essendo tale conglomerato previsto per parti d'opera senza funzioni strutturali.

VI10 – Ponte RANCI - PONTE dal km 30+484.10  
al km 30+496.60 Spalle - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	22 D 11	CL	VI1000 001	A	13 di 88

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

*Tensione caratteristica di rottura:*

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

*Tensione caratteristica allo snervamento:*

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

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

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

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

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

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

*Coefficiente parziale per le verifiche agli SLU:*

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

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

*Resistenza di calcolo allo SLU:*

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

*Modulo di elasticità :*

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

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

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

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI-BARI.</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO - BENEVENTO.</b> <b>II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO - VITULANO.</b> <b>2° LOTTO FUNZIONALE TELESE - SAN LORENZO.</b>					
	VI10 – Ponte RANCI - PONTE dal km 30+484.10 al km 30+496.60 Spalle - Relazione di calcolo	COMMESSA IF0H	LOTTO 22 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI1000 001	REV. A

#### 4. CARATTERIZZAZIONE E CRITERI DI PROGETTAZIONE GEOTECNICA

Il ponte ricade alle chilometriche 30+484.10 - 30+496.60 del tracciato di progetto dell'Asse Principale, nell'ambito del 2° Lotto Funzionale Telese-San Lorenzo, individuato dalle pk 27+700 – 39+050.

La definizione del modello geotecnico di sottosuolo di riferimento per il dimensionamento delle strutture di fondazione dell'opera, è trattata diffusamente nella specifica sezione dedicata all'opera in esame nell'ambito del seguente documento di progetto:

Relazione generale di linea delle opere all'aperto - Sub lotto 2	I	F	O	H	0	2	D	1	1	R	B	G	E	0	0	0	1	0	0	2	A
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

Nella fattispecie, dal documento appena citato si desumono le curve di portanza dei pali nei riguardi dei carichi verticali di compressione e/o trazione, oltre al coefficiente  $\alpha$  [m] utile alla valutazione delle sollecitazioni flessionali a testa pali legati alla deformabilità a taglio della palificata; relativamente a quest'ultimo aspetto, si specifica che ai fini della valutazione degli sforzi normali a testa pali, la valutazione del momento incrementale  $M=T \times \alpha$  è stata effettuata considerando un coefficiente  $\alpha$  pari al 50% di quello relativo al modello di palo isolato rigidamente vincolato in testa, per tener conto in qualche modo della reale deformabilità del plinti, mentre, per la valutazione delle sollecitazioni di progetto del palo singolo, il coefficiente  $\alpha$  è stato considerato cautelativamente per intero.

Viene invece affrontato nell'ambito del presente paragrafo il tema del carico limite dei pali nei riguardi delle azioni orizzontali, essendo tale aspetto strettamente connesso agli aspetti strutturali (armatura di progetto a testa palo).

#### 4.1 STRATIGRAFIA E INDAGINI IN PROSSIMITA' DELL'OPERA

Nelle vicinanze dell'opera sono state eseguite le seguenti indagini.

Sondaggio	Anno	Profondità	SPT n.	Lefranc n.	Lugeon n.	Dilatometrica n.	Pressiometrica n.	CR n.	CI n.	CL n.	Piezometro	Inclinometro	DH
		[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	TA/CC	[m]	[m]
S135	1985	20	4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
IF15G16	2017	35	9	1	-	1	-	1	2	-	TA	-	-

Il sondaggio IF15G16 ha evidenziato la presenza di depositi alluvionali terrazzati fino a circa 10.5 m da p.c., composti per i primi 3.0 m circa da ghiaia in matrice sabbiosa limosa (unità bn1), da limi sabbiosi (unità bn2) per i successivi 5.0 m e infine da argilla debolmente sabbiosa (unità bn3). A seguire è stata intercettata la formazione delle argille varicolori superiori (unità ALVa) fino alla massima profondità investigata (35.0 m).

Il sondaggio S135 ha evidenziato la presenza di depositi alluvionali antichi fino a 6.0 m da p.c., in facies coesiva (unità bc3) per i primi 3.0 m e successivamente sabbiosa (unità bc2). A seguire sono stati intercettati i depositi alluvionali terrazzati in facies incoerente grossolana (unità bn1) fino alla massima profondità investigata (20.0 m).

Non sono stati prelevati in sito campioni da sottoporre a prove di laboratorio per il sondaggio S135, mentre per il sondaggio IF15G16 sono disponibili i seguenti risultati.

<b>Sondaggio</b>	-	IF15G16	IF15G16	IF15G16
<b>Campione</b>	-	Cl1	Cl2	CR1
<b>Tipo</b>	-	ind	ind	rim
<b>Unità</b>	-	ALVa	ALVa	ALVa
<b>Prof.</b>	m	17.00	21.00	12.50
<b>Granulometria</b>				
G	%	0.0	0.0	63.7
S	%	10.0	12.0	13.3
L +A	%	90.0	88.0	23.0
L	%	61.0	63.0	20.0
A	%	29.0	25.0	3.0
<b>Limiti di Atterberg</b>				
W <sub>L</sub>	%	43.0	45.0	23.0
W <sub>p</sub>	%	22.0	23.0	13.0
I <sub>p</sub>	%	21.0	22.0	10.0
<b>Caratteristiche fisiche</b>				
γ <sub>N</sub>	kNm <sup>3</sup>	21.6	20.7	
w <sub>N</sub>	%	13.9	21.4	
<b>Prove edometriche (valori riferiti alla tensione geostatica in sito)</b>				
E <sub>ed</sub>	kPa	7684	6733	
<b>Resistenza drenata</b>				
(TD) c	kPa	21.4		
(TD) f	°	16.2		

**FALDA:** il livello della falda massimo rilevato in corrispondenza del piezometro installato nel foro del sondaggio IF15G16 è a quota +76.3 m s.l.m.. Il massimo livello piezometrico massimo in corrispondenza dell'opera è variabile tra 3.0 e 4.0 m circa di profondità dal p.c. locale (vedasi profilo geotecnico

longitudinale). Per il dimensionamento delle fondazioni profonde del ponte, il livello viene cautelativamente assunto a p.c. per la presenza del fiume.

Pertanto, risulta in corrispondenza dell'opera in esame, la seguente stratigrafia di progetto:

#### VI10 – stratigrafia spalla S1, spalla S2

Profondità [m]	Unità geotecnica	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c_u$ [kPa]	$\varphi'$ [°]	$N_q$ [-]	$q_{b,lim}$ [kPa]
da 0.0 a 3.0	ba2	19.0	-	31	17	4300
da 3.0 a 7.0	bc2	19.0	-	32	17	4300
da 7.0 a 25.0	ALVa	20.5	275	-	-	-
da 25.0 a 30.0	ALVa	20.5	300	-	-	-
>30.0	ALVa	20.5	350	-	-	-

Falda: cautelativamente a p.c. (zona alveo/golena)

## 4.2 CURVE DI PORTANZA DI PROGETTO A CARICO VERTICALE

La capacità portante per le fondazioni del viadotto è stata valutata per pali di grande diametro  $D=1200$  mm considerando l'Approccio 2 (A1+M1+R3) di normativa e quindi con i seguenti coefficienti parziali sulle resistenze di base e laterale:

$N_1$  verticali di indagine, da cui  $\xi_3 = 1.7$ ,

FSL = fattore di sicurezza per la portata laterale a compressione ( $=\xi_3 \cdot \gamma_s = 2.0$ ).

FSL,t = fattore di sicurezza per la portata laterale a trazione ( $=\xi_3 \cdot \gamma_{st} = 2.1$ ).

FSB = fattore di sicurezza per la portata di base ( $=\xi_3 \cdot \gamma_b = 2.3$ ).

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

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

Inoltre si è considerato:

- testa palo a 2.0 m di profondità da p.c.;
- falda cautelativamente a p.c..

VI10 – Ponte RANCI - PONTE dal km 30+484.10  
al km 30+496.60 Spalle - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	22 D 11	CL	VI1000 001	A	17 di 88

- Tabella 1 – VI10 - Capacità portante palo D=1200 mm - A1+M1+R3 compressione

- LINEA NAPOLI-BARI TRATTA CANCELLO-BENEVENTO FRASSO-VITULANO  
- VI10 palo D1200mm -SLU A1+M1+R3  
- STAMPA capacita' portante e relativi contributi  
-

Lp m	Ql1 kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
.00	0.	346.	0.	346.	150.
.50	14.	433.	3.	444.	192.
1.00	31.	519.	6.	544.	235.
1.50	51.	606.	8.	648.	280.
2.00	75.	692.	11.	756.	327.
2.50	102.	779.	14.	867.	375.
3.00	132.	865.	17.	981.	425.
3.50	166.	952.	20.	1098.	477.
4.00	202.	1038.	23.	1218.	530.
4.50	242.	1125.	25.	1341.	585.
5.00	305.	1211.	28.	1488.	651.
5.50	492.	1471.	31.	1932.	855.
6.00	700.	1731.	34.	2397.	1069.
6.50	907.	1991.	37.	2861.	1282.
7.00	1114.	2251.	40.	3326.	1496.
7.50	1322.	2511.	42.	3790.	1710.
8.00	1529.	2771.	45.	4255.	1924.
8.50	1736.	3031.	48.	4719.	2138.
9.00	1944.	3042.	51.	4935.	2244.
9.50	2151.	3054.	54.	5151.	2350.
10.00	2358.	3066.	57.	5367.	2456.
10.50	2566.	3077.	59.	5584.	2561.
11.00	2773.	3089.	62.	5800.	2667.
11.50	2980.	3100.	65.	6016.	2773.
12.00	3188.	3112.	68.	6232.	2879.
12.50	3395.	3123.	71.	6448.	2985.
13.00	3603.	3135.	74.	6664.	3091.
13.50	3810.	3147.	76.	6880.	3197.
14.00	4017.	3158.	79.	7096.	3303.
14.50	4225.	3170.	82.	7312.	3408.
15.00	4432.	3181.	85.	7529.	3514.
15.50	4639.	3193.	88.	7745.	3620.
16.00	4847.	3205.	90.	7961.	3726.
16.50	5054.	3216.	93.	8177.	3832.
17.00	5261.	3228.	96.	8393.	3938.
17.50	5469.	3239.	99.	8609.	4044.
18.00	5676.	3251.	102.	8825.	4150.
18.50	5883.	3263.	105.	9041.	4256.
19.00	6091.	3274.	107.	9257.	4361.
19.50	6298.	3286.	110.	9473.	4467.
20.00	6505.	3297.	113.	9690.	4573.
20.50	6713.	3309.	116.	9906.	4679.
21.00	6920.	3321.	119.	10122.	4785.
21.50	7127.	3332.	122.	10338.	4891.
22.00	7335.	3344.	124.	10554.	4997.
22.50	7542.	3355.	127.	10770.	5103.
23.00	7752.	3367.	130.	10989.	5210.
23.50	7976.	3415.	133.	11258.	5340.
24.00	8202.	3463.	136.	11529.	5471.
24.50	8428.	3511.	139.	11800.	5602.
25.00	8654.	3559.	141.	12072.	5733.
25.50	8880.	3607.	144.	12343.	5864.
26.00	9107.	3655.	147.	12614.	5995.
26.50	9333.	3703.	150.	12885.	6126.
27.00	9559.	3714.	153.	13120.	6242.
27.50	9785.	3726.	156.	13355.	6357.
28.00	10016.	3737.	158.	13595.	6475.
28.50	10275.	3822.	161.	13936.	6638.





VI10 – Ponte RANCI - PONTE dal km 30+484.10  
al km 30+496.60 Spalle - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	22 D 11	CL	VI1000 001	A	20 di 88

-	29.50	10756.	0.	-500.	11256.	5622.
-	30.00	11019.	0.	-509.	11528.	5756.
-	30.50	11283.	0.	-517.	11801.	5890.
-	31.00	11547.	0.	-526.	12073.	6025.
-	31.50	11811.	0.	-534.	12346.	6159.
-	32.00	12075.	0.	-543.	12618.	6293.
-	32.50	12339.	0.	-551.	12890.	6427.
-	33.00	12603.	0.	-560.	13163.	6561.
-	-----					

- Lp = Lunghezza utile del palo
- Q<sub>l1</sub> = Portata laterale limite
- Q<sub>b1</sub> = Portata di base limite
- W<sub>p</sub> = Peso efficace del palo
- Q<sub>u</sub> = Portata totale limite
- Q<sub>d</sub> = Portata di progetto = Q<sub>l1</sub>/FS,<sub>1</sub> + Q<sub>b1</sub>/FS,<sub>b</sub> - W<sub>p</sub>

### 4.3 COEFFICIENTE $\alpha$

Nella Relazione Geotecnica Generale già citata in precedenza, è riportata la valutazione del parametro alfa ( $\alpha$ ) per le varie situazioni stratigrafiche caratteristiche del tracciato, tra cui l'area interessata dalla realizzazione dell'opera in esame; in funzione dei risultati ottenuti si è ritenuto di assumere, ai fini progettuali, un valore del coefficiente  $\alpha$  pari a **2.6m**

### 4.4 CARICO LIMITE PER AZIONI ORIZZONTALI

Per le fondazioni in esame, vista la presenza di una stratigrafia piuttosto variabile con la profondità in cui si intercalano incoerenti e coesivi e la presenza di carichi orizzontali piuttosto elevati in condizioni sismiche, le verifiche a carico limite orizzontale sono state svolte con programma FEM non lineare, considerando negli altri strati di terreno curve P-Y non lineari, definibili lungo il fusto del palo e resistenze variabili. La teoria di Broms è comunque applicabile però impone semplificazioni (ad esempio unico tipo di terreno) che rendono ancora più restrittiva la verifica, mentre l'utilizzo di una legge P-Y di mobilitazione non lineare, di tipo iperbolico per la valutazione della pressione orizzontale limite, meglio descrive il comportamento dei terreni in esame.

Il palo, in testa è stato vincolato alla rotazione ( $\varphi=0$  rotazione impedita) ed è stato applicato un carico orizzontale (H) via via incrementato, mobilitando man mano la resistenza laterale disponibile fino a raggiungere il momento di prima plasticizzazione della sezione lungo il palo.

La verifica a carico limite è stata svolta incrementando il carico orizzontale man mano fino ad un carico massimo pari al taglio massimo ( $T_{max}$ , SLU) per il coefficiente di sicurezza FS. Il fattore di sicurezza per la verifica a carico orizzontale è valutato come  $FS = \gamma T \cdot \xi_3$  (con  $\gamma T = 1.30$ ). Per la verifica a carico limite

orizzontale, per le opere in esame, è stato assunto  $\xi_3 = 1.40$ , con riferimento al numero massimo di verticali di indagine eseguite su ogni sub lotto di pertinenza. Questo per i seguenti motivi:

- le verifiche vengono condotte per le condizioni di carico più gravose, che sono date dalle azioni sismiche SLU, in cui si evidenziano valori delle azioni orizzontali molto alti, decisamente maggiori rispetto alle massima azioni orizzontali in condizioni statiche SLU.
- per le singole unità geotecniche, l'insieme delle informazioni per la caratterizzazione geotecnica del terreno deriva anche dall'analisi di tutte le prove in sito ed in laboratorio del singolo sub lotto, dettagliate sulle indagini locali in corrispondenza dell'opera principalmente per la definizione della stratigrafia.

## 5. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

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

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

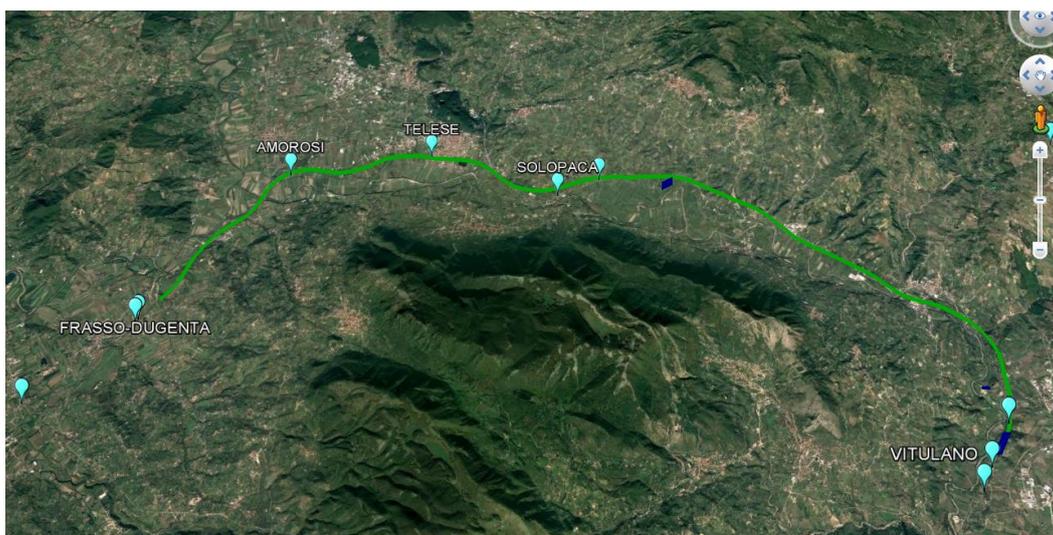


Figura 1 – Configurazione planimetrica tracciato

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

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

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

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

	<b>ITINERARIO NAPOLI-BARI.</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO - BENEVENTO.</b> <b>II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO - VITULANO.</b> <b>2° LOTTO FUNZIONALE TELESE - SAN LORENZO.</b>					
	VI10 – Ponte RANCI - PONTE dal km 30+484.10 al km 30+496.60 Spalle - Relazione di calcolo	COMMESSA <b>IF0H</b>	LOTTO <b>22 D 11</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>VI1000 001</b>	REV. <b>A</b>

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

Zona S1 : Amorosi (BN)

Zona S2 : Solopaca (BN)

Zona S3 : Ponte (BN)

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

L'opera in esame ricade nella zona sismica denominata Zona S3.

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

Per la valutazione dei parametri di pericolosità sismica è necessario definire, oltre alla localizzazione geografica del sito, la Vita nominale dell'opera strutturale (VN), intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata, e la Classe d'Uso a cui è associato un coefficiente d'uso (CU)

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

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

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

	<b>ITINERARIO NAPOLI-BARI.</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO - BENEVENTO.</b> <b>II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO - VITULANO.</b> <b>2° LOTTO FUNZIONALE TELESE - SAN LORENZO.</b>					
	V110 – Ponte RANCI - PONTE dal km 30+484.10 al km 30+496.60 Spalle - Relazione di calcolo	COMMESSA <b>IF0H</b>	LOTTO <b>22 D 11</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>VI1000 001</b>	REV. <b>A</b>

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

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

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

$$C_u = 1.5$$

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

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

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

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI-BARI.</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO - BENEVENTO.</b> <b>II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO - VITULANO.</b> <b>2° LOTTO FUNZIONALE TELESE - SAN LORENZO.</b>					
	VI10 – Ponte RANCI - PONTE dal km 30+484.10 al km 30+496.60 Spalle - Relazione di calcolo	COMMESSA <b>IF0H</b>	LOTTO <b>22 D 11</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>VI1000 001</b>	REV. <b>A</b>

## 5.2 Parametri di pericolosità sismica

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

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

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

Per quanto detto al precedente paragrafo, risulta:

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

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

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

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

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

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

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

Tab. 3.2.1 DM 14.01.08

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

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

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

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

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

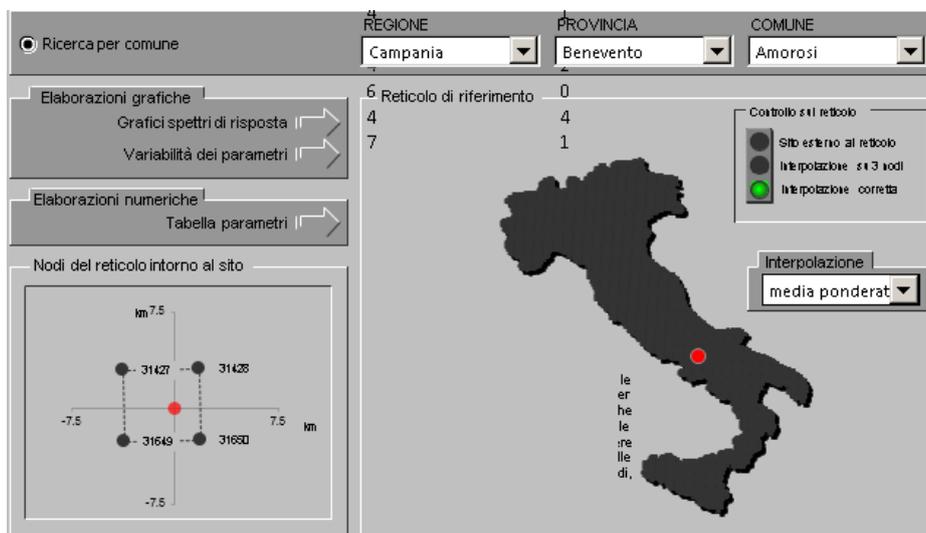
Di seguito si riportano i parametri di pericolosità sismica da assumere come riferimento per la determinazione delle Azioni sismiche di progetto per opere ricadenti nella parte di tracciato dell'infrastruttura individuata come zona S1:

Località : Amorosi (BN)

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

VR = 112.5 anni

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



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

Tabella di riepilogo Parametri di pericolosità sismica zona S1

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

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

Località : Solopaca (BN)

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

$V_R = 112.5$  anni

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



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

Tabella di riepilogo Parametri di pericolosità sismica zona S2

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

V110 – Ponte RANCI - PONTE dal km 30+484.10  
al km 30+496.60 Spalle - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	22 D 11	CL	V11000 001	A	29 di 88

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

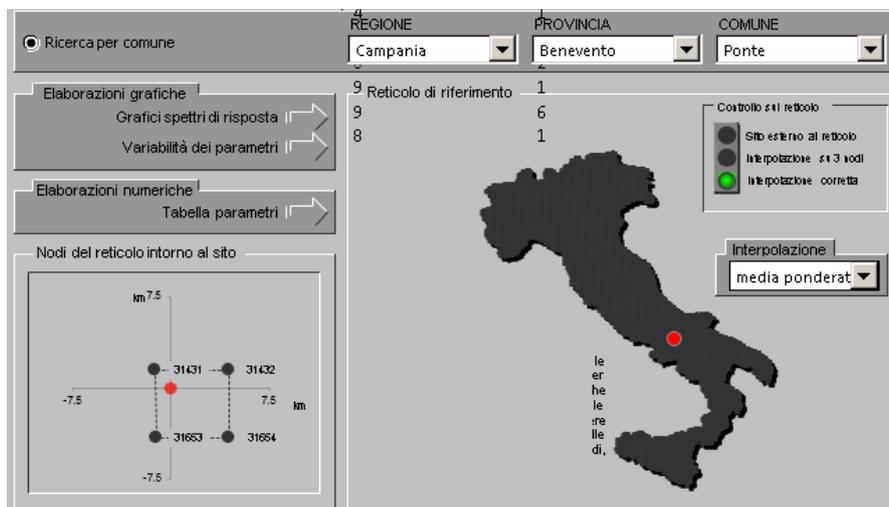
Località : Ponte (BN)

**Località**

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

$V_R = 112.5$  anni

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



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

Tabella di riepilogo Parametri di pericolosità sismica zona S3

L'opera in esame ricade nella zona sismica denominata S3.

### 5.3 Categoria di sottosuolo e categoria topografica

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

Tabella 3.2.II – *Categorie di sottosuolo*

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

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

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

Tabella 3.2.IV – *Categorie topografiche*

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

Tabella di riepilogo Categoria di Sottosuolo e Topografiche DM 14.01.08

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

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

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

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

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

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

## 6. ANALISI DEI CARICHI

### 6.1 Carichi provenienti dall'impalcato

#### 6.1.1 Pesi permanenti strutturali e non strutturali

##### G1 (Permanenti strutturali)

<b>Impalcato :</b>				
$\gamma_{ca} =$	25	KN/m <sup>3</sup>		
$\gamma_{tr} =$	2.85	KN/m	(Peso a metro 1 travi HE600M)	
$A_{ca} =$	16.23	m <sup>2</sup>	(Area impalcato)	
$A_{tr} =$	0.04	m <sup>2</sup>	(Area travi)	
$A_{cavedi} =$	1.46	m <sup>2</sup>	(Area cavedi)	
n° cavedi=	2		(n° totale cavedi)	
n travi =	28	m <sup>3</sup>	(n° totale travi)	
$A_{ca,netta} =$	12.19	m <sup>2</sup>	(Area impalcato al netto delle travi)	
<b>Tot G1 =</b>	<b>384.6</b>	KN/m	(peso complessivo struttura impalcato per metro in direzione longitudinale)	
<b>N</b>	<b>ML</b>	<b>MT</b>	<b>TL</b>	<b>TT</b>
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
2403.44	0	0	0	0
2403.44	0	0	0	0
				Scarichi su spalla mobile
				Scarichi su spalla fissa

##### G2 (Permanenti non strutturali)

<b>Ballast/Armamento</b>				
$\gamma_{armam} =$	18	KN/m <sup>3</sup>		
L =	7.70	m	(lunghezza complessiva trasversale)	
s =	0.80	m	(spessore)	
G2a =	110.9	KN/m	(peso complessivo armamento a metro lineare in direzione longitudinale)	
<b>Impermeabilizzazione e Massetto di protezione</b>				
$\gamma_{mass} =$	21	KN/m <sup>3</sup>		
L =	7.70	m	(lunghezza complessiva trasversale)	
s =	0.05	m	(spessore)	
G2b =	8.1	KN/m	(peso complessivo armamento a metro lineare in direzione longitudinale)	
<b>Canalette portacavi</b>				
G2c =	0.0	KN/m	(peso complessivo canalette portacavi(n°2) a metro lineare in direzione longitudinale)	

VI10 – Ponte RANCI - PONTE dal km 30+484.10  
al km 30+496.60 Spalle - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	22 D 11	CL	VI1000 001	A	33 di 88

#### Veelette in c.a. a margine impalcato

G2d=	0.0	KN/m	(peso complessivo veelette a margine impalcato per metro lineare in direzione longitudinale.)
------	-----	------	---

#### Barriere Antirumore

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

$p_{barr}$ =	4.0	KN/m <sup>2</sup>	(peso barriera a metro quadro)
hb =	5.05	m	(Barriera H4)
nb =	2		( n° barriere previste )
G2e=	40.4	KN/m	(peso complessivo barriere antirumore a metro lineare in direzione longitudinale.)
<b>tot.G2 =</b>	<b>159.4</b>	KN/m	(Carico permanente complessivo non strutturale per metro in direzione longitudinale)

N	ML	MT	TL	TT	
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	
996.18	0	0	0	0	Scarichi su spalla mobile
996.18	0	0	0	0	Scarichi su spalla fissa

Ai fini della valutazione delle azioni agenti sugli elementi strutturali costituenti la spalla vengono inoltre considerati il peso proprio della spalla (calcolato considerando un peso specifico del calcestruzzo di 25 kN/m<sup>3</sup>) e il peso del terreno compreso tra i muri andatori.

### 6.1.2 Carichi variabili sui marciapiedi

Lm =	2.50	m	(larghezza trasversale singolo marciapiede)		
q13=	10.00	KN/m2	(carico variabile per unità di superficie zona marciapiedi)		
tot.Qm 1=	25.0	KN/m	(carico variabile sui marciapiedi per metro lineare longitudinale 1 marciapiede carico)		
et(m) =	5.20	m	eccentricità trasversale di calcolo		
<b>Qm1 (1 Marciapiedi carico)</b>					
N	ML	MT	TL	TT	
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	
156.25	0.0	812.5	0.0	0.0	Scarichi su spalla mobile
156.25	0.0	812.5	0.0	0.0	Scarichi su spalla fissa
tot.Qm 2 =	50.0	KN/m	(carico variabile sui marciapiedi per metro lineare longitudinale 2 marciapiedi carichi)		
et(m) =	0.10	m	eccentricità trasversale di calcolo		
<b>Qm2 (2 Marciapiedi carichi)</b>					
N	ML	MT	TL	TT	
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	
312.50	0.0	31.3	0.0	0.0	Scarichi su spalla mobile
312.50	0.0	31.3	0.0	0.0	Scarichi su spalla fissa

### 6.1.3 Carichi variabili da traffico

#### 6.1.3.1 Azioni da traffico ferroviario

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

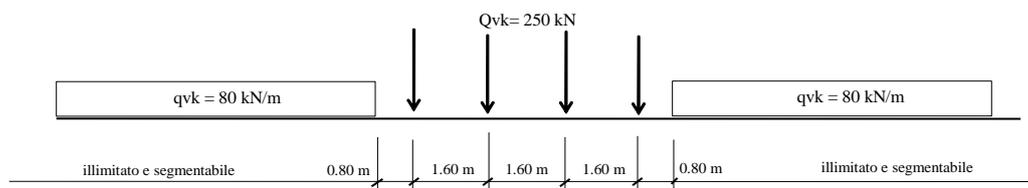
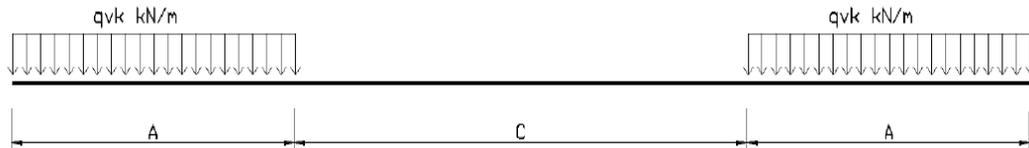


Figura 2 – Modello di carico LM71



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

Tab. 5.2.I. caratteristiche treni di carico SW

Figura 3 – Modello di carico SW

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

LM71X1,1					
Carico Equivalente Tagliante:	170.0	KN/m			
Carico Equivalente flettente:	157.0	KN/m			
SW0X1,1					
Carico Equivalente Tagliante:	149.2	KN/m			
Carico Equivalente flettente:	149.2	KN/m			
SW2X1,0					
Carico Equivalente Tagliante:	153.0	KN/m			
Carico Equivalente flettente:	153.0	KN/m			
tot.Q1,1a =	170.0	KN/m	(Condizione 1 binari carichi con LM71)		
et(m) =	2.08	m	(eccentricità trasversale rispetto al baricentro impalcato 2000+1435/18)		
tot.Q1,1b =	153.0	KN/m	(Condizione 1 binari carichi con sw2)		
et(m) =	2.08	m	(eccentricità trasversale rispetto al baricentro impalcato 2000+1435/18)		
tot.Q1,2a=	340.0	KN/m	(Condizione 2 binari carichi con LM71)		
et(m) =	0.08	m	(eccentricità trasversale rispetto al baricentro impalcato 1435/18)		
tot.Q1,2b =	323.0	KN/m	(Condizione 1 binario carico con LM71+1 binario con SW2- gruppo carico 1/3)		
et(m) =	0.08	m	(eccentricità trasversale rispetto al baricentro impalcato 1,435/18)		

### 6.1.3.2 Incremento dinamico

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

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

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi - 0,2}} + 0,73 \text{ con la limitazione } 1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,00$$

quindi:

- Coefficiente dinamico per impalcato di luce  $L=12.50\text{m}$ :  $\phi_3 = 1.40$

In definitiva gli scarichi sulle sottostrutture sono pari a:

<b>Q1,1a x <math>\Phi_3</math> =</b>	238.6	KN/m				
et1(m) =	2.08	m				
<b>Q1,1a (1 LM71)</b>						
<b>N</b>	<b>ML</b>	<b>MT</b>	<b>TL</b>	<b>TT</b>		
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]		
1491.50	0	3102.32	0	0	Scarichi su spalla mobile	
1491.50	0	3102.32	0	0	Scarichi su spalla fissa	
<b>Q1,1b x <math>\Phi_3</math> =</b>	214.8	KN/m				
et1(m) =	2.08	m				
<b>Q1,1b (1 sw2)</b>						
<b>N</b>	<b>ML</b>	<b>MT</b>	<b>TL</b>	<b>TT</b>		
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]		
1342.35	0	2792.08	0	0	Scarichi su spalla mobile	
1342.35	0	2792.08	0	0	Scarichi su spalla fissa	

<b>Q1,2a x <math>\Phi</math> 3 =</b>	477.28				
et2(m) =	0.08	m			
<b>Q1,2a (2 LM71)</b>					
N	ML	MT	TL	TT	
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	
2983.00	0	238.64	0	0	Scarichi su spalla mobile
2983.00	0	238.64	0	0	Scarichi su spalla fissa
<b>Q1,2b x <math>\Phi</math> 3 =</b>	453.4	KN/m			
et(m) =	0.08	m	Eccentricità LM71 (rispetto asse binario)		
<b>Q1,2b (1 LM71 + 1 SW2)</b>					
N	ML	MT	TL	TT	
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	
2833.85	0	226.71	0	0	Scarichi su spalla mobile
2833.85	0	226.71	0	0	Scarichi su spalla fissa

### 6.1.3.3 Contemporaneità dei treni sui binari

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

#### 6.1.4 Azioni orizzontali da avviamento / frenatura

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

##### Avviamento:

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

##### Frenatura:

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

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

Nel caso di ponti a doppio binario si devono considerare due treni in transito in versi opposti, uno in fase di avviamento, l'altro in fase di frenatura.

#### 6.1.5 Forza centrifuga

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

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

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

Si distinguono i carichi per LM71 e SW2, calcolati in funzione dei carichi equivalenti flettente e tagliante. Nel caso in esame l'azione centrifuga è nulla in quanto il ponte è in rettilineo.

#### 6.1.6 Serpeggio

L'azione laterale associata al serpeggio è definita al par. 1.4.3.2 delle Istruzioni per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari, che riprende il par. 5.2.2.4.2 del DM 14.1.2008, ed equivale ad una forza concentrata agente orizzontalmente, applicata alla sommità della rotaia più alta,

perpendicolarmente all'asse del binario, del valore di 100 kN. Tale valore deve essere moltiplicato per il coefficiente di adattamento  $\alpha$ .

$Q_s =$	100.00	KN	(carico da serpeggiomanuale RFI)		
$\alpha$ LM71	1.1		(coefficiente di adattamento)		
$ev(m) =$	1.80	m	(eccentricità verticale rispetto testa muro frontale)		
<b>QS1 ( 1 TRENO)</b>					
<b>N</b>	<b>ML</b>	<b>MT</b>	<b>TL</b>	<b>TT</b>	
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	
0.00	0.0	198.0	0.0	110.0	Scarichi su spalla mobile
0.00	0.0	198.0	0.0	110.0	Scarichi su spalla fissa
<b>QS2 ( 2 TRENI)</b>					
<b>N</b>	<b>ML</b>	<b>MT</b>	<b>TL</b>	<b>TT</b>	
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	
0.00	0.0	396.0	0.0	220.0	Scarichi su spalla mobile
0.00	0.0	396.0	0.0	220.0	Scarichi su spalla fissa

### 6.1.7 Azioni parassite dei vincoli

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

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

Dove:

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

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

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

VI10 – Ponte RANCI - PONTE dal km 30+484.10  
al km 30+496.60 Spalle - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	22 D 11	CL	VI1000 001	A	40 di 88

f=	0.04				
Vg1 (KN)	Vg2 (KN)				
2403.44	996.18				
VQ1-1a (KN)	VQ1-1b (KN)	VQ1-2a(KN)	VQ1-2b(KN)	VQm1(KN)	VQm2(KN)
(1LM71)	(1SW2)	(2LM71)	(1LM71+SW2)	1 marciapiedi	2 marciapiedi
1491.50	1342.35	2983.00	2833.85	156.25	312.50

<b>QP1a</b> (azione su spalla mobile)		1 LM71+1MARC			
TL	201.89	KN	SLE		
TL	283.56	KN	SLU		
TL	147.92	KN	SISMA		
<b>QP1b</b> (azione su spalla mobile)		1 SW2 + 1 MARC			
TL	195.93	KN	SLE		
TL	274.91	KN	SLU		
TL	146.72	KN	SISMA		
<b>QP2a</b> (azione su spalla mobile)		2 LM71 + 2 marc			
TL	267.80	KN	SLE		
TL	377.57	KN	SLU		
TL	159.85	KN	SISMA		
<b>QP2b</b> (azione su spalla mobile)		1 LM71 + 1SW2 + 2 marc			
TL	261.84	KN	SLE		
TL	368.92	KN	SLU		
TL	158.66	KN	SISMA		

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

Coefficienti di Combinazione e di partecipazione

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

(SLE rara /SLU)	
$\psi_o$ =	-
$\psi_o$ =	-
$\psi_o$ =	1
$\psi_o$ =	0,8

(Sisma)	
$\psi_2$ =	-
$\psi_2$ =	-
$\psi_2$ =	0,2
$\psi_2$ =	0

### 6.1.8 Azioni da Vento

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

$p_v = q_b \times c_e \times c_p \times c_d$	(pressione normale)
$p_f = q_b \times c_e \times c_f$	(azione tangente)

Essendo:

$q_b$  : pressione cinetica di riferimento

$c_e$  : coefficiente di esposizione

$c_p$  : coefficiente di forma (o aerodinamico)

$c_d$  : coefficiente dinamico

$c_f$  : coefficiente di attrito

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

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

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

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

dove

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

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

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

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

con:

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

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

Sito di Riferimento : Campania (Zona 3)

$V_{b,0}$ (m/(sec)=	<b>27</b>	
$a_0$ (m)=	<b>500</b>	
$k_a$ =	<b>0.02</b>	
$a_s$ (m) =	<b>200</b>	(Altitudine massima slm del sito ove sorge la costruzione)
$V_b$ =	<b>27</b>	m/s
$\alpha_r$ =	<b>1.023</b>	
$V_b(T_R)$ =	<b>27.621</b>	m/s
$\rho$ =	<b>1.25</b>	Kg/m <sup>3</sup>

e quindi:

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

#### Coefficiente di forma - $c_p$

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

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

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

VI10 – Ponte RANCI - PONTE dal km 30+484.10  
al km 30+496.60 Spalle - Relazione di calcolo

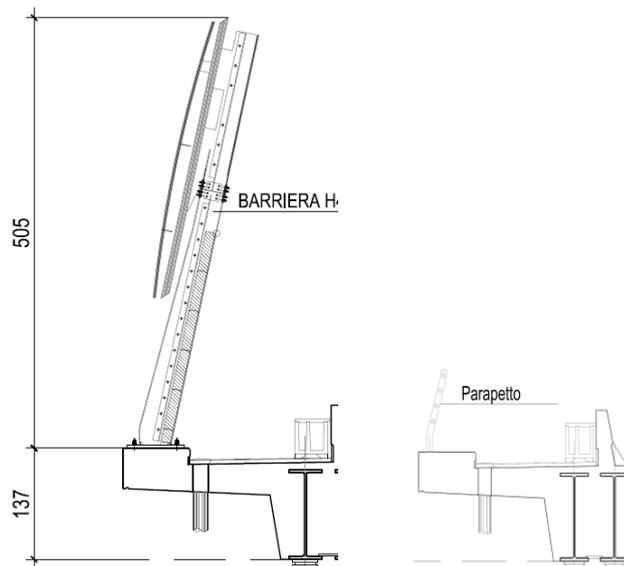
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	22 D 11	CL	VI1000 001	A	43 di 88

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

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

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

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

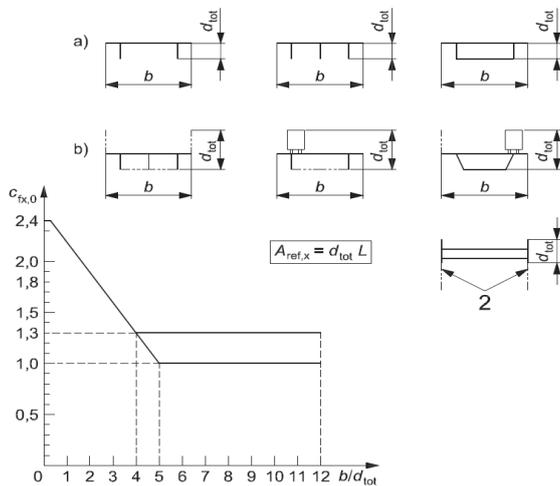


e quindi:

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

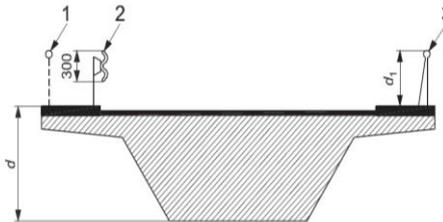
V110 – Ponte RANCI - PONTE dal km 30+484.10  
al km 30+496.60 Spalle - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	22 D 11	CL	V11000 001	A	44 di 88



Legenda

- 1 Parapetti aperti
  - 2 Barriere di sicurezza aperte
  - 3 Parapetti, barriere antirumore o barriere di sicurezza a parete piena
- Dimensioni in millimetri



Altezza  $d_{tot}$  da impiegarsi per il calcolo di  $A_{ref,x}$

Sistema di ritenuta	su un lato	su entrambi i lati
Parapetto aperto o barriera di sicurezza aperta	$d + 0,3$ m	$d + 0,6$ m
Parapetto a parete piena o barriera di sicurezza a parete piena	$d + d_1$	$d + 2 d_1$
Parapetto aperto e barriera di sicurezza aperta	$d + 0,6$ m	$d + 1,2$ m

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

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

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

$d_{tot}$  (m)      1.97

$b$  (m)        13,7    larghezza totale dell'impalcato

$b/d_{tot}$  (-)    6,95

$C_{p1}$  :        **1,30**    coefficiente di forma

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

$d_{tot}$  (m)      6.42

$b$  (m)        13,7    larghezza totale dell'impalcato

$b/d_{tot}$  (-)    2,13

$C_{p2a}$  :        **1,90**    coefficiente di forma

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

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

Coefficiente di esposizione –  $c_e$

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

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

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

dove

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

$c_t$  è il coefficiente di topografia.

**Tabella 3.3.II – Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione**

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

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

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

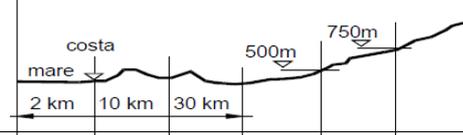
VI10 – Ponte RANCI - PONTE dal km 30+484.10  
al km 30+496.60 Spalle - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	22 D 11	CL	VI1000 001	A	46 di 88

Tabella 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

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

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

ZONE 1,2,3,4,5						
						
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

Nello specifico, per il caso in specie risulta:

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

Classe di rugosità : D

→ Categoria di esposizione del sito: II

e quindi:

### Caso 1

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

### Casi 2/2a

#### Coefficiente dinamico - cd

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

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

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

N	ML	MT	TL	TT
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
0,00	0,0	538,0	0,0	158,0

### 6.1.9 Azioni aerodinamiche indotte dal transito dei convogli

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

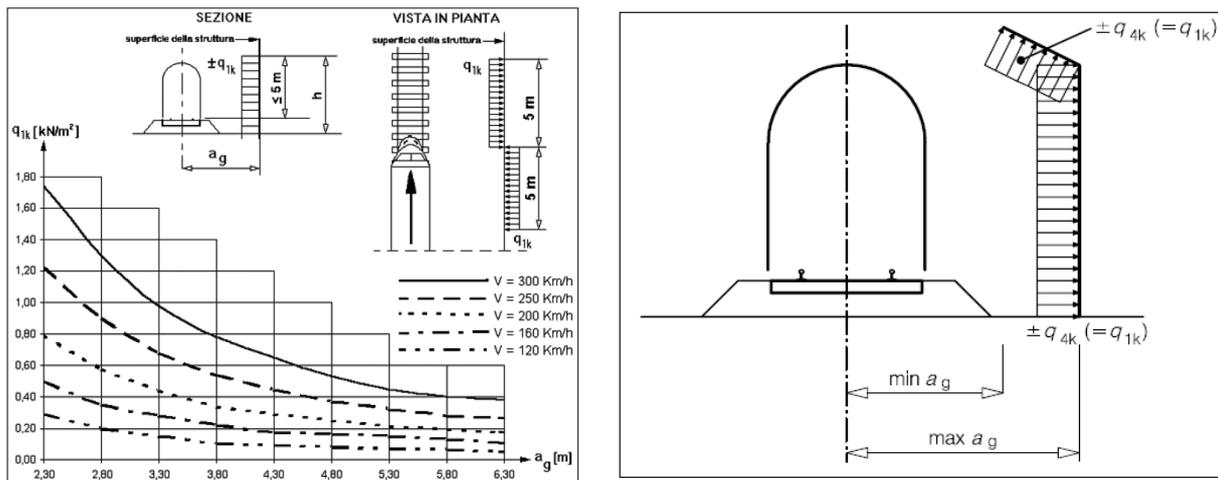


Figura 4 – Valori caratteristici delle azioni e definizione della distanza minima e massima della barriera dal convoglio [NTC – Fig. 5.2.8 e 5.2.11]

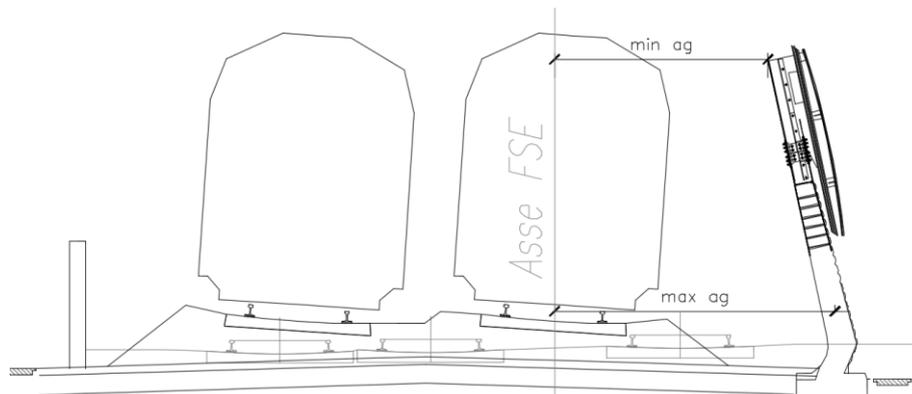


Figura 5 – Criterio di valutazione della distanza minima e massima del convoglio dalla barriera per i casi in esame

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

dmed =	4,00m					
V=	160 Km/h					
dal grafico :						
qaK=	0.20	KN/m2				
Lb =	12.50	m	lunghezza barriera			
hb=	5.05	m	altezza barriera			
Yb=	2.40	m	altezza base barriera da testa muro frontale			
ygb=	4.93	m	baricentro barriera da testa muro frontale			
<b>Qae1 - Caso di 1 treni</b>						
<b>N</b>	<b>ML</b>	<b>MT</b>	<b>TL</b>	<b>TT</b>		
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]		
<b>0.00</b>	<b>0.0</b>	<b>31.1</b>	<b>0.0</b>	<b>6.3</b>	Scarichi su spalla mobile	
<b>0.00</b>	<b>0.0</b>	<b>31.1</b>	<b>0.0</b>	<b>6.3</b>	Scarichi su spalla fissa	
<b>Qae2 - Caso di 2 treni contemporanei (pressione + depressione)</b>						
<b>N</b>	<b>ML</b>	<b>MT</b>	<b>TL</b>	<b>TT</b>		
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]		
<b>0.00</b>	<b>0.0</b>	<b>62.2</b>	<b>0.0</b>	<b>12.6</b>	Scarichi su spalla mobile	
<b>0.00</b>	<b>0.0</b>	<b>62.2</b>	<b>0.0</b>	<b>12.6</b>	Scarichi su spalla fissa	

### 6.1.10 Tabelle riepilogo Scarichi impalcato

Di seguito si riporta un riepilogo degli scarichi trasmessi dall'impalcato alle sottostrutture per ciascuna delle condizioni di carico elementari prese in esame:

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

Tabella 3 – Sollecitazioni trasmesse dall'impalcato alle sottostrutture (SPALLA FISSA "S2")

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

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

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

Tabella 4 – Sollecitazioni trasmesse dall'impalcato alle sottostrutture (SPALLA MOBILE "S1")

Dove:

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

## 6.2 Spinta del terreno del rilevato in condizioni statiche

La spinta del terreno del rilevato in condizioni statiche, viene valutata in termini di spinta a riposo, adottando un coefficiente di spinta pari a:

$$K_0 = (1 - \sin \varphi)$$

Ne consegue che la spinta statica agente su un metro di parete con altezza  $H$  è pari a:

$$S_{\text{stat}} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot k_0$$

La spinta così calcolata è applicata ad una altezza pari a  $H/3$ .

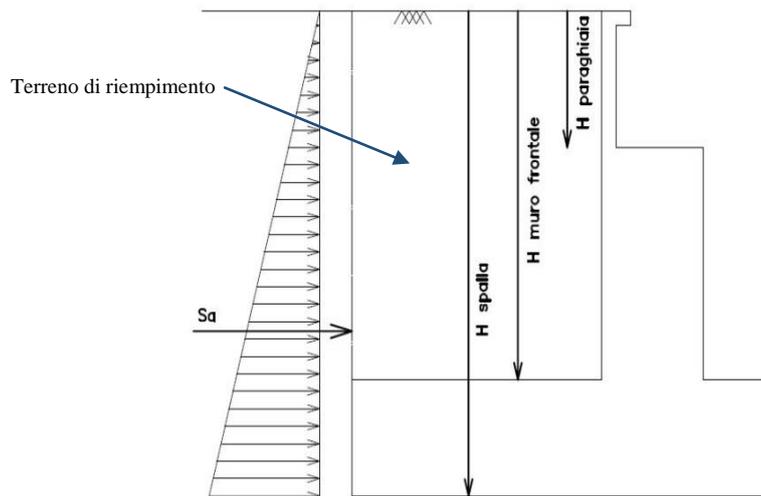


Figura 6: Spinta statica terreno di riinterro

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

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

Tabella 5 – Caratteristiche terreno di riempimento

### 6.3 Spinta del sovraccarico accidentale condizioni statiche

In aggiunta in condizioni statiche si considera un sovraccarico accidentale pari a  $Q = 50.0 \text{ KN/m}^2$  gravante sulla spalla e sul cuneo di spinta a tergo di essa

La presenza del sovraccarico  $Q$  genera una spinta pari a:

$$S_q = Q \cdot H \cdot K_o$$

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

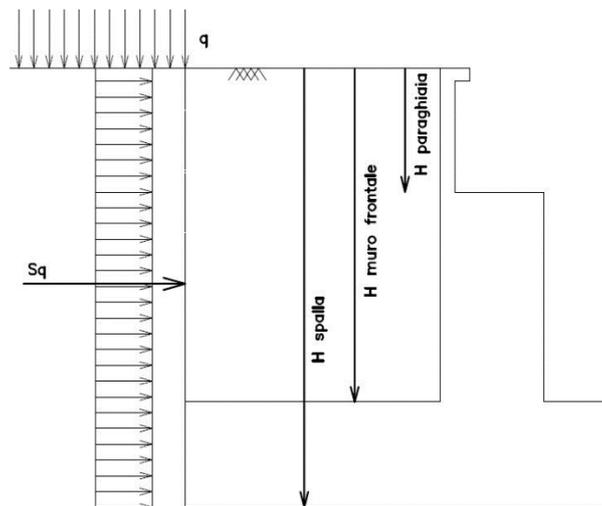


Figura 7: Spinta statica sovraccarico accidentale

## 6.4 Azione sismica

### 6.4.1 Azioni sismiche sulle Spalle

Per la valutazione dell'azione sismica associata ai carichi fissi propri e permanenti /accidentali agenti sulle spalle si utilizza il metodo dell'analisi pseudostatica in cui il sisma è rappresentato da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico  $k_h$  (coefficiente sismico orizzontale) o  $k_v$  (coefficiente sismico verticale) secondo quanto di seguito indicato:

Forza sismica orizzontale  $F_h = k_h W$

Forza sismica verticale  $F_v = k_v W$

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

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

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

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

dove

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

$g$  = accelerazione di gravità.

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

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

dove

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

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

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

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

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

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

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

Figura 8 – Coefficienti sismici (estratto D.M. 14/01/2008 p.to 7.11.6.2.1)

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

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

In definitiva risulta:

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

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

Di seguito il riepilogo delle Azioni inerziali:

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

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

Scarichi su spalla mobile

Scarichi su spalla fissa

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

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

Scarichi su spalla mobile

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

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

Scarichi su spalla mobile

Scarichi su spalla fissa

#### 6.4.2 Sovrappinta sismica del terreno

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

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

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

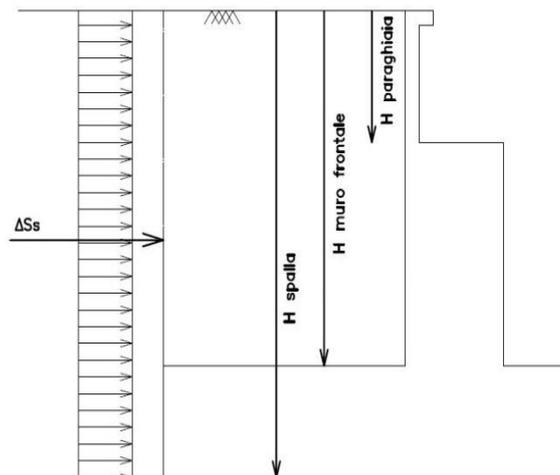


Figura 9: Incremento di spinta sismica

La spinta totale di progetto  $E_d$  esercitata dal terrapieno ed agente sull'opera di sostegno in condizioni sismiche è dunque data dalla somma della spinta a riposo, della spinta sismica e della spinta statica data dal sovraccarico accidentale combinata al 20% così come riportato nella Tabella 5.2.V delle NTC2008.

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

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

## 7. COMBINAZIONI DI CARICO

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

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

### 2.5.3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Trattandosi nel caso in esame di opere ferroviarie, la definizione dei coefficienti parziali di combinazione ( $\gamma$ ) e di partecipazione ( $\psi$ ) è stata effettuata seguendo a riguardo le specifiche di cui al paragrafo 5.2.3

del DM 14.01.08 nonché quanto indicato nel relativo manuale di progettazione RFI già citato al paragrafo dei documenti di riferimento; nel seguito un estratto significativo sul tema dei documenti citati:

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

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

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

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

(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

In concomitanza ai treni di carico sono state considerate tutte le azioni variabili a questi direttamente associate (frenatura, avviamento, ecc....) oltre agli altri carichi variabili di altra natura (vento, carichi

variabili marciapiedi, azioni parassite vincoli, sisma) per un totale complessivi di 8 combinazioni di carico per la fase statica e 4 per la fase sismica, di cui nelle pagine seguenti sono riportati i relativi dettagli

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

*Tabella 6 – Riepilogo condizioni elementari di carico*

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

Tabella 7 – Coefficienti di combinazione Spalla Fissa/Appoggio Fisso Pila

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

Tabella 8 – Coefficienti di combinazione Spalla Mobile/Appoggio Mobile Pila

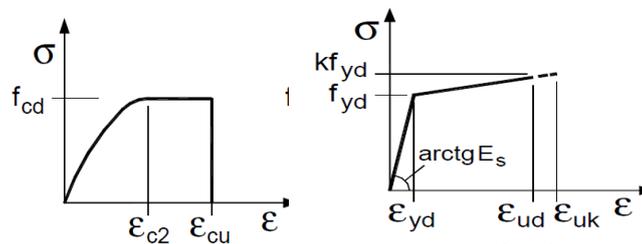
## 8. CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI

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

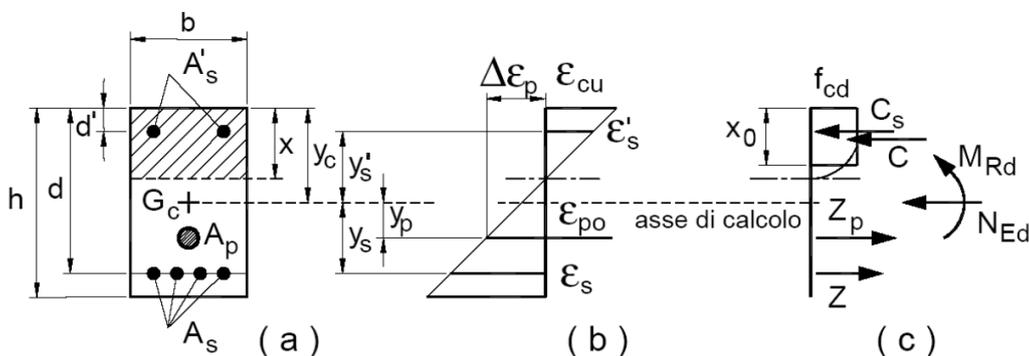
### 8.1 VERIFICHE ALLO SLU

#### 8.1.1 Pressoflessione

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



Legami costitutivi Calcestruzzo ed Acciaio -



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

La verifica consisterà nel controllare il soddisfacimento della seguente condizione:

VI10 – Ponte RANCI - PONTE dal km 30+484.10  
al km 30+496.60 Spalle - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	22 D 11	CL	VI1000 001	A	63 di 88

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

dove

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

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

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

### 8.1.2 Taglio

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

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

Dove:

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

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

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

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

Essendo:

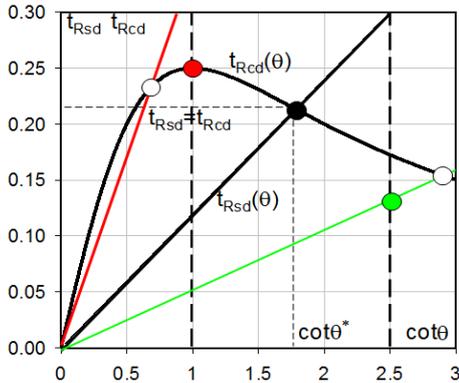
$$1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2,5$$

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

$$1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2,5 \quad 45^\circ \geq \theta \geq 21.8^\circ$$

V110 – Ponte RANCI - PONTE dal km 30+484.10  
al km 30+496.60 Spalle - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	22 D 11	CL	V11000 001	A	65 di 88



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

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

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

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

dove

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

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

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

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

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

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

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI-BARI.</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO - BENEVENTO.</b> <b>II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO - VITULANO.</b> <b>2° LOTTO FUNZIONALE TELESE - SAN LORENZO.</b>					
	V110 – Ponte RANCI - PONTE dal km 30+484.10 al km 30+496.60 Spalle - Relazione di calcolo	COMMESSA <b>IF0H</b>	LOTTO <b>22 D 11</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>V11000 001</b>	REV. <b>A</b>

## 8.2 VERIFICA SLE

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

### 8.2.1 Verifiche alle tensioni

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

#### Strutture in c.a.

##### Tensioni di compressione del calcestruzzo

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

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

##### Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare  $0,75 f_{yk}$

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI-BARI.</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO - BENEVENTO.</b> <b>II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO - VITULANO.</b> <b>2° LOTTO FUNZIONALE TELESE - SAN LORENZO.</b>					
	V110 – Ponte RANCI - PONTE dal km 30+484.10 al km 30+496.60 Spalle - Relazione di calcolo	COMMESSA <b>IF0H</b>	LOTTO <b>22 D 11</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>VI1000 001</b>	REV. <b>A</b>

## 8.2.2 Verifiche a fessurazione

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

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

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

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

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

Tabella 4.1.III – DM 14.01.2008

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

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p><b>ITINERARIO NAPOLI-BARI.</b>  <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO - BENEVENTO.</b>  <b>II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO - VITULANO.</b>  <b>2° LOTTO FUNZIONALE TELESE - SAN LORENZO.</b></p>					
<p>V110 – Ponte RANCI - PONTE dal km 30+484.10 al km 30+496.60 Spalle - Relazione di calcolo</p>	<p>COMMESSA IF0H</p>	<p>LOTTO 22 D 11</p>	<p>CODIFICA CL</p>	<p>DOCUMENTO VI1000 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 68 di 88</p>

## 9. MODELLI DI CALCOLO PER LE SPALLE

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

Le sollecitazioni di verifica della spalla sono state determinate a partire dai valori delle risultanti delle azioni trasmesse dagli impalcati alla quota degli apparecchi di appoggio (riportati al paragrafo 6.1) alle quali vanno combinate le azioni determinate dalle spinte del terreno di riempimento e del sovraccarico in condizioni sia statiche che sismiche e le azioni date dalle forze di inerzia e dal peso proprio delle sottostrutture.

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

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

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

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

## 10. ANALISI E VERIFICA SPALLA FISSA (S2)

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

### 10.1 Muro frontale

Le sollecitazioni riportate nella seguente tabella sono state ottenute dal modello di calcolo descritto nei paragrafi precedenti.

RIEPILOGO SCARICHI A TESTA SPALLA - SOLLECITAZIONI COMBinate							
(Sollecitazioni riferite alla sezione del muro in asse Appoggi impalcato)							
Combinazione			N	ML	MT	TL	TT
			[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
SLE-rara	Gr.1	1	6689.2	0.0	1044.7	364.4	327.4
	Gr.3	2	6621.8	0.0	803.6	891.3	211.1
	Gr.1	3	5051.3	0.0	4304.2	226.9	211.1
	Gr1	4	4900.9	0.0	3994.0	218.8	211.1
SLU	Gr.1	5	9521.2	0.0	1532.2	528.3	479.5
	Gr.3	6	9423.5	0.0	1182.6	1292.3	310.9
	Gr.1	7	7140.1	0.0	6289.8	329.0	310.9
	Gr1	8	6922.0	0.0	5839.9	317.2	310.9
SLV	Ex+0,3Ey+0,3Ez	9	4775.3	0.0	951.6	3461.2	519.2
	0,3Ex+Ey+0,3Ez	10	4381.8	0.0	3058.2	1038.4	1730.6
	Ex+0,3Ey-0,3Ez	11	3957.8	0.0	1524.3	3461.2	519.2
	0,3Ex+Ey-0,3Ez	12	3564.3	0.0	3571.2	1038.4	1730.6

Tabella 9– Scarichi dall'impalcato per combinazioni di carico a quota testa muro

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

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

VI10 – Ponte RANCI - PONTE dal km 30+484.10  
al km 30+496.60 Spalle - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	22 D 11	CL	VI1000 001	A	70 di 88

#### MURO FRONTALE

H Muro Frontale	2.50	m
Spessore Muro Frontale	1.40	m
Lunghezza Muro Frontale	13.7	m
Spessore massimo tratto ringrossato	0.00	m
H tratto ringrossato a spessore costante	0.00	m
H tratto a spessore variabile	0.00	m
Eccentr. Baricentro Ringrosso- Baricentro Muro Front	0.00	m
Altezza Baricentro Ringrosso da Spiccato Muro	0.00	m
Altezza Muro Paraghiaia	0.90	m
Spessore Muro Paraghiaia	0.40	m
Peso Ringrosso Muro Frontale	0	kN
Peso Muro Frontale	1199	kN
Peso Muro Paraghiaia	123	kN
Eccentr. appoggi - muro frontale (base)	0.20	m
Eccentr. paraghiaia - muro frontale (base)	-0.50	m
Peso Specifico Terreno di Rilevato	20	kN/mc
Angolo di Attrito Terreno di Rilevato	38	°
Coefficiente di spinta a riposo $K_0$	0.384	
Altezza totale	3.4	m
Spinta a riposo (Terreno)	538	kN
Sovraccarico accidentale sul rilevato	50.0	kN/mq
Spinta a riposo (Sovraccarico)	791	kN
Accelerazione sismica di base $a_g$	0.367	
Coefficiente stratigrafico $SS$	1.180	
Coefficiente topografico $ST$	1.00	
Fattore di categoria del suolo $S$	1.180	
Accelerazione orizzontale massima attesa $a_{max}$	0.433	
$\beta_m$ (massa cls spalla)	1.00	
$K_h$ (cls spalla) =	0.433	
$K_v$ (cls spalla)=	0.217	
Spinta Sismica (Teoria di Wood)	1211	kN
Forza di inerzia del Muro Frontale	519	kN
Forza di inerzia del Muro Paraghiaia	53	kN
Forza di inerzia del Ringrosso Muro Frontale	0	kN

Tabella 10 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro frontale

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

SPICCATO MURO FRONTALE							
Combinazioni			N	Mlong	Mtrasv	Tlong	Ttrasv
			KN	kNm	kNm	KN	KN
SLE	Gr.1	1	8011	2796	1863	902	327
	Gr.3	2	7944	4100	1331	1429	211
	Gr.1	3	6373	3469	4832	1555	211
	Gr1	4	6223	2075	4522	756	211
SLU	Gr.1	5	11306	3964	2731	1254	480
	Gr.3	6	11208	5855	1960	2018	311
	Gr.1	7	8925	4939	7067	2201	311
	Gr1	8	8707	2917	6617	1043	311
SLV	Ex+0.3Ey+0,3Ez	9	6275	10968	2444	4534	691
	0,3Ex+Ey+0,3Ez	10	6117	6728	7579	3360	1902
	Ex+0.3Ey-0,3Ez	11	5028	11074	2628	4692	347
	0,3Ex+Ey-0,3Ez	12	4649	6565	7703	3360	1559

SPICCATO MURO FRONTALE PER METRO LINEARE							
Combinazioni			N	Mlong	Mtrasv	Tlong	Ttrasv
			KN	kNm	kNm	KN	KN
SLE	Gr.1	1	585	204	136	66	24
	Gr.3	2	580	299	97	104	15
	Gr.1	3	465	253	353	114	15
	Gr1	4	454	151	330	55	15
SLU	Gr.1	5	825	289	199	92	35
	Gr.3	6	818	427	143	147	23
	Gr.1	7	651	360	516	161	23
	Gr1	8	636	213	483	76	23
SLV	Ex+0.3Ey+0,3Ez	9	458	801	178	331	50
	0,3Ex+Ey+0,3Ez	10	447	491	553	245	139
	Ex+0.3Ey-0,3Ez	11	367	808	192	342	25
	0,3Ex+Ey-0,3Ez	12	339	479	562	245	114

Tabella 11 – Sollecitazioni alla base del muro frontale

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

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI-BARI.</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO - BENEVENTO.</b> <b>II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO - VITULANO.</b> <b>2° LOTTO FUNZIONALE TELESE - SAN LORENZO.</b>					
	VI10 – Ponte RANCI - PONTE dal km 30+484.10 al km 30+496.60 Spalle - Relazione di calcolo	COMMESSA <b>IF0H</b>	LOTTO <b>22 D 11</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>VI1000 001</b>	REV. <b>A</b>

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Frontale	1.0	1.4	1 $\phi$ 20/10	1 $\phi$ 20/20	Spilli 1 $\phi$ 12/40x40

Tabella 12 – Geometria sezione e armatura del muro frontale

VERIFICHE SPICCATO MURO FRONTALE								
Combinazione			N	Mlong	Mtrasv	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{c,max}$	Wk
			kN	kNm	kNm	MPa	MPa	mm
SLE	Gr.1	1	-585	204	136	-1.90	25.90	0.000
	Gr.3	2	-580	299	97	-2.14	29.20	0.000
	Gr.1	3	-465	253	353	-5.01	149.53	0.071
	Gr1	4	-454	151	330	-4.07	126.70	0.000

Combinazione			N	Mlong	Mtrasv	Tlong	C.S. (TRd/ TEd)	C.S. (MRd, NRd)
			kN	kNm	kNm	kNm	[-]	[-]
SLU (STR)	Gr.1	5	-825	289	199	92	<b>9.18</b>	<b>5.24</b>
	Gr.3	6	-818	427	143	147	<b>5.70</b>	<b>4.61</b>
	Gr.1	7	-651	360	516	161	<b>5.23</b>	<b>2.11</b>
	Gr1	8	-636	213	483	76	<b>11.04</b>	<b>2.28</b>

Combinazione			N	Mlong	Mtrasv	Tlong	C.S. (TRd/ TEd)	C.S. (MRd, NRd)
			kN	kNm	kNm	kNm	[-]	[-]
SLV	Ex+0.3Ey+0,3Ez	9	-458	801	178	331	<b>2.54</b>	<b>2.29</b>
	0,3Ex+Ey+0,3Ez	10	-447	491	553	245	<b>3.43</b>	<b>1.81</b>
	Ex+0.3Ey-0,3Ez	11	-367	808	192	342	<b>2.45</b>	<b>2.19</b>
	0,3Ex+Ey-0,3Ez	12	-339	479	562	245	<b>3.43</b>	<b>1.71</b>

Tabella 15 – Verifiche del muro frontale

## 10.2 Muro paraghiaia

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

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

MURO PARAGHIAIA	
Peso Muro Paraghiaia	9 KN/m
Altezza Muro Paraghiaia	0.9 m
Spessore Muro Paraghiaia	0.4 m
Luce mensola del muro paraghiaia	0.00 m
Spessore mensola del muro paraghiaia	0.00 m
Altezza Baric. Mensola del Paragh. da spicc. Muro	0.00 m
Peso Mensola Paraghiaia	0 kN
Peso Mensola Paraghiaia	0 kN/m
Distanza baricentri (Mensola- Paraghiaia)	0.20 m
Coefficiente di spinta a riposo $K_0$	0.384
Peso Specifico Terreno di Rilevato	20.0 kN/mc
Sovraccarico accidentale	50.00 kN/mq
Angolo di Attrito Terreno di Rilevato	38.0
Spinta a riposo (terreno)	3.11 kN/m
Spinta a riposo (sovraccarico)	17.30 kN/m
Spinta Sismica (Teoria di Wood)	7.0 kN/m
Forza di inerzia del Muro Paraghiaia	53 kN
Forza di inerzia del Muro Paraghiaia	3.9 kN/m
Forza di inerzia della mensola del Muro Paraghiaia	0.00 kN
Forza di inerzia della mensola del Muro Paraghiaia	0.0 kN/m

Tabella 13 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro paraghiaia

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
PARAGHIAIA	1.0	0.40	1 $\phi$ 16/10	1 $\phi$ 16/20	-

Tabella 14 – Geometria sezione e armatura del muro paraghiaia

La verifica a taglio è soddisfatta come elemento non armato a taglio. Si prevede comunque un minimo di armatura a taglio costituita da spilli  $\phi$ 10/40x40

VERIFICHE BASE MURO PARAGHIAIA				
VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO				
N	M	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	Wk
KN/m	kNm/m	MPa	MPa	mm
-9	9	-4.90	19.00	0.000
VERIFICA ALLO STATO LIMETE ULTIMO				
N	M	C.S. ( $M_u$ ; $N_u$ )	T	Tu
KN/m	kNm/m		KN/m	KN/m
-12	13	17.9	29	198.44
VERIFICA IN CONDIZIONE SISMICA				
N	M	C.S. ( $M_u$ ; $N_u$ )	T	Tu
KN/m	kNm/m		KN/m	KN/m
-9	7	22.1	17	198.03

Tabella 15 – Verifiche del muro paraghiaia

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI-BARI.</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO - BENEVENTO.</b> <b>II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO - VITULANO.</b> <b>2° LOTTO FUNZIONALE TELESE - SAN LORENZO.</b>					
	VI10 – Ponte RANCI - PONTE dal km 30+484.10 al km 30+496.60 Spalle - Relazione di calcolo	COMMESSA IF0H	LOTTO 22 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI1000 001	REV. A

### 10.3 Muri laterali

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

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

MURI LATERALI	
<b>SPESSORI MURO</b>	S1 0.80 m
	S2 0.00 m
	S3 0.00 m
	S4 0.00 m
<b>ALTEZZE PARZIALI MURO</b>	h1 4.75 m
	h2 0.00 m
	h3 0.00 m
	h4 0.00 m
Lunghezza Massima Muri Laterali	3.00 m
Altezza Totale	4.75 m
Spessore medio Muri Laterali	0.8 m
Altezza Baricentro Muro	2.4 m
Peso Muro Laterale	95.0 kN/m
Sovraccarico accidentale	50.0 kN/mq
Peso Specifico Terreno di Rilevato	20.0 kN/mc
Coefficiente di spinta a riposo Ko	0.384
Spinta a riposo (terreno)	86.72 kN/m
Spinta a riposo (sovraccarico)	91.28 kN/m
Spinta Sismica (Teoria di Wood)	212.2 kN/m
Forza di inerzia Muro Laterale	41.1 kN/m

Tabella 16 – Valutazioni pesi e spinte agenti sui muri laterali

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
LATERALE	1.0	0.8	1φ20/10	1φ20/20	Spilli 1φ12/20x40

Tabella 17 – Geometria sezione e armatura dei muri laterali

VERIFICHE SPICCATOMURO LATERALE				
VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO				
N	M	σc,min	σs,max	Wk
KN/m	kNm/m	MPa	MPa	mm
-95	354	-4.57	140.10	0.068
VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO				

VI10 – Ponte RANCI - PONTE dal km 30+484.10  
 al km 30+496.60 Spalle - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	22 D 11	CL	VI1000 001	A	75 di 88

N	M	C.S. (Mu; Nu)	T	Tu
KN/m	kNm/m		KN/m	KN/m
-128	500	2.13	249	933.51
<b>VERIFICA IN CONDIZIONE SISMICA</b>				
N	M	C.S. (Mu; Nu)	T	Tu
KN/m	kNm/m		KN/m	KN/m
-95	782	1.46	358	933.51

Tabella 18 – Verifiche dei muri laterali

#### 10.4 Plinto di fondazione

In questo paragrafo si riporta la determinazione delle sollecitazioni in quota testa pali che si ottengono sommando, alle azioni provenienti dall'impalcato, la risultante e il momento risultante dei pesi della struttura, del terreno interno alla spalla e delle spinte dovute al rilevato rispetto al baricentro del plinto. In condizioni sismiche si è tenuto conto dell'incremento di spinta delle inerzie.

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

<b>PLINTO DI FONDAZIONE</b>	
Peso Muro Laterale (singolo)	285 kN
Peso totale Muri Laterali	570 kN
Peso Muro Frontale	1199 kN
Peso Ringrosso Muro Frontale	0 kN
Ecc. Long. Muro Frontale - Plinto	0.50 m
Ecc. Long. Ringrosso Muro Frontale - Plinto	0.50 m
Ecc.Appoggi Plinto	0.70 m
Peso Muro Paraghiaia	123 m
Peso Mensola Paraghiaia	0 kN
Ecc. Long. Muro Paraghiaia - Plinto	0.00 kN
Peso Terreno Interno	2468 kN
Peso Accidentali	1815 kN
Eccentricità long Terreno -Plinto	-1.70 m
Spessore Plinto	1.50 m
Lunghezza plinto	6.40 m
Larghezza plinto	15.45 m
Peso plinto di fondazione	3708 kN
Altezza Rilevato (Hmur.frontale+Hmur.paragh.+Spessore Plinto)	4.90 m
Coefficiente di spinta a riposo Ko STRU	0.384
Coefficiente di spinta a riposo Ko GEO	0.470
Spinta a riposo rilevato	1264 kN
Spinta a riposo sovraccarichi STRU	1290 kN

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI-BARI.</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO - BENEVENTO.</b> <b>II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO - VITULANO.</b> <b>2° LOTTO FUNZIONALE TELESE - SAN LORENZO.</b>					
	VI10 – Ponte RANCI - PONTE dal km 30+484.10 al km 30+496.60 Spalle - Relazione di calcolo	COMMESSA <b>IF0H</b>	LOTTO <b>22 D 11</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>VI1000 001</b>	REV. <b>A</b>

<b>Spinta sismica</b>	<b>2849 kN</b>
<b>Forza di inerzia del Muro Frontale</b>	519 kN
<b>Forza di inerzia del ringrosso del Muro Frontale</b>	0 kN
<b>Forza di inerzia del Muro Paraghiaia</b>	53 kN
<b>Forza di inerzia della mensola del Muro Paraghiaia</b>	0 kN
<b>Forza di inerzia rilevato interno</b>	1069 kN
<b>Forza di inerzia dei muri laterali</b>	247 kN
<b>Forza di inerzia plinto di fondazione</b>	1606 kN

Tabella 19 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul plinto di fondazione

SOLLECITAZIONI A QUOTA TESTA PALI (BARICENTRO PLINTO)							
Combinazione			N	Mlong	Mtrasv	Tlong	Ttrasv
			KN	kNm	kNm	KN	KN
SLE	Gr.1	1	14758	3639	2354	2919	327
	Gr.3	2	14690	5699	1648	3446	211
	Gr.1	3	13120	1942	5149	2781	211
	Gr1	4	12969	1805	4838	2773	211
SLU (STR)	Gr.1	5	20414	5402	3450	3083	480
	Gr.3	6	20316	8389	2426	3847	311
	Gr.1	7	18033	2938	7533	2883	311
	Gr1	8	17814	2738	7083	2871	311
SLV	Ex+0,3Ey+0,3Ez	9	13368	29545	5202	10449	1739
	0,3Ex+Ey+0,3Ez	10	12897	7732	17227	3586	5396
	Ex+0,3Ey-0,3Ez	11	11580	28973	5775	10449	1396
	0,3Ex+Ey-0,3Ez	12	11195	7160	17740	3586	5053

Tabella 20 – Sollecitazioni ad intradosso plinto (quota testa pali)

Per la valutazione delle sollecitazioni nel plinto di fondazione, è necessario valutare preventivamente le sollecitazioni agenti nei pali di fondazione. Tali sollecitazioni sono state valutate mediante una ripartizione rigida delle sollecitazioni agenti a base plinto.

Come già anticipato in precedenza nel documento, per il calcolo degli sforzi nei pali si è tenuto del parametro  $\alpha$  (vedi paragrafo 4) sia per la valutazione  $\Delta M$  sulla palificata legato alla deformabilità a taglio della stessa sia per la valutazione del momento flettente agente in testa al palo ( $M_{Ed} = \alpha V_{Ed}$ ), con le precisazioni già esposte.

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

VI10 – Ponte RANCI - PONTE dal km 30+484.10  
al km 30+496.60 Spalle - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	22 D 11	CL	VI1000 001	A	77 di 88

Coordinate dei pali rispetto a baricentro plinto								
	1	2	3	4	5	6	7	8
z	2.00	-2.00	2.00	-2.00	2.00	-2.00	2.00	-2.00
y	6.53	6.53	2.18	2.18	-2.18	-2.18	-6.53	-6.53
z <sup>2</sup>	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
y <sup>2</sup>	42.58	42.58	4.73	4.73	4.73	4.73	42.58	42.58
W <sub>y</sub>	29.00	29.00	87.00	87.00	-87.00	-87.00	-29.00	-29.00
W <sub>z</sub>	16.00	-16.00	16.00	-16.00	16.00	-16.00	16.00	-16.00

Tabella 21 – Numero di pali e coordinate rispetto al baricentro del plinto

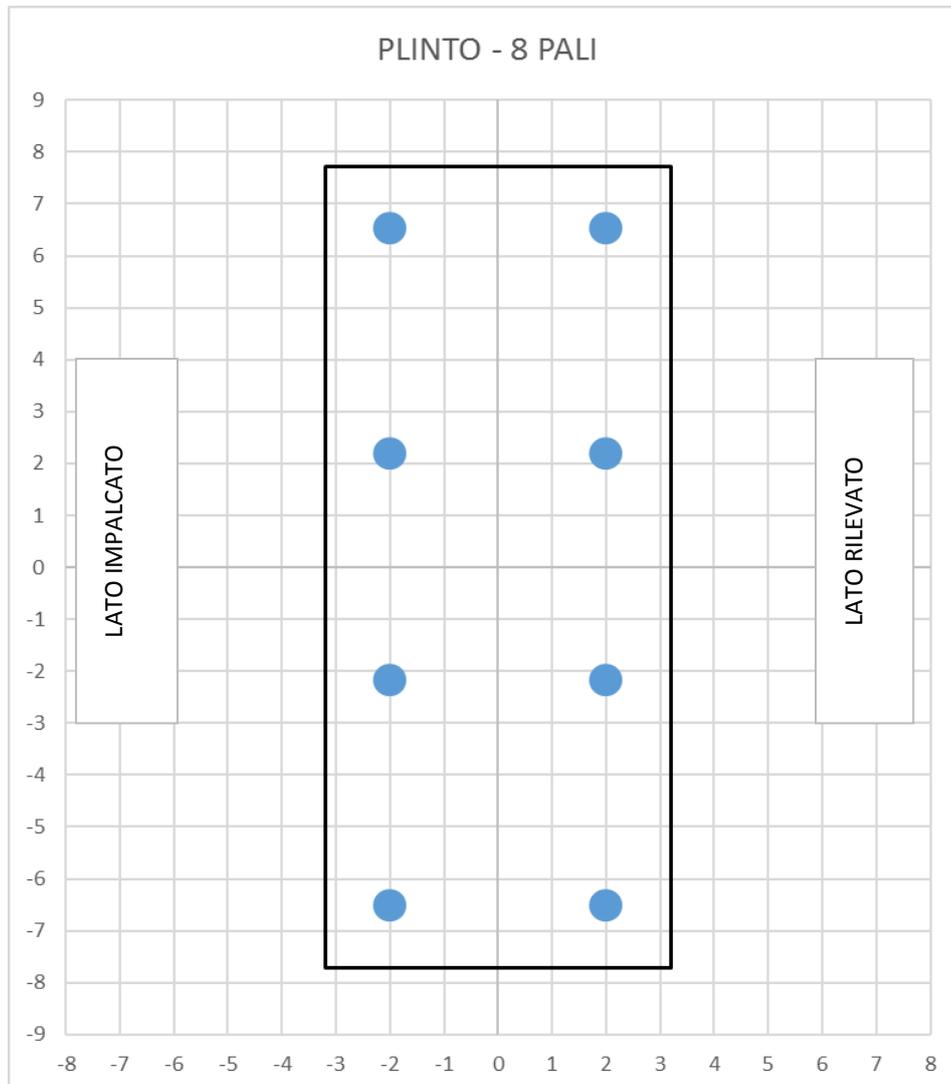


Figura 10 – Geometria Palificata

Tabella 22 – Massime e minime sollecitazioni nei pali di fondazione

SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI						
Combo	N <sub>min</sub>		N <sub>max</sub>		V <sub>max</sub>	M <sub>max</sub>
	Palo	[kN]	Palo	[kN]	[kN]	[kNm]
Gr.1	8	-2405	1	-1284	367	955
Gr.3	8	-2539	1	-1134	431	1122
Gr.1	8	-2174	1	-1106	349	906
Gr1	8	-2136	1	-1107	348	904
Gr.1	8	-3280	1	-1823	390	1014
Gr.3	8	-3474	1	-1605	482	1254
Gr.1	8	-2946	1	-1563	362	942
Gr1	8	-2889	1	-1564	361	939
Ex+0,3Ey+0,3Ez	8	-4624	1	1282	1324	3443
0,3Ex+Ey+0,3Ez	8	-3223	1	-1	810	2106
Ex+0,3Ey-0,3Ez	8	-4369	1	1474	1318	3426
0,3Ex+Ey-0,3Ez	8	-2976	1	178	775	2014
		-4624		1474	1324	3443

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

La verifica è stata eseguita in corrispondenza del palo più sollecitato (generalmente quello di spigolo).

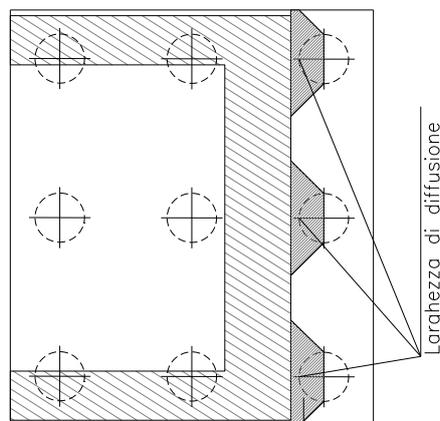
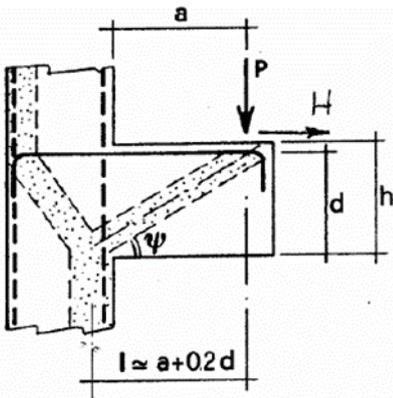


Figura 11 – Diffusione delle azioni dal palo al muro frontale

**VERIFICA MENSOLE TOZZE - MECCANISMO TIRANTE PUNTONE secondo Circ 617-09/ C4.1.2.1.5**

VERIFICA - MECCANISMO TIRANTE PUNTONE.



**P, H : Carichi Esterni di Progetto ( $P_{Ed}, H_{Ed}$ )**

**$P_R$  : Portanza mensola in termini di resistenza dell'armatura metallica**

$$P_R = P_{Rs} = (A_s f_{yd} - H_{Ed}) \frac{l}{\lambda} \quad \lambda = \text{ctg} \psi \geq l / (0,9d).$$

**$P_R$  : Portanza mensola in termini di resistenza della Biella compressa**

$$P_{Rc} = 0,4 b d f_{cd} \frac{c}{1 + \lambda^2} \geq P_{Rs}$$

**CONDIZIONI DI VERIFICA**

$$P_R \geq P_{Ed}$$

$$P_{Rc} \geq P_{Rs}$$

**Dati di progetto**

Ldiff(m)	<b>2.50</b>	m	Lunghezza di diffusione
b(m)=	<b>1.00</b>	m	dimensione trasversale di verifica mensola
$N_{Ed}$ (KN) =	<b>4624</b>	KN	Sforzo normale massimo pali
$P_{Ed}$ (KN) =	<b>1850</b>	KN	Carico complessivo VERTICALE diffuso
$H_{Ed}$ (KN) =	<b>0</b>	KN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
a(m) =	<b>0.80</b>	m	distanza P da incastro
h(m) =	<b>1.50</b>	m	spessore mensola
$\delta$ (m) =	<b>0.10</b>	m	copriferro riferito al baricentro delle armature compressive in trazione
d(m) =	<b>1.40</b>	m	altezza utile
l(m) =	<b>1.08</b>	m	a+0,2d
$\lambda$ =	<b>0.86</b>		

Tipo di mensola (Valutazione coefficiente c)

$$c(m) = 1.00$$

**Caratteristiche Materiali**

$f_{cd}$ =	<b>16.5</b>	MPa	Calcestruzzo
$f_{yd}$ =	<b>391.3</b>	MPa	$\lambda = \text{ctg} \psi \geq l / (0,9d).$

**Caratteristiche Armature di Progetto**

VI10 – Ponte RANCI - PONTE dal km 30+484.10  
al km 30+496.60 Spalle - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	22 D 11	CL	VI1000 001	A	80 di 88

<u>Registro tipo</u>	<b>R1</b>						
n° R1=	<b>1</b>	$\phi 1(\text{mm}) =$	<b>22.0</b>	$p1(\text{cm}) =$	<b>10.0</b>	$\theta 1^\circ =$	<b>0.0</b>
$A\phi i (\text{mm}^2) =$	380.13	nb tot 1=	10.0	$A\phi \text{ TOT} (\text{mm}^2) =$	$\frac{3801.3}{2}$	$A\phi \text{ CAL}(\text{mm}^2) =$	3801.32
<u>Registro tipo</u>	<b>R2</b>						
n° R2=	<b>1</b>	$\phi 2(\text{mm}) =$	<b>22.0</b>	$p2(\text{cm}) =$	<b>20.0</b>	$\theta 2^\circ =$	<b>0.0</b>
$A\phi i (\text{mm}^2) =$	380.13	nb tot 2 =	5.0	$A\phi \text{ TOT} (\text{mm}^2) =$	$\frac{1900.6}{6}$	$A\phi \text{ CAL}(\text{mm}^2) =$	1900.66
<u>Registro tipo</u>	<b>R3</b>						
n° R3=	<b>0</b>	$\phi 3(\text{mm}) =$	<b>26.0</b>	$p3(\text{cm}) =$	<b>15.0</b>	$\theta 3^\circ =$	<b>0.0</b>
$A\phi i (\text{mm}^2) =$	530.93	nb tot 3 =	0	$A\phi \text{ TOT} (\text{mm}^2) =$	0.00	$A\phi \text{ CAL}(\text{mm}^2) =$	0.00
<b>Verifiche di resistenza</b>							
$\Psi =$	0.862	rad	=	49.40	°		
$P_{RS} =$	2603.1	KN	PRs>PEd- Verifica Soddisfatta				
$P_{RC} =$	5314.2	KN	PRc>PRs - Verifica Soddisfatta				

Tabella 23 – Verifica dello zoccolo anteriore del plinto di fondazione con meccanismo tirante-puntone

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI-BARI.</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO - BENEVENTO.</b> <b>II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO - VITULANO.</b> <b>2° LOTTO FUNZIONALE TELESE - SAN LORENZO.</b>					
	VI10 – Ponte RANCI - PONTE dal km 30+484.10 al km 30+496.60 Spalle - Relazione di calcolo	COMMESSA IF0H	LOTTO 22 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI1000 001	REV. A

## 10.5 Pali di fondazione

Le sollecitazioni agenti nei pali di fondazione, sono state valutate mediante una ripartizione rigida delle sollecitazioni globali agenti a quota testa pali e in corrispondenza del baricentro del plinto di fondazione. Il valore del momento flettente agente in testa ai pali, è stato ottenuto moltiplicando il taglio in testa per il parametro “ $\alpha$ ”. Il calcolo di tale parametro è riportato nella *Relazione geotecnica generale*.

L'individuazione dei pali a cui corrispondono tali sollecitazioni può essere effettuata mediante le tabelle riportate nel paragrafo precedente

### 10.5.1 Verifiche Geotecniche di capacità portante per carichi verticali

Confrontando il massimo sforzo di compressione agente nei pali con i valori riportate nelle curve di capacità portante dei pali (riportate all'interno della relazione geotecnica generale del Sub lotto dove ricade l'opera in esame), si è scelto di utilizzare dei pali aventi lunghezza pari a **22 m**.

### 10.5.2 Verifiche Geotecniche di capacità portante per carichi orizzontali

E' stato analizzato un palo diametro  $D=1200$  mm  $L=22$ , con la stratigrafia del viadotto VI09.

La verifica viene condotta con riferimento al massimo taglio:

$T = 1300$  kN taglio massimo (condizione di carico sismica SLV).

Per il palo è prevista un'armatura longitudinale in testa costituita da doppia corona  $28+28 \Phi 26$ .

Il momento plasticizzazione della sezione circolare è pari a  $4702$  kNm (valutato con sollecitazione assiale nulla).

La verifica a carico limite è stata svolta incrementando il carico orizzontale man mano fino ad un carico massimo di  $2380$  kN e quindi  $FS \geq 1.82$ , considerando che il fattore di sicurezza per la verifica a carico orizzontale è valutato come  $FS = \gamma_T \cdot \xi = 1.30 \cdot 1.40 = 1.82$  (da normativa vigente per verifica A1+M1+R3, condizione di carico SLV).

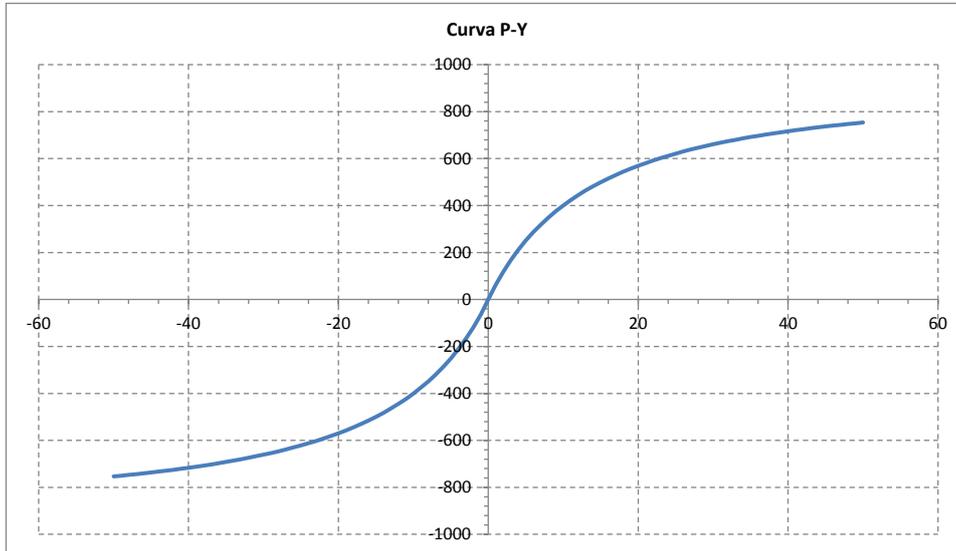
Nelle figure seguenti sono mostrate le curve P-Y con cui è stato modellato il palo di lunghezza  $22$  m suddividendolo in conci di  $0.50$  m; in particolare tali curve sono relative a due profondità,  $5$  m e  $10$  m da testa palo (spostamenti in mm e pressioni in kPa).

Nella seguenti figure è mostrato:

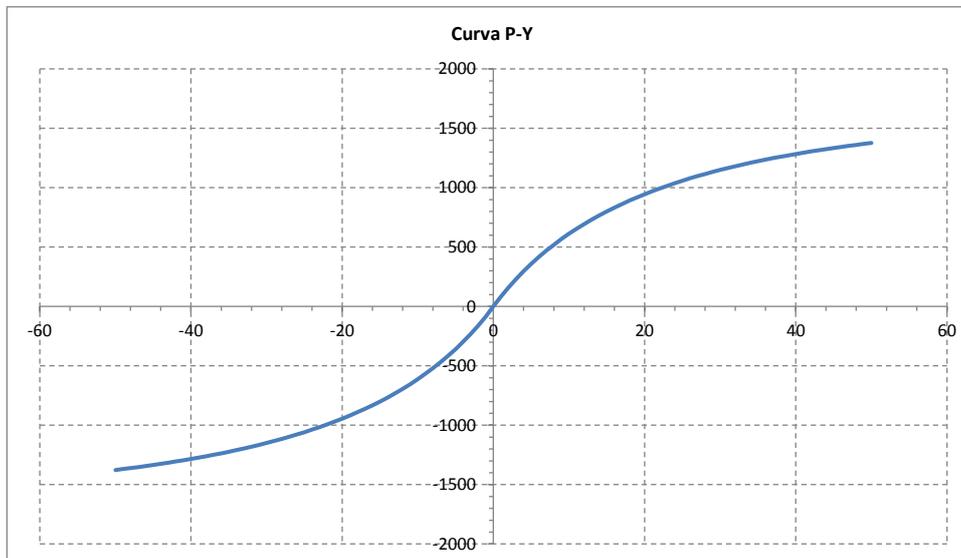
- l'andamento lungo il palo delle pressioni orizzontali mobilitate e della pressione limite;
- l'andamento del taglio massimo;
- l'andamento del momento lungo il palo; l'armatura del palo di progetto dovrà essere tale da avere un momento di plasticizzazione maggiore del valore massimo indicato in figura.

V110 – Ponte RANCI - PONTE dal km 30+484.10  
al km 30+496.60 Spalle - Relazione di calcolo

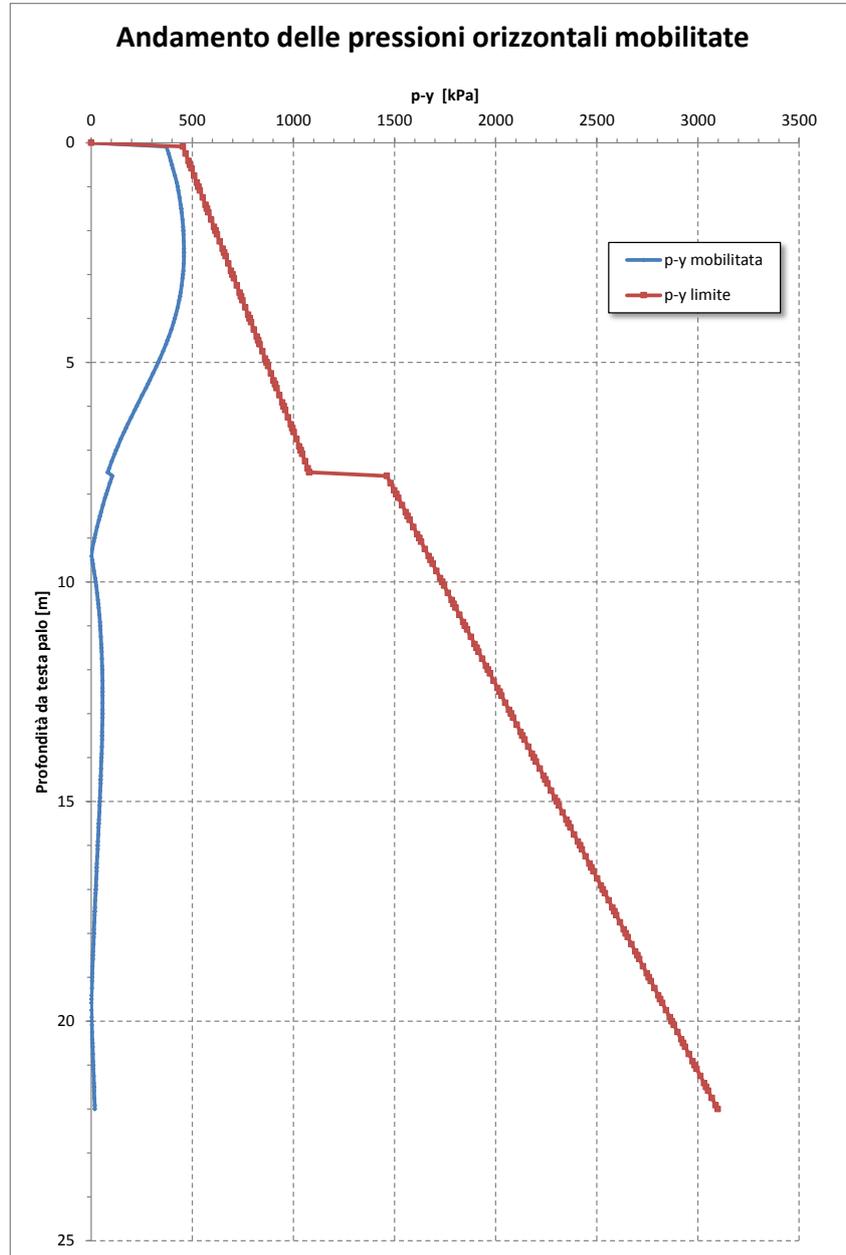
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	22 D 11	CL	V11000 001	A	82 di 88



**Figura 12 – curva P-Y a quota 5 m da testa palo**



**Figura 13 – curva P-Y a quota 10.0 m da testa palo**



**Figura 14 – Andamento pressioni orizzontali**

V110 – Ponte RANCI - PONTE dal km 30+484.10  
al km 30+496.60 Spalle - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	22 D 11	CL	VI1000 001	A	84 di 88

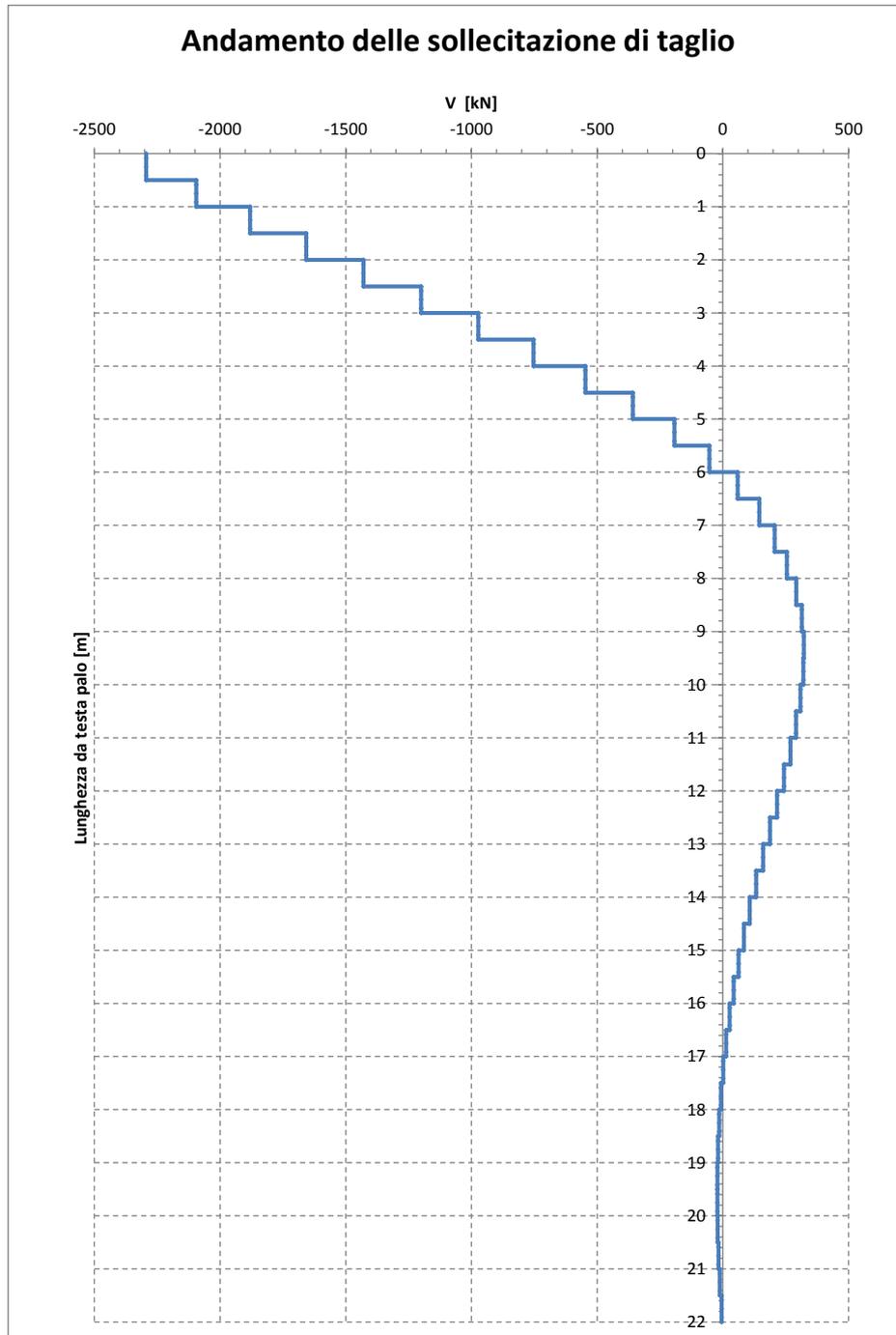
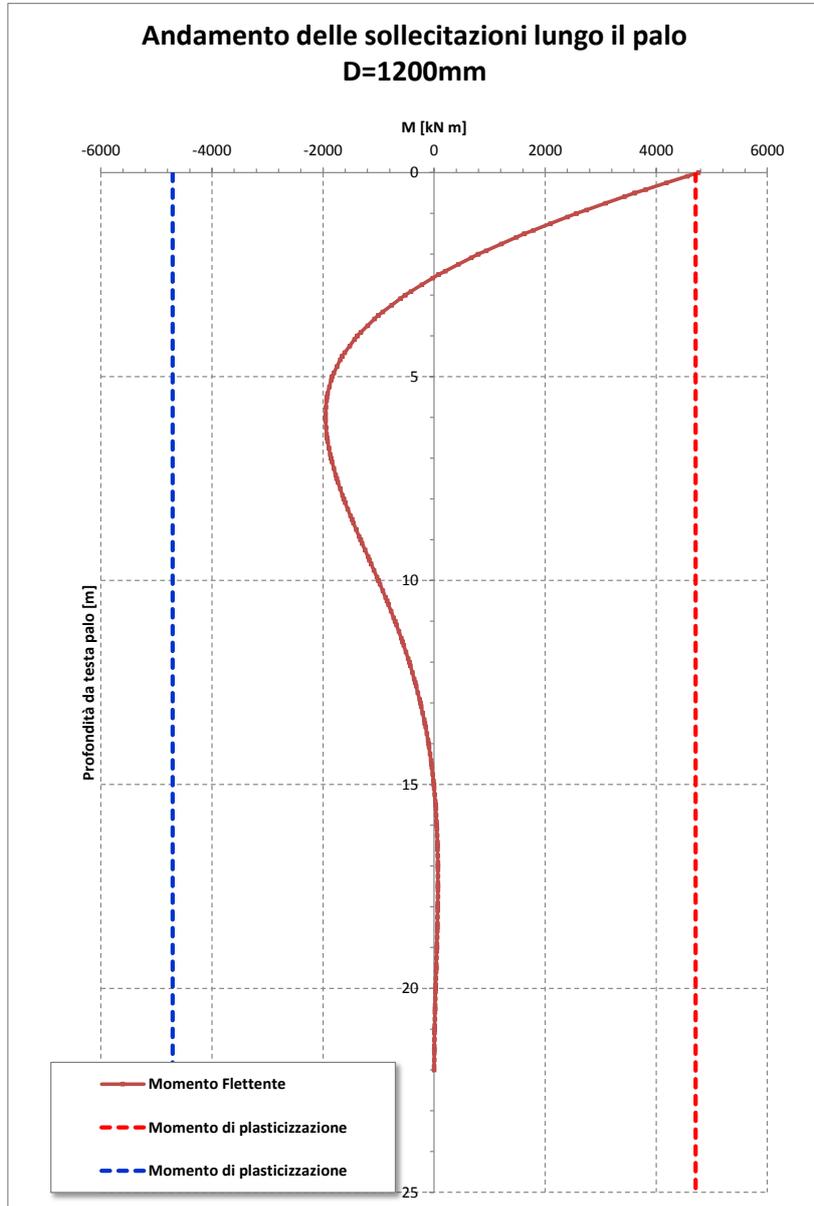


Figura 15 – Andamento taglio



**Figura 16 – Andamento momento**

### 10.5.3 Verifiche Strutturali Pali

Si riportano di seguito le sollecitazioni e le verifiche di resistenza per le varie combinazioni di carico, e per i pali soggetti al massimo e al minimo sforzo normale.

Palo	Sezione di verifica	Armatura	
	D [m]	Armatura longitudinale	Taglio
Φ1200	1.2	2x28φ26	Spirale 1φ14/10

PALO - Verifiche allo SLU						
Combinazioni		N kN	Mlong kNm	Tlong kN	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
Max N	Ex+0.3Ey+0,3Ez	-4624	3443	1324	1.43	1.9
Min N	Ex+0.3Ey-0,3Ez	1474	3426	1318	1.09	1.9
Max VL	Ex+0.3Ey+0,3Ez	1282	3443	1324	1.09	1.9

PALO - Verifiche allo SLE						
Combinazioni		N	Mlong	$\sigma_c$	$\sigma_s$	Wk
		kN	kNm	Mpa	Mpa	mm
RARA	Gr.3	-2539	1122	-6.90	90.24	0.031
	Gr.1	-1106	906	-5.46	78.50	0.041

Tabella 24 – Verifica dei pali di fondazione

Si precisa che la verifica a taglio è condotta su una sezione rettangolare equivalente (in termini di aree) con base 100 cm.

## 11. ANALISI E VERIFICA SPALLA MOBILE (S1)

Per le verifiche strutturali degli elementi della spalla mobile si rimanda a quanto già esposto a riguardo per il caso della spalla fissa, in quanto, a parità di sezioni resistenti degli elementi, quest'ultima risulta interessata da sollecitazioni maggiormente gravose.

Si procede pertanto unicamente con la valutazione delle sollecitazioni in fondazione per le varie combinazioni di carico, ai fini del dimensionamento geotecnico dei pali.

### 11.1 Pali di fondazione

Si riportano di seguito gli scarichi a quota testa pali, riferiti al baricentro del plinto, e gli sforzi massimi e minimi agenti sui pali della spalla mobile:

SOLLECITAZIONI A QUOTA TESTA PALI (BARICENTRO PLINTO)							
Combinazione	N	N	Mlong	Mtrasv	Tlong	Ttrasv	
SLE	Gr.1	1	14758	3253	2354	2822	327
	Gr.3	2	14839	3286	1660	2816	211
	Gr.1	3	13120	1843	5149	2756	211
	Gr1	4	12969	1713	4838	2750	211
SLU (STR)	Gr.1	5	20414	4799	3450	2932	480
	Gr.3	6	20532	4847	2443	2923	311
	Gr.1	7	18033	2756	7533	2838	311
	Gr1	8	17814	2569	7083	2829	311
SLV	Ex+0,3Ey+0,3Ez	9	13368	16340	5202	7148	1739
	0,3Ex+Ey+0,3Ez	10	12926	4234	17230	2707	5396
	Ex+0,3Ey-0,3Ez	11	11580	15720	5775	7136	1396
	0,3Ex+Ey-0,3Ez	12	11195	3593	17740	2695	5053

Tabella 25 – Sollecitazioni ad intradosso plinto (quota testa pali)

SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI							
Combo	Palo	N <sub>min</sub>		N <sub>max</sub>		V <sub>max</sub> [kN]	M <sub>max</sub> [kNm]
			[kN]		[kN]		
Gr.1	8		-2373	1	-1316	355	923
Gr.3	8		-2356	1	-1354	353	918
Gr.1	8		-2166	1	-1114	346	898
Gr1	8		-2128	1	-1114	345	896
Gr.1	8		-3230	1	-1873	371	966
Gr.3	8		-3205	1	-1928	367	955
Gr.1	8		-2931	1	-1578	357	928
Gr1	8		-2875	1	-1578	356	925
Ex+0,3Ey+0,3Ez	8		-3530	1	188	920	2391
0,3Ex+Ey+0,3Ez	8		-2936	1	-295	755	1962
Ex+0,3Ey-0,3Ez	8		-3272	1	377	909	2363
0,3Ex+Ey-0,3Ez	8		-2681	1	-118	716	1861
			-3530		377	920	2391

Tabella 26 – Massime e minime sollecitazioni nei pali di fondazione

### **11.1.1 Verifiche Geotecniche di capacità portante per carichi verticali**

Confrontando il massimo sforzo di compressione agente nei pali con i valori riportate nelle curve di capacità portante dei pali (riportate all'interno della relazione geotecnica generale del Sub lotto dove ricade l'opera in esame), si è scelto di utilizzare dei pali aventi lunghezza pari a **17 m**.

### **11.1.2 Verifiche Geotecniche di capacità portante per carichi orizzontali**

Per le verifiche geotecniche a carico limite orizzontale, si rimanda a quanto già esposto a riguardo per il caso della Spalla Fissa ritenute significative anche per il caso della Spalla Mobile.

### **11.1.3 Verifiche Strutturali Pali**

Per le verifiche strutturali dei pali della Spalla Mobile, si rimanda a quanto già esposto a riguardo per il caso della spalla fissa, in quanto, a parità di sezioni resistenti degli elementi, quest'ultima risulta interessata da sollecitazioni maggiormente gravose.