

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



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

**LINEA A.V. /A.C. TORINO – VENEZIA      Tratta MILANO – VERONA**  
**Lotto funzionale Brescia-Verona**

**PROGETTO ESECUTIVO**

**IV16 – CAVALCAFERROVIA VIA BRESCIA - PK 108+954,045**

**Relazione sul comportamento sismico dell'opera, appoggi, ritegni sismici e giunti di dilatazione**

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE LAVORI
Consorzio <b>Cepav due</b> Consorzio Cepav due Il Direttore del Consorzio (Ing. T. Tarantini) Data: <b>29 MAG 2020</b>	     Data: _____

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC	OPERA/DISCIPLINA	PROGR	REV
I N O R	1 2	E	E 2	C L	I V 1 6 A 0	0 0 1	A

PROGETTAZIONE						IL PROGETTISTA	
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista	Data
A	Emissione	Montecroci <i>Riccardo Montecroci</i>	08/05/20	Piacentini <i>Luca Piacentini</i>	08/05/20	INGEGNERE LUCA PIACENTINI N. 23076	08/05/20
B							
C							

CIG. 751447334A

File: INOR12EE2CLIV16A0001A\_10.docx



Progetto cofinanziato dalla Unione Europea

Stampato dal Servizio di plottaggio ITALFERR S.p.A. ALBA S.r.l.

CUP: F81H91000000008

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL IV 16A 0 001Rev.  
AFoglio  
2 di 45**INDICE**

1	PREMESSA E DESCRIZIONE DELL'OPERA .....	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	5
2.1	OPERE IN C.A. E STRUTTURE METALLICHE .....	5
2.2	NORMATIVA SPECIFICA PER I PONTI STRADALI .....	5
2.3	GEOTECNICA, FONDAZIONI E GEOLOGIA .....	6
2.4	ULTERIORI PRESCRIZIONI E SPECIFICHE TECNICHE DI RFI E ITALFERR .....	6
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	7
3.1	CALCESTRUZZO .....	7
3.2	ACCIAIO .....	8
3.2.1	Armature per c.a. – Acciaio B 450 C .....	8
3.2.2	Carpenteria metallica – Classe S355 .....	8
4	ELABORATI DI RIFERIMENTO .....	9
5	SOFTWARE DI CALCOLO .....	10
6	ANALISI DEI CARICHI .....	11
6.1	DATI GEOMETRICI DELL'IMPALCATO .....	11
6.2	AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO .....	11
6.2.1	Azioni permanenti .....	11
6.2.2	Deformazioni impresse .....	12
6.2.3	Cedimenti degli appoggi ( $\varepsilon_4$ ) .....	12
6.2.4	Calaggio ( $\varepsilon_4$ ) .....	12
6.2.5	Azioni variabili da traffico ( $q_1$ ) .....	12
6.2.6	Azioni orizzontali longitudinali .....	14
6.2.6.1	Frenatura ( $q_3$ ) .....	14
6.2.7	Azioni orizzontali trasversali .....	14
6.2.7.1	Azione Centrifuga ( $q_4$ ) .....	14
6.2.7.2	Azioni del vento ( $q_5$ ) .....	14
7	AZIONE SISMICA .....	16
7.1	DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA .....	16

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL IV 16A 0 001	Rev. A	Foglio 3 di 45
7.2	COMBINAZIONE DELL' AZIONE SISMICA .....				21
8	SISTEMA DI VINCOLAMENTO.....				22
9	MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI.....				23
10	RISULTATI DELLE ANALISI.....				26
10.1	ANALISI MODALE.....				26
10.2	COMBINAZIONI DI CARICO .....				29
10.2.1	<i>Combinazioni di carico statiche</i> .....				29
10.2.2	<i>Combinazioni di carico sismiche</i> .....				29
10.3	AZIONI E SPOSTAMENTI SUGLI APPOGGI .....				30
10.4	ROTAZIONE APPOGGI .....				35
10.5	VERIFICA DEI DISPOSITIVI DI VINCOLO .....				36
11	ESCURSIONI MASSIME DI GIUNTI E VARCHI.....				37
12	SOLLEVAMENTO DELL'IMPALCATO.....				38
13	AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO ALLE SOTTOSTRUTTURE .....				40
13.1	AZIONI TRASMESSE ALLA PILA 1 .....				40
13.2	AZIONI TRASMESSE ALLA PILA 2 .....				40
13.3	AZIONI TRASMESSE ALLA PILA 3 .....				41
13.4	AZIONI TRASMESSE ALLA PILA 4 .....				41
13.5	AZIONI TRASMESSE ALLA PILA 5 .....				42
14	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI .....				43

## 1 PREMESSA E DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione riguarda il cavalcaferrovia denominato "Cavalcavia Via Brescia – IV16" che sovrappassa la futura linea AV/AC Milano-Verona in prossimità della progressiva 108+954,045.

In particolare, il presente documento tratta l'analisi dei carichi statici, la valutazione delle azioni sismiche, il calcolo delle azioni sugli apparecchi d'appoggio e le sollecitazioni trasmesse dall'impalcato sulle sottostrutture.

Per lo studio globale della struttura sono state svolte analisi su un modello di calcolo agli elementi finiti rappresentante l'effettiva distribuzione di masse e rigidezze dell'opera.

Dal modello di calcolo si arriva alla definizione delle azioni in corrispondenza degli appoggi e le risultanti trasmesse dall'impalcato alle sottostrutture. Per quanto riguarda il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche di pile e spalle, si rimanda alle specifiche relazioni.

L'andamento planimetrico dell'opera è in rettilineo, la viabilità in progetto al di sopra del cavalcavia è una strada di tipo F2. La sezione trasversale dell'opera è costituita da una sede carrabile di 8.50m, e da due cordoli esterni di larghezza complessiva pari a 3.7m (1.85m ognuno).

Il cavalcaferrovia, di lunghezza complessiva 265.00m, è costituito da 6 campate con luci variabili: 30.00m – 35.00m – 45.00m – 45.00m – 70.00m – 40.00m.

L'impalcato è della tipologia mista "acciaio-calcestruzzo" costituito da 2 travi a "doppio T" in acciaio di altezza variabile e soletta in calcestruzzo armato gettato in opera di spessore variabile da 0.22m a 0.30m. Le due travi sono collegate in campata, sulle pile e sulle spalle da diaframmi a parete piena posti ad interasse di 5.00m.

Il sistema di vincolamento previsto per il Cavalcavia è costituito da dispositivi di appoggio ed isolamento sismico in elastomero armato. Tali dispositivi, essendo caratterizzati da un ridotto valore della rigidità orizzontale, garantiscono un disaccoppiamento del moto orizzontale della struttura rispetto a quello del terreno ed una conseguente riduzione della risposta sismica della struttura; inoltre tali dispositivi sono dotati di una certa capacità dissipativa in funzione della miscela elastomerica utilizzata, indispensabile per minimizzare gli spostamenti della struttura isolata.

Le spalle dell'opera, realizzate in conglomerato cementizio armato, presentano un plinto di forma rettangolare attestato su una palificata di fondazione costituita da pali Ø1500 mm. Lo sviluppo dell'elevazione è costituito da un fusto, dal superiore paraghiaia e da idonei muri di risvolto e orecchie atti a gestire il retrostante corpo del rilevato.

Le pile sono a setto continuo in c.a, di spessore 1.20m e larghezza 8.20m. Le dimensioni in altezza sono determinate dall'andamento altimetrico del tracciato stradale e dallo spessore dell'impalcato.

Nella tabella seguente si riporta il riepilogo delle caratteristiche geometriche del cavalcaferrovia.

	<b>L campata</b> [m]	<b>H fusto</b> [m]	<b>Tipo di</b> <b>fondazione</b>
<b>SpA</b>	30.00	4.50	9 pali 1500
<b>P1</b>	35.00	8.40	diaframmi
<b>P2</b>	45.00	9.40	diaframmi
<b>P3</b>	45.00	9.60	diaframmi
<b>P4</b>	70.00	8.40	diaframmi
<b>P5</b>	40.00	5.90	diaframmi
<b>SpB</b>		3.80	6 pali 1500

## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il progetto delle strutture e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore ed in particolare:

### 2.1 Opere in c.a. e strutture metalliche

- D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 “Istruzione per l’applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;
- UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”;
- UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004: “Azioni sulle strutture – Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- UNI EN 1991-1-4 (Eurocodice 1) – Luglio 2005: “Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento”;
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: “Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Agosto 2005: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;
- UNI EN 197-1:2011 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni;
- UNI EN 11104:2016 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1;
- UNI EN 206:2016 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- UNI EN 1337 Novembre 2001 – “Appoggi Strutturali”.

### 2.2 Normativa specifica per i ponti stradali

- UNI EN 1991-2-1 (Eurocodice 1) – Marzo 2005: “Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti”;
- UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi”;
- UNI EN 1993-2 (Eurocodice 3) – Gennaio 2007: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 2: Ponti di acciaio”;
- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
12

Codifica Documento  
E E2 CL IV 16A 0 001

Rev.  
A

Foglio  
6 di 45

### 2.3 Geotecnica, fondazioni e geologia

- UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: “Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”;
- UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- UNI EN 1536:2010: “Esecuzione di lavori geotecnici speciali – Pali trivellati”.

### 2.4 Ulteriori prescrizioni e specifiche tecniche di rfi e italferr

- RFI DTC SI PS MA IFS 001 A: “Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 2: Ponti e strutture”.

### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera si prevede l'impiego dei materiali indicati nei paragrafi che seguono. Si indicheranno le caratteristiche prestazionali di resistenza minime e, con particolare riferimento ai calcestruzzi, anche le prescrizioni o caratteristiche da assicurare per garantire i requisiti di durabilità.

#### 3.1 Calcestruzzo

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2016 ed UNI 11104:2016.

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale  $c_{nom}$  è somma di due contributi, il copriferro minimo  $c_{min}$  e la tolleranza di posizionamento  $h$ . Vale pertanto:  $c_{nom} = c_{min} + h$ .

La tolleranza di posizionamento delle armature "h", per le strutture gettate in opera, viene assunta pari ad 5 mm in quanto si prescrive che l'esecuzione sia sottoposta ad un sistema di assicurazione della qualità, nella quale siano incluse le misure dei copriferri.

Si utilizzano i seguenti tipi di calcestruzzo e copriferri minimi.

PARTE O ELEMENTO	Classe esposizione	Classe resistenza minima [MPa]	Ambiente	Copriferro minimo [mm]	Classe di resistenza adottata [MPa]
Cordoli laterali e marciapiedi	XC4 XD3 XF4	C 35/45	Molto Agg.	60	C 35/45
Soletta di impalcato	XC3	C 30/37	Ordinario	40	C 35/45
Baggioli e ritegni	XC4	C 32/40	Aggressivo	50	C 35/45
Elevazioni pile	XC4 XF1	C 32/40	Aggressivo	50	C 35/45
Elevazioni spalle	XC4 XF1	C 32/40	Aggressivo	50	C 32/40
Fondazioni pile e spalle	XC2	C 25/30	Ordinario	40	C 25/30
Pali e diaframmi di fondazione	XC2	C 25/30	Ordinario	60	C 25/30

**Tabella 3.1 – Classi di cls e copriferri minimi**

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

Grandezza		u.m.	C25/30	C30/37	C32/40	C35/45
resistenza caratteristica a compressione	$f_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	25,00	30,00	32,00	35,00
resistenza di progetto a compressione	$f_{cd}$	N/mm <sup>2</sup>	14,17	17,00	18,13	19,83
resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk}$	N/mm <sup>2</sup>	1,80	2,00	2,12	2,25
tensione di aderenza cls-armatura	$f_{bd}$	N/mm <sup>2</sup>	2,70	3,00	3,18	3,37
tensione massima di compressione (comb. rara)	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	15,00	18,00	19,20	21,00
tensione massima di compressione (comb. quasi perm.)	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	11,25	13,50	14,40	15,75
modulo elastico medio istantaneo	$E_m$	N/mm <sup>2</sup>	31476	32836	33346	34077

Tabella 3.2 - grandezze meccaniche relative al cls

### 3.2 Acciaio

#### 3.2.1 Armature per c.a. – Acciaio B 450 C

Si utilizzano per le armature degli elementi in c.a. la seguente tipologia di acciaio:

Acciaio tipo: B450 C Saldabile controllato in stabilimento

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche dell'acciaio d'armatura utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

Proprietà		Requisito
Limite di snervamento	$f_y$	$\geq 450$ MPa
Limite di rottura	$f_t$	$\geq 540$ MPa
Allungamento totale al carico massimo	$A_{gt}$	$\geq 7.5\%$
Rapporto	$f_t/f_y$	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto	$f_y \text{ misurato} / f_y \text{ nom}$	$\leq 1,25$

#### 3.2.2 Carpenteria metallica – Classe S355

Si utilizzano per le strutture metalliche del viadotto i seguenti tipi di acciaio:

Elementi saldati di spessore fino a 40mm                      S355J2G3  
 Elementi saldati di spessore superiore a 40mm                S355K2G3  
 Elementi non saldati    S355JO

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche dell'acciaio da carpenteria utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

Resistenza di calcolo ( $t < 40$ mm)                       $f_d = 355$  N/mm<sup>2</sup>  
 Resistenza di calcolo ( $t > 40$ mm)                       $f_d = 335$  N/mm<sup>2</sup>  
 Modulo elastico     $E_s = 210000$  N/mm<sup>2</sup>



GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
12

Codifica Documento  
E E2 CL IV 16A 0 001

Rev.  
A

Foglio  
10 di 45

## 5 SOFTWARE DI CALCOLO

Il codice di calcolo utilizzato è Straus7, programma di modellazione strutturale agli elementi finiti di comprovata validità. Il codice è stato utilizzato per il calcolo delle sollecitazioni derivanti dalle analisi statiche e dinamiche dell'opera. I risultati delle sollecitazioni sono stati controllati manualmente a campione mediante metodi semplificati per verificare l'ordine di grandezza dei risultati.

## 6 ANALISI DEI CARICHI

### 6.1 Dati geometrici dell'impalcato

Si riporta di seguito il riepilogo delle caratteristiche geometriche dell'impalcato, necessarie a definire le azioni permanenti e variabili che agiscono sul ponte.

Larghezza carreggiata	8,50 m
Larghezza pavimentazione	8,50 m
Larghezza cordolo 1	1,85 m
Larghezza cordolo 2	1,85 m
Spessore medio soletta	0,24 m
Spessore pavimentazione	0,11 m
Spessore medio cordoli	0,17 m
Lunghezza totale impalcato	265,00 m

### 6.2 Azioni trasmesse dall'impalcato

#### 6.2.1 Azioni permanenti

	Peso unitario		Larghezza [m]	Spessore [m]	Numero [-]	Carico lineare [kN/m]
	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]				
Peso struttura in acciaio		2.80	12.20		=	34.16
Peso soletta	25.00		12.20	0.24	=	73.20
<b>Totale strutturali</b>						<b>107.36</b>
Pavimentazione		2.40	8.50		=	20.40
Cordoli	25.00		1.85	0.17	2 =	15.73
Barriere sicurezza e parapetto			2.50		2 =	5.00
<b>Totale Permanenti Portati</b>						<b>41.13</b>
<b>Totale</b>						<b>148.49</b>

Si considera 150kN/m.

### 6.2.2 Deformazioni impresse

Variazioni termiche ( $\epsilon_2$ )

Per i calcoli relativi alle sottostrutture verrà applicata all'impalcato una variazione termica uniforme pari a:

$$\Delta T = 30,00 \text{ } ^\circ$$

I dispositivi di appoggio in elastomero armato previsti per l'opera in oggetto trasmettono agli elementi di sostegno un'azione orizzontale proporzionale alla loro rigidità ed allo scorrimento massimo dovuto a deformazioni lente corrispondenti alla dilatazione termica dell'impalcato.

L'accorciamento dovuto ad escursione termica tra due punti A e B dell'impalcato è dato dalla seguente espressione:

$$dL_{AB} = L_{AB} \cdot \alpha \cdot dT$$

dove si assume:

$L_{AB}$  = distanza tra la pila e il baricentro delle rigidità degli appoggi

$\alpha$  = coefficiente di dilatazione termica

$dT$  = variazione termica

Considerando i valori delle rigidità orizzontali in condizioni di esercizio dei dispositivi previsti e la lunghezza dell'impalcato interessato da una variazione termica di 30°C, il programma calcola l'azione orizzontale conseguente alla suddetta deformazione termica.

$$H_{el} = n \cdot dL_{AB} \cdot k$$

dove si assume:

$n$  = numero dei dispositivi sulla pila

$k$  = rigidità orizzontale di ciascun dispositivo.

Per i calcoli relativi all'impalcato verrà applicata all'impalcato una variazione termica differenziale tra trave e soletta pari a:

$$\Delta T = 10,00 \text{ } ^\circ$$

### 6.2.3 Cedimenti degli appoggi ( $\epsilon_4$ )

E' stato considerato un cedimento degli appoggi pari

$$\delta = \frac{1}{5000} L_M$$

dove  $L_M$  è il valore massimo della lunghezza delle due campate adiacenti all'elemento di sostegno oggetto di valutazione.

Per massimizzare le azioni indotte sulle sottostrutture, verranno implementati n.2 diversi casi di carico: ognuno di essi prevede l'applicazione del cedimento alle sottostrutture a gruppi alterni.

### 6.2.4 Calaggio ( $\epsilon_4$ )

Si prevede un calaggio in corrispondenza della pila 5 di 7cm.

### 6.2.5 Azioni variabili da traffico ( $q_1$ )

Relativamente ai carichi mobili si fa riferimento a quanto prescritto dal NTC 2008 "Norme tecniche per le costruzioni" al punto 5.1.3.3. Compatibilmente con la larghezza della carreggiata, si sono individuate le corsie

convenzionali, su cui transitano gli schemi di carico previsti dalla normativa e i due marciapiedi su cui transita la folla.

Le colonne di carico, come definite dalla normativa, presentano i seguenti valori:

POSIZIONE	Carico asse $Q_{ik}$ (kN)	Carico distribuito $q_{ik}$ (kN/m <sup>2</sup> )
Corsia convenzionale 1	300,00	9,00
Corsia convenzionale 2	200,00	2,50
Corsia convenzionale 3	100,00	2,50
Altre corsie	-	2,50
Folla	-	2.50

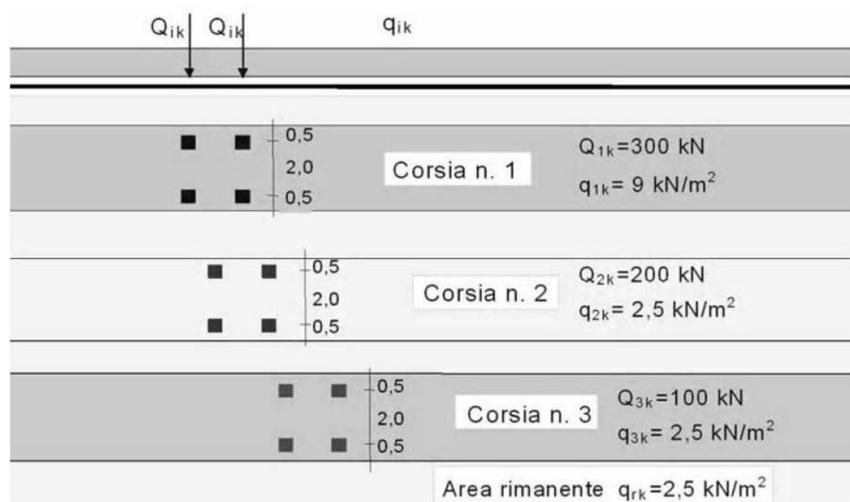


Figura 6.1 - Schema dei carichi mobili.

Le colonne dei carichi mobili vengono disposte, a partire da quella di entità massima, in adiacenza al cordolo numero 2, definito come il cordolo di larghezza minore. Il numero di colonne di carico prese in considerazione è quello che determina le condizioni più sfavorevoli per i singoli elementi strutturali. Nello specifico, verranno analizzate diverse configurazioni di colonne a partire dal numero massimo possibile sulla sezione trasversale fino alla singola colonna (con diverse disposizioni), in modo da valutare sia le massime azioni in compressione sia quelle in trazione sugli appoggi.

La distribuzione trasversale che massimizza le azioni di compressione e trazione sui pali sarà studiata ed esplicitata nella relazione di calcolo delle pile.

Longitudinalmente i carichi accidentali distribuiti, sono stati disposti in combinazioni tali da massimizzare le azioni sulle singole sottostrutture, con le classiche configurazioni "a scacchiera" delle travi continue.

Si riporta il riepilogo delle colonne di carico risultanti dall'analisi dei carichi accidentali effettuata.

Larghezza della carreggiata $w$	8,5	m
Larghezza corsia convenzionale	3	m
Numero max di corsie convenzionali	2	
Larghezza della zona rimanente $w_r$	2,5	m



Nel caso specifico si ricava la massima compressione sugli appoggi disponendo due colonne di carico (corsia convenzionale 1 e corsia convenzionale 2) in aggiunta alla folla sul cordolo 2. I valori dei carichi relativi alla corsia ed alla folla sono quelli riportati nella tabella sovrastante, mentre le rispettive eccentricità sono riportate di seguito (l'eccentricità è calcolata rispetto al baricentro della sezione trasversale della soletta, intesa come somma della larghezza della carreggiata e dei due cordoli):

Eccentricità 1° colonna di carico	2,750	m
Eccentricità 2° colonna di carico	-0,250	m
Eccentricità folla su cordolo 2	5,175	m

## 6.2.6 Azioni orizzontali longitudinali

### 6.2.6.1 Frenatura ( $q_3$ )

La forza di frenamento o di accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale numero 1 e, per i ponti di prima categoria, è data dalla seguente espressione:

$$180\text{kN} \leq q_3 = 0.6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0.10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900\text{kN}$$

essendo  $w_1$  la larghezza della corsia ed  $L$  la lunghezza della zona caricata.

L'azione di frenamento totale massima per l'impalcato in oggetto risulta:

azione di frenamento totale $q_3$	900.00	kN
-----------------------------------	--------	----

Data la tipologia di vincolo si considera che alle sottostrutture venga trasmessa parte della suddetta azione secondo il rapporto tra la rigidità orizzontale dei dispositivi di ciascun elemento di sostegno e la somma delle rigidità orizzontali di tutti i dispositivi posti su pile e spalle.

## 6.2.7 Azioni orizzontali trasversali

### 6.2.7.1 Azione Centrifuga ( $q_4$ )

Il cavalcavia in oggetto è interamente in rettilineo, dunque l'azione centrifuga risulta nulla.

### 6.2.7.2 Azioni del vento ( $q_5$ )

Il testo unico NTC 2008 al punto 3.3, fornisce indicazioni per il calcolo della velocità di riferimento e della velocità media del vento. L'azione statica equivalente del vento è ricavabile, secondo quanto indicato dallo stesso documento, in funzione della velocità calcolata. Ai fini del calcolo delle sollecitazioni si fa riferimento al vento nella sola direzione perpendicolare all'asse principale dell'impalcato.

Le barriere fonoassorbenti rappresentano una superficie che, investita dal vento, induce un carico sulla struttura.

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto nelle direzioni più sfavorevoli per le pile.

La pressione cinetica del vento è calcolata secondo quanto stabilito dalla normativa. Il calcolo è riportato di seguito:

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL IV 16A 0 001	Rev. A	Foglio 15 di 45
---------	------------------	-------------	--	-----------	--------------------

1) Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)

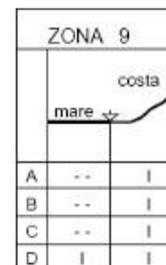
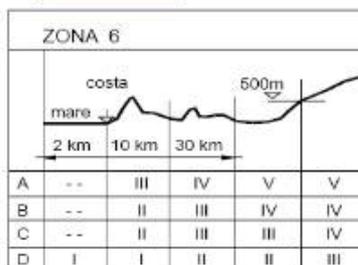
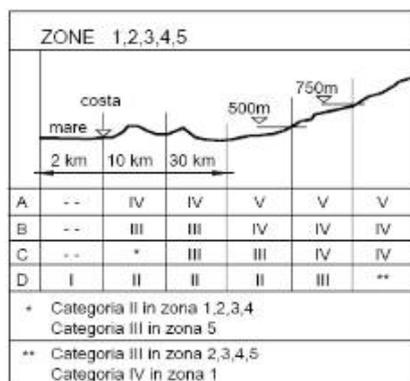
Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_s$ [1/s]
1	25	1000	0.01
$a_s$ (altitudine sul livello del mare [m])			146
$T_R$ (Tempo di ritorno)			100
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$			
$v_b = v_{b,0} + k_s (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
$v_b (T_R = 50 \text{ [m/s]})$			25
$\alpha_R (T_R)$			1.04
$v_b (T_R) = v_b \times \alpha_R$ [m/s]			26.00



$p$ (pressione [kN/m <sup>2</sup> ] con $c_p$ unitario) = $q_b \cdot c_p \cdot c_d$	0.861
$q_b$ (pressione cinetica di riferimento [kN/m <sup>2</sup> ])	0.423
$c_p$ (coefficiente di esposizione)	2.037
$c_t$ (coefficiente di topografia)	1.00
$c_d$ (coefficiente dinamico)	1.00

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

Quota del punto considerato rispetto al suolo: 6 m  
 Distanza media dalla costa in linea d'aria: 145 km (distanze negative per costruzioni in mare)



Categoria di esposizione	Classe di rugosità	$k$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
II	D	0.19	0.05	4

$b$ [m]	$d_{tot}$ [m]	$C_{fx,0}$	$\alpha_1$ [°]	$K \alpha_1$	$\alpha_2$ [°]	$K \alpha_2$	$C_f$	$p$ [kN/m <sup>2</sup> ]
12.20	6.00	1.85	0.00	0.00	0.00	0.00	1.9	1.59
Parapetti solidi, barriere antirumore, barriere di sicurezza solide o traffico:							Curva b)	

Si assume cautelativamente una pressione del vento imposta pari a:  $p_v = 2.50 \text{ kN/m}^2$ .

La superficie esposta del vento è pari a 6.4m dati da:

- un mezzo transitante di 3m;
- altezza di trave più soletta.

Si considera pertanto un'azione lineare pari a:

$q = 2.50 \text{ kN/m}^2 * 6.40\text{m} = 16 \text{ kN/m}$ .

## 7 AZIONE SISMICA

### 7.1 Definizione dell'azione sismica

Per la definizione dell'azione sismica, occorre fissare la vita di riferimento dell'opera di (VR), a partire della vita nominale (VN) e la classe d'uso secondo la seguente relazione

$$V_R = V_N \cdot C_u$$

Nel caso specifico si ottiene:

<b>Classe d'uso</b>	III
<b>C<sub>u</sub></b>	1,5
<b>V<sub>N</sub></b>	100
<b>V<sub>R</sub></b>	150

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento P<sub>VR</sub>, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente e il periodo di ritorno T<sub>R</sub>, espresso in anni, valgono:

Stato limite	P <sub>VR</sub> (%)	T <sub>R</sub> (anni)
SLC	5	2924
SLV	10	1424
SLD	63	151

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di a<sub>g</sub>, F<sub>0</sub>, T<sub>c</sub><sup>\*</sup>.

a<sub>g</sub> → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

F<sub>0</sub> → valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T<sub>c</sub><sup>\*</sup> → periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

S → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S<sub>s</sub>) e dell'amplificazione topografica (S<sub>t</sub>);

I parametri spettrali per il calcolo dell'azione sismica vengono individuati sulla base del rischio sismico per la località considerata:

Stato limite	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>c</sub> <sup>*</sup>
SLC	0,276	2,488	0,286
SLV	0,230	2,476	0,281
SLD	0,095	2,466	0,257

Data l'ubicazione dell'opera, si assume la categoria topografica T1, mentre dalla relazione geotecnica si evince che può essere adottata la categoria di sottosuolo B. Si ottiene quindi (valido per SLV):

$$\begin{aligned}
 S_s &= 1,172 \\
 S_t &= 1,000 \\
 S &= S_s \cdot S_t = 1,172
 \end{aligned}$$

La risposta all'azione sismica viene calcolata separatamente per ciascuna delle componenti orizzontali, longitudinale e trasversale, e per quella verticale.

Per gli stati limite ultimi, ovvero di salvaguardia della vita e di collasso, lo spettro di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare, è lo spettro elastico, dove si sostituisce a  $\eta$  il valore  $1/q$ , in cui  $q$  è il fattore di struttura. Nel caso in esame di ponte isolato, si assume un fattore di struttura pari a 1.0, come ricavato dalla Tabella 7.9.I del D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni).

In accordo con la norma NTC (par. 7.10.5.3.2) lo spettro elastico va ridotto per il campo di periodo  $T \geq 0.8T_{is}$ . Il periodo della struttura isolata  $T_{is}$  risulta pari a circa 1.4s (vedere risultati analisi modale) pertanto  $0.8T_{is}$  è circa 1.12s.

Per periodi  $T < T_{is}$  lo spettro corrisponde allo spettro descritto nel paragrafo "Azione sismica" con smorzamento pari al 5%; per periodi  $T > T_{is}$  invece si assume per il coefficiente riduttivo  $\eta$  il valore corrispondente al coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi_{esi}$  del sistema d'isolamento assunto pari a 15%.

Si riportano gli spettri di risposta orizzontali e verticali:

#### Spettro di risposta elastico – componente orizzontale

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle seguenti espressioni:

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

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

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

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

in cui si ha:

$$\eta = 0.707$$

corrispondente a uno smorzamento  $\zeta$  pari al 15%

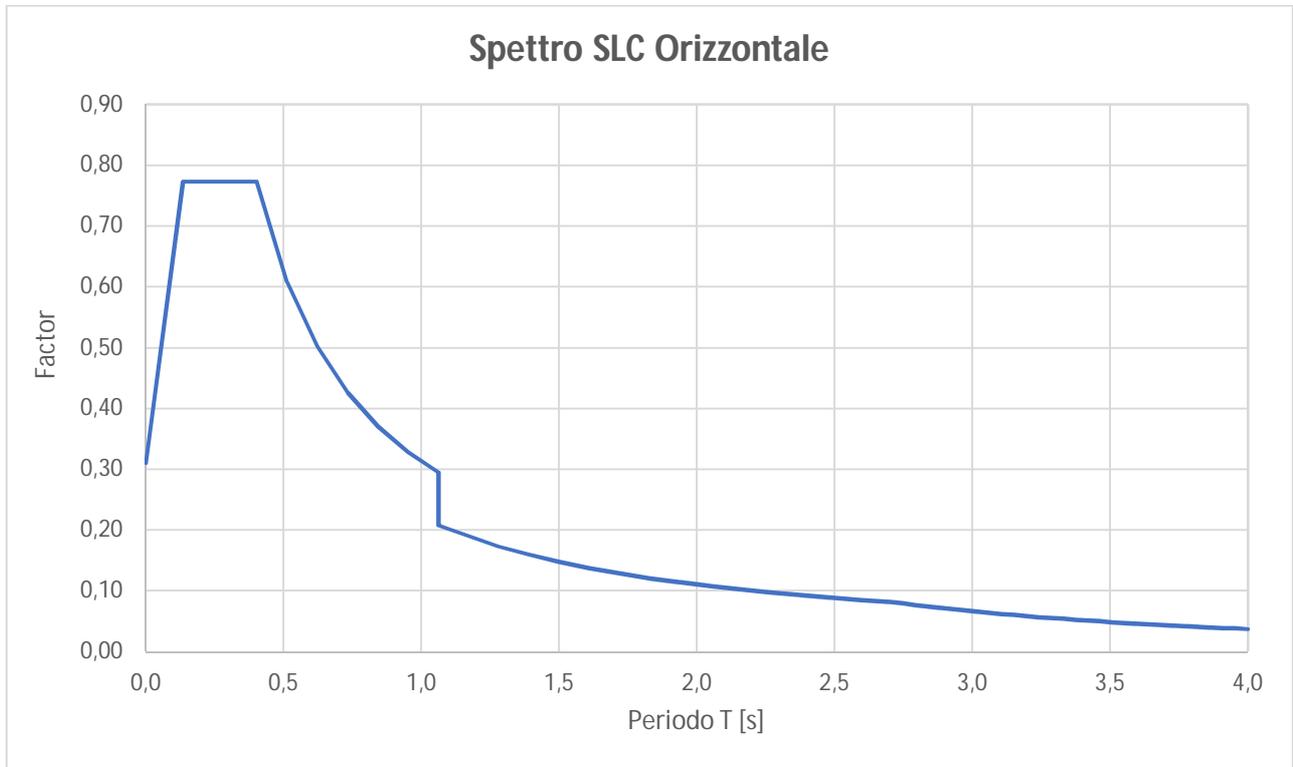
$$T_C = C_C T_C^*$$

$$T_B = T_C / 3$$

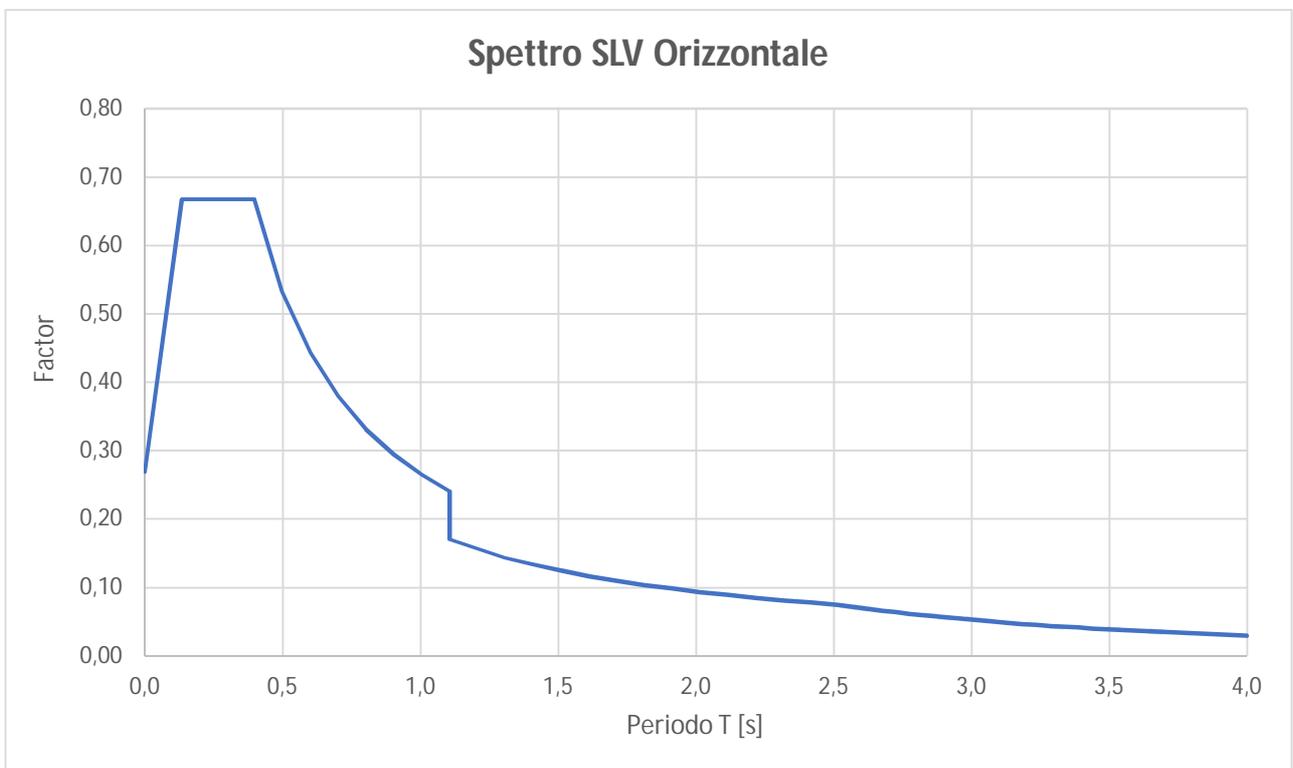
$$T_D = 4,0 a_g / g + 1,6$$

Si riportano di seguito i diagrammi degli spettri per ciascuno degli Stati Limite indagati.

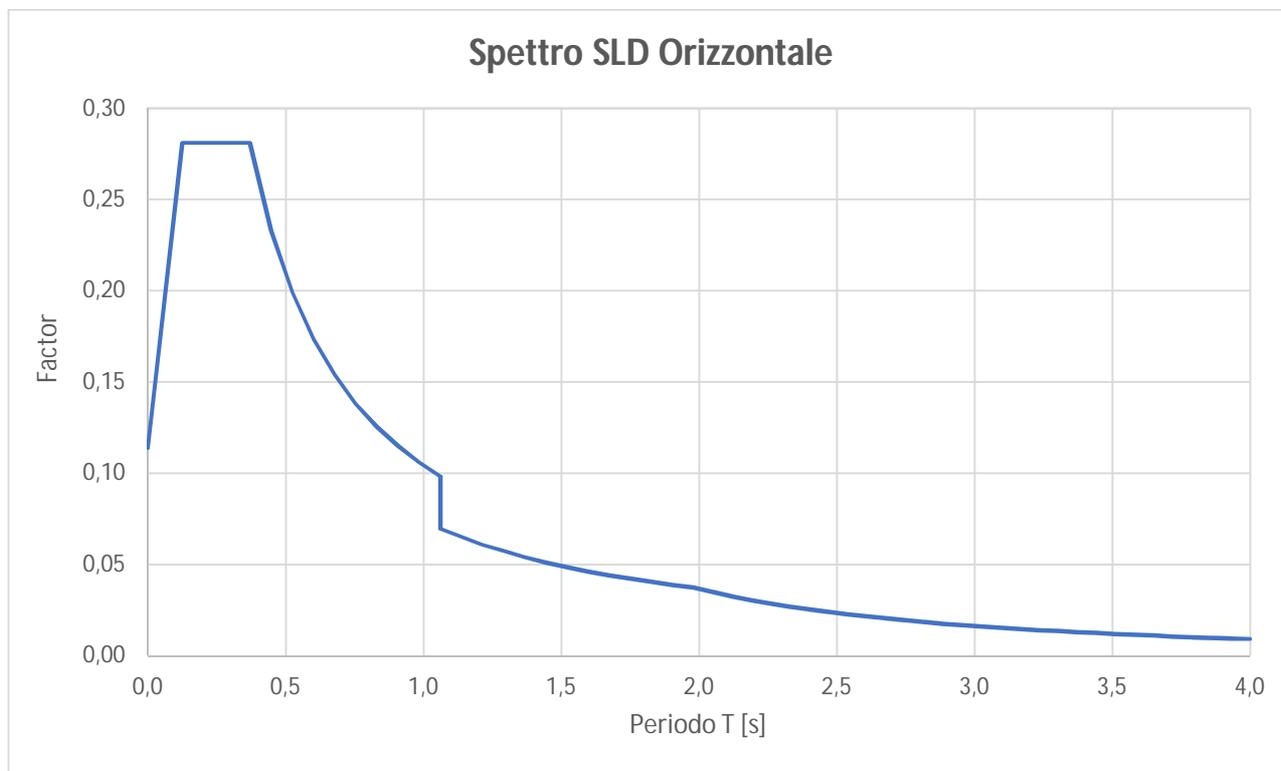
Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL IV 16A 0 001	Rev. A	Foglio 18 di 45
---------	------------------	-------------	--	-----------	--------------------



**Figura 2 – Spettro orizzontale SLC**



**Figura 3 – Spettro orizzontale SLV**



**Figura 4 – Spettro orizzontale SLD**

### Spettro di risposta elastico – componente verticale

Lo spettro di risposta elastico della componente verticale è definito dalle seguenti espressioni:

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V$$

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

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

in cui si ha:

$$F_V = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

$\eta=1$  corrispondente a uno smorzamento  $\zeta$  pari al 5%

I valori di  $T_B, T_C$  e  $T_D$  sono riportati nella tabella 3.2.VII del D.M.08 e valgono:

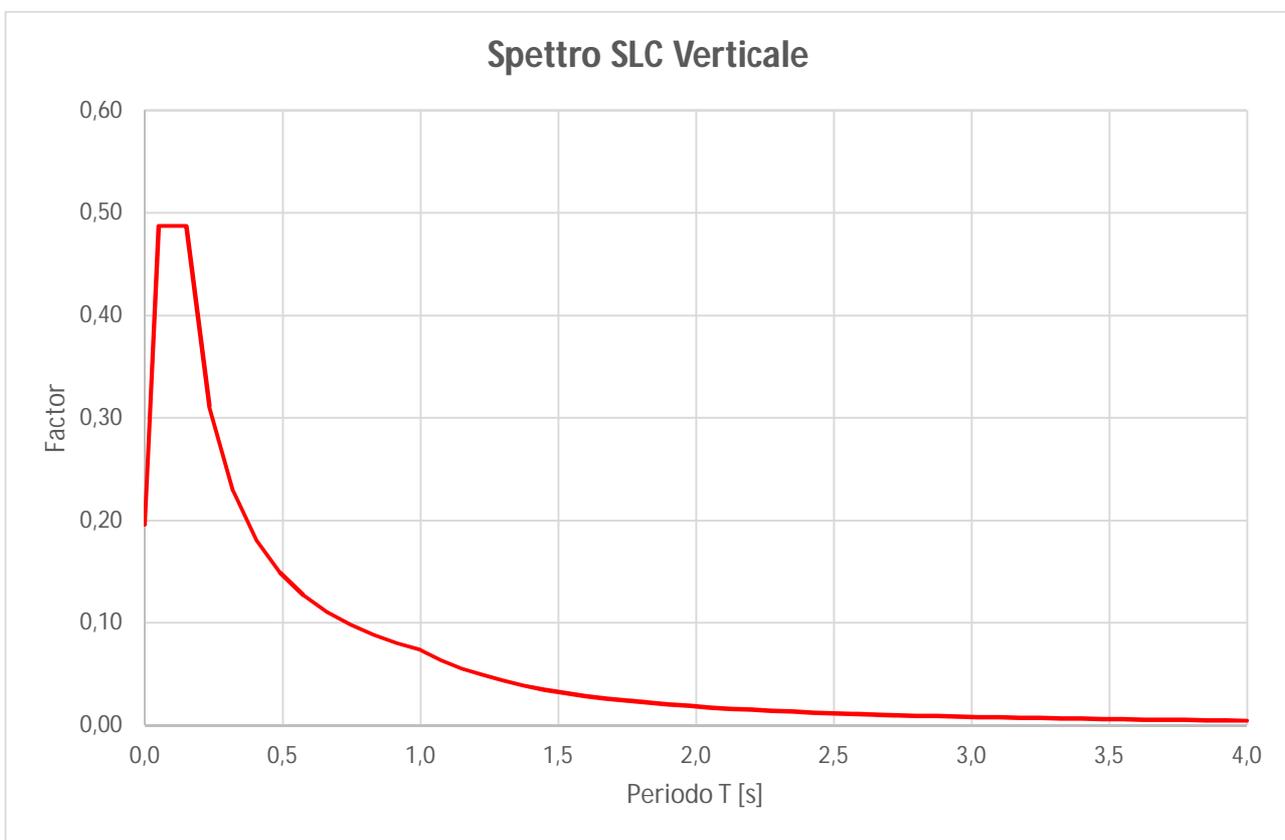
$$T_B = 0,05 \text{ s}$$

$$T_C = 0,15 \text{ s}$$

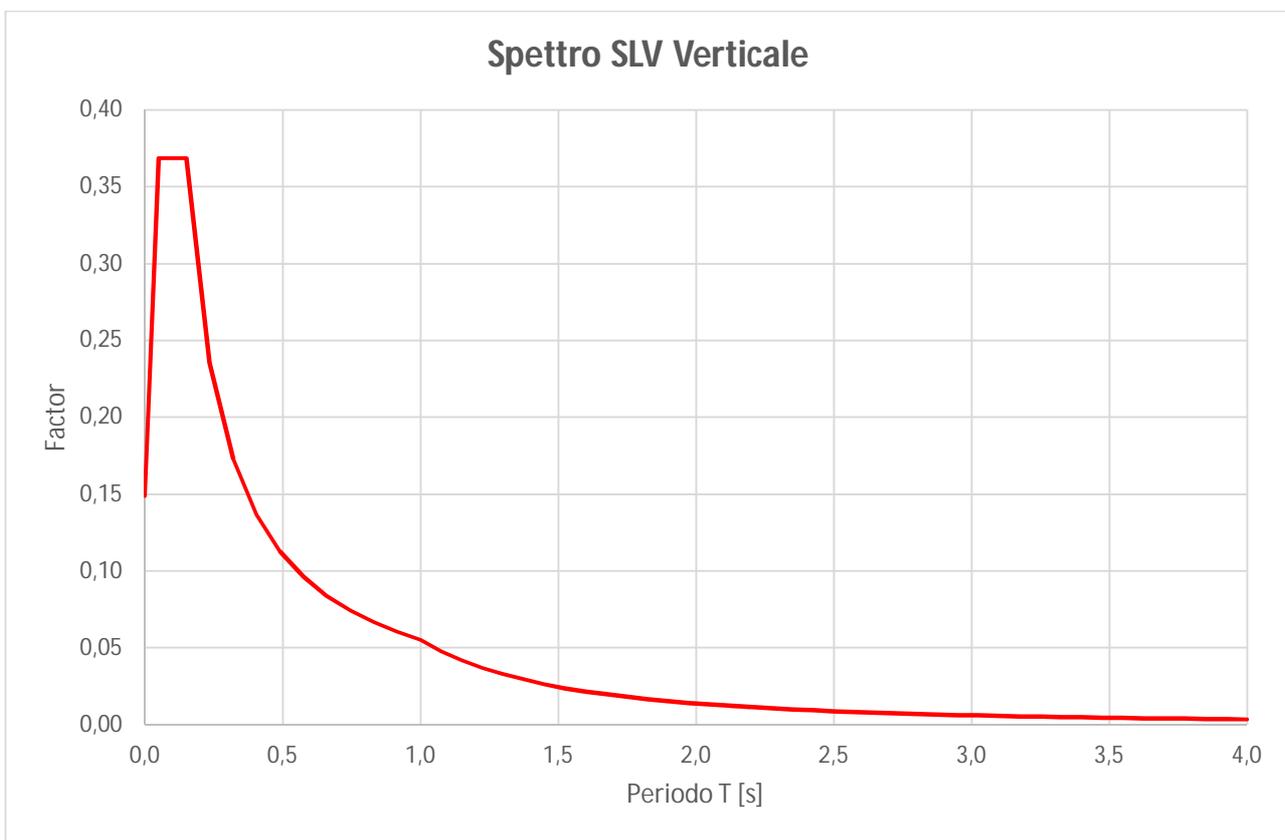
$$T_D = 1,00 \text{ s}$$

Si riportano di seguito i diagrammi degli spettri per ciascuno degli Stati Limite indagati.

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL IV 16A 0 001	Rev. A	Foglio 20 di 45
---------	------------------	-------------	--	-----------	--------------------



**Figura 5 – Spettro verticale SLC**



**Figura 6 – Spettro verticale SLV**

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
12

Codifica Documento  
E E2 CL IV 16A 0 001

Rev.  
A

Foglio  
21 di 45

## 7.2 Combinazione dell'azione sismica

Poiché la risposta all'azione sismica viene calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti, gli effetti sulla struttura sono combinati successivamente applicando la seguente espressione:

$$1.00 \cdot E_x + 0.3 \cdot E_y + 0.3 \cdot E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al cap. 2 del sovracitato *D.M. 14/01/2008*.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

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

I valori del coefficiente  $\psi_{2i}$  sono quelli riportati nella tabella 2.5.I della norma; nel caso in oggetto si assume per i carichi dovuti al transito dei mezzi  $\psi_{2i} = 0$ .

## 8 SISTEMA DI VINCOLAMENTO

Il sistema di vincolamento previsto per il Cavalcavia è costituito da dispositivi di appoggio ed isolamento sismico in elastomero armato. Tali dispositivi, essendo caratterizzati da un ridotto valore della rigidità orizzontale, garantiscono un disaccoppiamento del moto orizzontale della struttura rispetto a quello del terreno ed una conseguente riduzione della risposta sismica della struttura; inoltre tali dispositivi sono dotati di una certa capacità dissipativa in funzione della miscela elastomerica utilizzata, indispensabile per minimizzare gli spostamenti della struttura isolata. Le caratteristiche dei dispositivi di appoggio, posti rispettivamente in corrispondenza delle spalle e delle pile, vengono in primo luogo definite in funzione della portata verticale che tali elementi devono essere in grado di garantire e quindi in base alle azioni trasmesse dall'impalcato. La rigidità traslazionale dei dispositivi di isolamento  $k_h$  è proporzionale allo spessore totale  $t_e$  della gomma secondo l'espressione

$$k_h = G \cdot A / t_e$$

Il valore della rigidità traslazionale dei dispositivi è proporzionale al modulo di elasticità tangenziale  $G$ . Le mescole elastomeriche ad alto smorzamento di cui sono costituiti i dispositivi di isolamento sono caratterizzate da una sensibile variazione del modulo  $G$  al variare della deformazione. In particolare, il valore di  $G$  al disotto del 50% della deformazione massima di un dispositivo risulta circa 2,0 volte superiore al valore assunto da  $G$  per deformazioni più elevate. Di conseguenza il valore della rigidità traslazionale dei dispositivi in condizioni di esercizio risulta più elevata di quella in condizione sismica. Di seguito si anticipano i valori delle rigidità traslazionali dei dispositivi previsti in corrispondenza delle spalle e delle pile in condizioni di esercizio e sismiche. I valori di rigidità ridotta saranno utilizzati nell'analisi al fine della valutazione delle azioni sismiche, mentre i valori in condizione di esercizio si utilizzeranno nelle analisi statiche lineari. Mediante la modellazione sarà possibile valutare la ripartizione delle azioni orizzontali trasmesse dall'impalcato ai diversi elementi di sostegno. Nel seguito si riportano le rigidità dei dispositivi utilizzati.

	Kh dispositivi spalle	Kh dispositivi pile
Condizioni di esercizio	9.00 kN/mm	12.08 kN/mm
Condizioni sismiche	4.50 kN/mm	6.04 kN/mm

## 9 MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI

Le analisi sono state svolte mediante un modello agli elementi finiti nel quale si è implementata la geometria, i carichi di tipo statico e gli spettri di progetto agenti nelle tre direzioni principali (x, y, z).

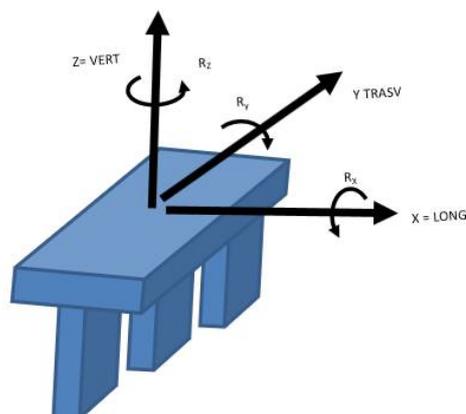
Il modello è in grado di descrivere tutti i gradi di libertà significativi caratterizzanti la risposta dinamica e riproduce le caratteristiche di inerzia e di rigidezza della struttura, e di vincolo degli impalcati.

Il modello di calcolo utilizzato è costituito essenzialmente da:

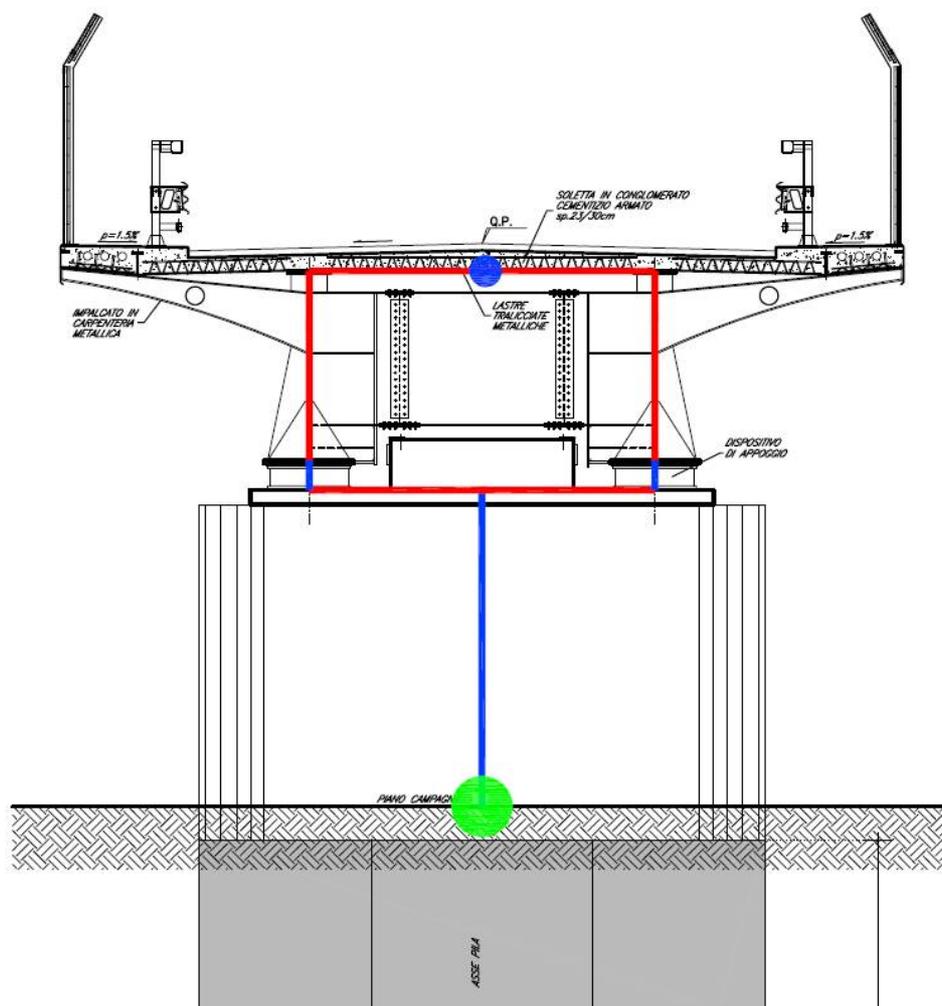
- Elementi tipo “beam” (con comportamento elastico-lineare) che schematizzano l’impalcato;
- Elementi tipo spring-dumper per modellare gli isolatori (h = 35cm, a favore di sicurezza);
- Link rigidi che vanno a completare la geometria della sovrastruttura;
- Elementi tipo “beam” che schematizzano le pile (in accordo con le NTC si considera un modulo elastico pari al 50% del modulo elastico medio istantaneo);
- Elementi tipo “User defined” incastrati alla base in cui si introduce la matrice di rigidità definita nella relazione geotecnica e di cui si riportano i valori nella tabella sottostante (si rimanda alla relazione per ulteriori dettagli):

**SETTO CON TRE DIAFRAMMI L=21m**  
MATRICE RIGIDEZZA PALIFICATA  
NOTAZIONE DESTROSA kN , m

		X	Y	Z	Rx	Ry	Rz
LONG	X	9.0010E+05	0	0	0	-1.9763E+06	0
TRASV	Y	0	8.5598E+05	0	2.4357E+06	0	0
VERT	Z	0	0	3.3687E+06	0	0	0
TRASV	Rx	0	2.4357E+06	0	9.5230E+07	0	0
LONG	Ry	-1.9763E+06	0	0	0	1.1933E+07	0
TORS	Rz	0	0	0	0	0	1.9760E+07

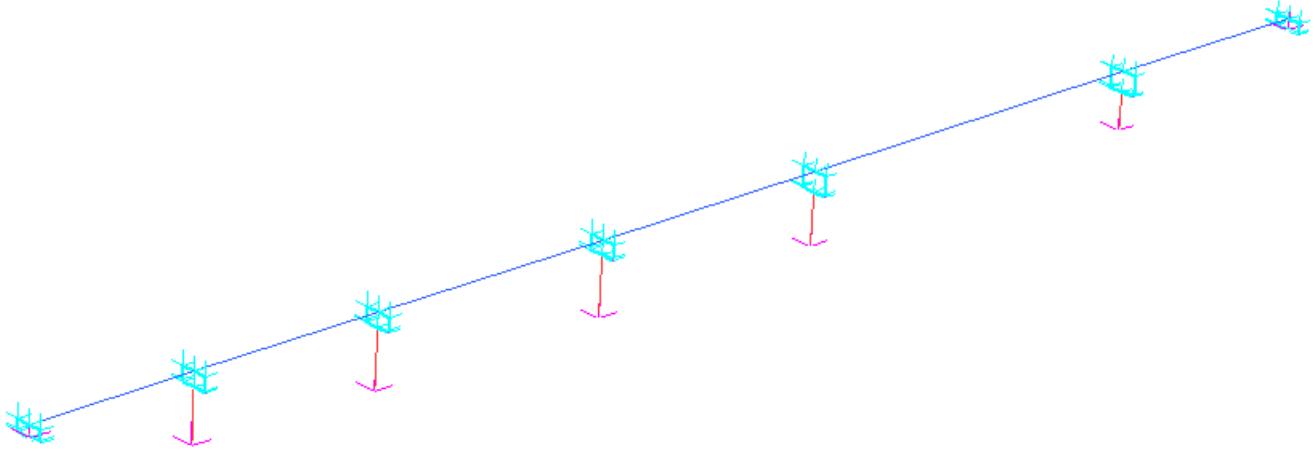


Si riporta di seguito una sezione trasversale del cv con indicazione della tipologia di elementi utilizzati, con riferimento anche alle quote di inizio/fine dei vari elementi, tarate al fine di cogliere correttamente anche lo sviluppo altimetrico dell'opera necessario alla corretta valutazione delle azioni flettenti alle sezioni di base considerate.



Come descritto in precedenza, gli elementi di colore blu sono elementi tipo beam e rappresentano il fusto pila (con la relativa sezione filante in pianta), gli isolatori con la loro relativa altezza (dotati di opportuna rigidità verticale e laterale), l'impalcato concentrato in un beam in direzione longitudinale avente le caratteristiche omogenizzate della sezione composta acciaio-calcestruzzo. Gli elementi di colore rosso sono invece dei link rigidi e collegano rigidamente gli elementi dai loro baricentri alle posizioni di inizio/fine. Infine la pila risulta vincolata alla base tramite un elemento finito definito attraverso la matrice di rigidità geotecnica del sistema di fondazione.

Si riporta nella figura sottostante una rappresentazione grafica del modello utilizzato:



Le analisi svolte sulla struttura sono:

Analisi statica lineare per determinare gli effetti delle azioni di tipo statico;

Determinazione dei modi di vibrare della struttura (analisi modale);

Calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto per ciascuno dei modi di vibrare individuati;

Combinazione degli effetti relativi a ciascun modo di vibrare.

Verranno presi in considerazione un numero di modi di vibrare la cui massa partecipante sia superiore all'85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi verrà utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo.

Il modello di calcolo è stato risolto con l'ausilio del software Straus7.

## 10 RISULTATI DELLE ANALISI

### 10.1 Analisi modale

Nella seguente tabella vengono riepilogati i dati fondamentali dell'analisi modale eseguita dal programma di calcolo; per ciascuno dei modi di vibrare presi in considerazione si riporta il periodo e la percentuale di massa partecipante, parziale e totale, nelle tre direzioni principali:

X: direzione parallela all'asse longitudinale del viadotto;

Y: direzione perpendicolare all'asse longitudinale del viadotto;

Z: direzione verticale.

Si riportano nella tabella seguente i risultati principali dell'analisi modale effettuata

#### MODE PARTICIPATION FOR TRANSLATIONAL EXCITATION

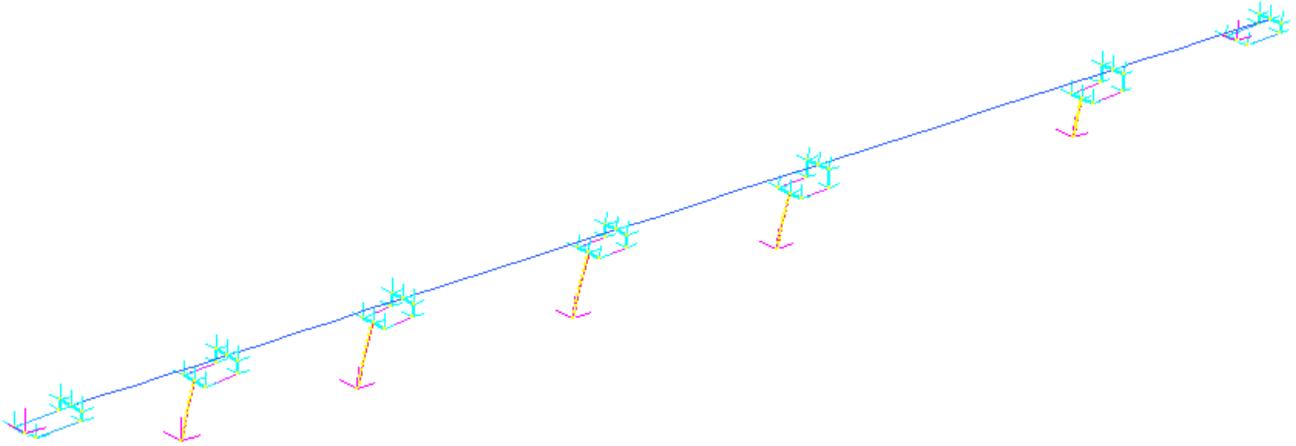
Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Eng)	Modal Stiff (Eng)	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	6.3209E-01	3.9864E+06	6.2878E+07	85.327	0.000	0.000
2	6.4536E-01	2.2619E+06	3.7191E+07	0.000	68.293	0.000
3	7.6749E-01	1.2944E+06	3.0099E+07	0.000	3.365	0.000
4	9.3943E-01	7.5721E+05	2.6382E+07	0.000	9.736	0.000
5	1.5829E+00	8.9106E+05	8.8142E+07	0.000	0.000	0.000
6	2.4734E+00	9.9062E+05	2.3925E+08	0.000	0.016	0.000
7	3.5881E+00	8.1970E+04	4.1661E+07	2.174	0.000	0.000
8	3.6289E+00	1.6437E+06	8.5452E+08	0.000	0.000	0.000
9	3.6717E+00	8.0834E+04	4.3022E+07	2.499	0.000	0.000
10	4.1529E+00	1.4049E+05	9.5659E+07	0.004	0.000	0.000
11	4.1600E+00	1.4057E+05	9.6035E+07	4.769	0.000	0.000
12	5.9686E+00	2.0881E+05	2.9367E+08	0.733	0.000	0.000
13	6.1113E+00	8.7176E+04	1.2854E+08	1.359	0.000	0.001
14	6.4680E+00	1.0623E+06	1.7545E+09	0.000	0.000	0.000
15	6.7601E+00	9.2901E+05	1.6761E+09	0.000	0.000	23.547
16	7.0702E+00	8.7073E+05	1.7183E+09	0.000	0.000	16.461
17	7.4893E+00	7.5818E+05	1.6789E+09	0.000	0.000	19.453
18	7.8072E+00	1.4203E+05	3.4178E+08	0.000	4.230	0.000
19	7.9357E+00	1.4071E+05	3.4984E+08	0.000	4.017	0.000
20	7.9388E+00	6.8501E+05	1.7044E+09	0.000	0.000	15.253
21	8.6309E+00	1.3294E+05	3.9095E+08	0.000	3.702	0.000
22	8.6416E+00	1.3305E+05	3.9224E+08	0.000	3.635	0.000
23	8.8250E+00	5.5931E+05	1.7196E+09	0.000	0.000	11.483
24	1.0861E+01	1.0771E+05	5.0164E+08	0.000	0.000	0.000
25	1.0976E+01	1.0743E+05	5.1092E+08	0.001	2.639	0.000

---

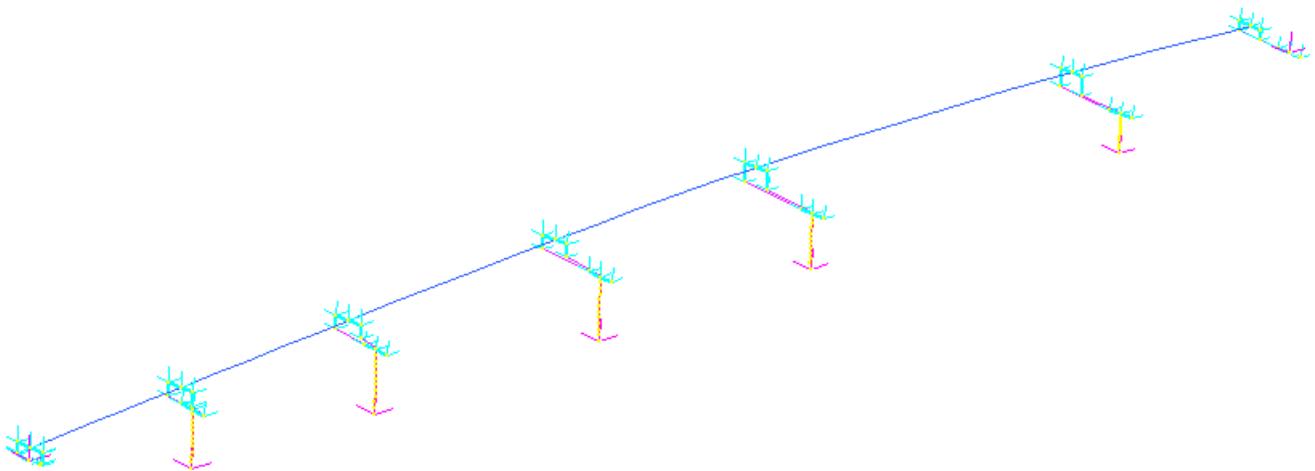
TOTAL TRANSLATIONAL MASS PARTICIPATION FACTORS      96.865      99.633      86.198

Si riportano anche le deformati amplificate per il primo modo di traslazione dell'impalcato (modo dominante) sia in direzione longitudinale sia in direzione trasversale:

- Modo 1 (0.632 Hz):



- Modo 2 (0.64536 Hz):



Criterio di attendibilità dei risultati:

L'attendibilità dei risultati scaturiti dall'analisi modale del modello FEM sopra descritto è stata verificata mediante semplici calcoli svolti secondo le regole di dinamica delle strutture.

Il sistema costituito dall'impalcato sui dispositivi di isolamento, infatti, equivale ad un oscillatore semplice di massa pari alla massa dell'impalcato e rigidezza pari alla somma delle rigidezze degli isolatori:

$$m_{TOT}=3975000\text{kg}$$

$$K_{HTOT} = 10 \cdot \frac{6.04\text{kN}}{\text{mm}} + 4 \cdot \frac{4.50\text{kN}}{\text{mm}} = 7.840 \cdot 10^7 \text{N/mm}$$

Il periodo proprio di vibrare dell'oscillatore semplice di massa  $m$  e rigidezza  $k$  è pari a:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{3975000}{78400000}} = 1.41\text{s}$$

Mentre la frequenza risulta:

$$f = \frac{1}{T} = \frac{1}{1.41} = 0.71 \text{ Hz}$$

Il valore di frequenza/periodo così ottenuto è confrontabile al valore ricavato dall'analisi modale eseguita sul modello FEM.

## MODE PARTICIPATION FOR TRANSLATIONAL EXCITATION

Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Eng)	Modal Stiff (Eng)	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	6.3209E-01	3.9864E+06	6.2878E+07	85.327	0.000	0.000
2	6.4536E-01	2.2619E+06	3.7191E+07	0.000	68.293	0.000

Si può notare come le frequenze calcolate a mano e quelle calcolate con il programma di calcolo non siano perfettamente coincidenti in quanto nel calcolo a mano semplificato non si è tenuto conto della deformabilità delle pile, che porta ad un aumento del periodo e ad una relativa diminuzione della frequenza.

## 10.2 Combinazioni di carico

### 10.2.1 Combinazioni di carico statiche

In condizioni statiche, i carichi permanenti e accidentali vengono combinati secondo la tabella seguente, definita al fine di ottenere le massime azioni e i massimi spostamenti in corrispondenza degli appoggi.

**COMBINAZIONI A1 STR Tab 5.1.V NTC08**

		G1,G2	q5 Vento	q1 Traffico	q3 Frenatura	q4 Centrifuga	ε3 Azione termica	ε2 Ritiro	ε4 Cedimenti
<b>SLU</b>	<i>SLU 1</i>	1.35	1.5	1.0125	0	0	0.72	1.2	1.2
	<i>SLU 2</i>	1.35	0.9	1.35	0	0	0.72	1.2	1.2
	<i>SLU 3</i>	1.35	0.9	1.0125	1.35	0	0.72	1.2	1.2
	<i>SLU 4</i>	1.35	0.9	1.0125	0	1.35	0.72	1.2	1.2
	<i>SLU 5</i>	1.35	0.9	1.0125	0	0	1.2	1.2	1.2

### 10.2.2 Combinazioni di carico sismiche

In condizioni sismiche, separatamente per ciascun Stato Limite indagato (SLC, SLV, SLD), poiché la risposta all'azione sismica viene calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti (orizzontale longitudinale, orizzontale trasversale, verticale), gli effetti sulla struttura sono combinati successivamente applicando la seguente espressione:

$$E = 1.00 \cdot E_x + 0.3 \cdot E_y + 0.3 \cdot E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi. Si ottengono le seguenti combinazioni di carico significative.

	<b>E<sub>x</sub></b>	<b>E<sub>y</sub></b>	<b>E<sub>z</sub></b>
<b>E 1</b>	1,00	0,30	0,30
<b>E 2</b>	0,30	1,00	0,30
<b>E 3</b>	0,30	0,30	1,00
<b>E 4</b>	-0,30	-0,30	-1,00

Alle combinazioni così ottenute verranno sommati gli effetti delle azioni permanenti e il 50% dell'azione termica, secondo l'espressione:

$$G_1 + G_2 + E + \psi_{21} Q_{k1}$$

### 10.3 Azioni e spostamenti sugli appoggi

Nella seguente tabella vengono riepilogate le azioni massime e minime ottenute in corrispondenza dei dispositivi presenti su ciascun elemento di sostegno.

I simboli hanno i seguenti significati:

N: Carico verticale (il segno positivo indica l'azione verso il basso);

Hlong: Azione di taglio in direzione parallela all'asse longitudinale del viadotto

Htrasv: Azione di taglio in direzione perpendicolare all'asse longitudinale del viadotto

Si riportano prima le azioni elementari agenti sugli appoggi:

SPALLA A				
	N max [kN]	N min [kN]	Hlong [kN]	Htrasv [kN]
Pesi Propri	863	863	0	0
Vento	141	-141	0	129
Traffico	1343	-221	0	0
Frenatura	0	0	74	0
Azione termica	36	-36	399	0
Ritiro	-26	-26	0	0
Calaggio	2	2	0	0
Cedimenti	21	-23	0	0
V) $0.3E_x + 0.3E_y + E_z \pm DT$	76	-76	230	66
L) $E_x + 0.3E_y + 0.3*E_z \pm DT$	96	-96	502	66
T) $0.3E_x + E_y + 0.3*E_z \pm DT$	172	-172	230	220

SPALLA B				
	N max [kN]	N min [kN]	Hlong [kN]	Htrasv [kN]
Pesi Propri	822	822	0	0
Vento	202	-202	0	193
Traffico	1456	-464	0	0
Frenatura	0	0	75	0
Azione termica	72	-72	437	0
Ritiro	-44	-44	0	0
Calaggio	141	141	0	0
Cedimenti	23	-21	0	0
V) $0.3E_x + 0.3E_y + E_z \pm DT$	98	-98	243	107
L) $E_x + 0.3E_y + 0.3*E_z \pm DT$	121	-121	516	107
T) $0.3E_x + E_y + 0.3*E_z \pm DT$	262	-262	243	356

**PILA 1**

	N max [kN]	N min [kN]	Hlong [kN]	Htrasv [kN]
Pesi Propri	2595	2595	0	0
Vento	322	-322	0	239
Traffico	2317	-389	0	0
Frenatura	0	0	60	0
Azione termica	40	-40	244	0
Ritiro	30	30	0	0
Calaggio	-10	-10	0	0
Cedimenti	63	-60	0	0
V) $0.3E_x + 0.3E_y + E_z \pm DT$	1302	-1302	212	72
L) $E_x + 0.3E_y + 0.3*E_z \pm DT$	453	-453	488	72
T) $0.3E_x + E_y + 0.3*E_z \pm DT$	587	-587	212	240

**PILA 2**

	N max [kN]	N min [kN]	Hlong [kN]	Htrasv [kN]
Pesi Propri	3097	3097	0	0
Vento	417	-417	0	317
Traffico	2575	-422	0	0
Frenatura	0	0	54	0
Azione termica	6	-6	139	0
Ritiro	-6	-6	0	0
Calaggio	28	28	0	0
Cedimenti	70	-75	0	0
V) $0.3E_x + 0.3E_y + E_z \pm DT$	1655	-1655	174	96
L) $E_x + 0.3E_y + 0.3*E_z \pm DT$	566	-566	434	96
T) $0.3E_x + E_y + 0.3*E_z \pm DT$	752	-752	174	319

**PILA 3**

	N max [kN]	N min [kN]	Hlong [kN]	Htrasv [kN]
Pesi Propri	3149	3149	0	0
Vento	505	-505	0	397
Traffico	2744	-925	0	0
Frenatura	0	0	53	0
Azione termica	17	-17	36	0
Ritiro	-8	-8	0	0
Calaggio	-102	-102	0	0
Cedimenti	75	-70	0	0
V) $0.3E_x + 0.3E_y + E_z \pm DT$	1849	-1849	136	148
L) $E_x + 0.3E_y + 0.3*E_z \pm DT$	658	-658	395	148
T) $0.3E_x + E_y + 0.3*E_z \pm DT$	948	-948	136	493

<b>PILA 4</b>				
	N max [kN]	N min [kN]	Hlong [kN]	Htrasv [kN]
Pesi Propri	4476	4476	0	0
Vento	778	-778	0	454
Traffico	3317	-518	0	0
Frenatura	0	0	60	0
Azione termica	5	-5	71	0
Ritiro	2	2	0	0
Calaggio	203	203	0	0
Cedimenti	64	-67	0	0
V) $0.3E_x + 0.3E_y + E_z \pm DT$	2425	-2425	152	181
L) $E_x + 0.3E_y + 0.3*E_z \pm DT$	899	-899	434	181
T) $0.3E_x + E_y + 0.3*E_z \pm DT$	1424	-1424	152	602

<b>PILA 5</b>				
	N max [kN]	N min [kN]	Hlong [kN]	Htrasv [kN]
Pesi Propri	4873	4873	0	0
Vento	689	-689	0	391
Traffico	3354	-318	0	0
Frenatura	0	0	75	0
Azione termica	86	-86	310	0
Ritiro	53	53	0	0
Calaggio	-262	-262	0	0
Cedimenti	47	-50	0	0
V) $0.3E_x + 0.3E_y + E_z \pm DT$	2249	-2249	242	163
L) $E_x + 0.3E_y + 0.3*E_z \pm DT$	844	-844	556	163
T) $0.3E_x + E_y + 0.3*E_z \pm DT$	1310	-1310	242	543

Di seguito si riportano le sollecitazioni combinate agli SLU e agli SLC per gli appoggi in esame e i relativi spostamenti (calcolati con la rigidezza statica agli SLU e con la rigidezza sismica agli SLC):

<b>COMBINAZIONI A1 STR Tab 5.1.V NTC08</b>								
Appoggio	COMBO	N max compr [kN]	N max traz [kN]	H long [kN]	H trasv [kN]	Hcomb [kN]	Spostamento Long [mm]	Spostamento Trasv [mm]
<b>Spalla A</b>	<i>SLU 1</i>	2759	345	287	194	346	32	22
	<i>SLU 2</i>	3127	355	287	116	310	32	13
	<i>SLU 3</i>	2674	430	387	116	404	43	13

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL IV 16A 0 001Rev.  
AFoglio  
33 di 45

	<i>SLU 4</i>	2674	430	287	116	310	32	13
	<i>SLU5</i>	2691	412	479	116	493	53	13
<b>Spalla B</b>	<i>SLU 1</i>	3083	60	315	290	428	35	32
	<i>SLU 2</i>	3453	25	315	174	359	35	19
	<i>SLU 3</i>	2962	182	416	174	451	46	19
	<i>SLU 4</i>	2962	182	315	174	359	35	19
	<i>SLU5</i>	2996	147	524	174	552	58	19
<b>Spalla A</b>	<i>SLC 1</i>	936	740	230	66	239	51	15
	<i>SLC 2</i>	956	720	502	66	506	112	15
	<i>SLC 3</i>	1032	644	230	220	318	51	49
<b>Spalla B</b>	<i>SLC 1</i>	1040	800	243	107	266	54	24
	<i>SLC 2</i>	1063	777	516	107	527	115	24
	<i>SLC 3</i>	1204	636	243	356	431	54	79

## COMBINAZIONI A1 STR Tab 5.1.V NTC08

Appoggio	COMBO	N max compr [kN]	N max traz [kN]	H long [kN]	H trasv [kN]	Hcomb [kN]	Spostamento Long [mm]	Spostamento Trasv [mm]
<b>Pila 1</b>	<i>SLU 1</i>	6461	1643	176	359	399	15	30
	<i>SLU 2</i>	7049	1705	176	215	278	15	18
	<i>SLU 3</i>	6267	1837	257	215	335	21	18
	<i>SLU 4</i>	6267	1837	176	215	278	15	18
	<i>SLU5</i>	6287	1817	293	215	363	24	18
<b>Pila 2</b>	<i>SLU 1</i>	7528	1971	100	476	486	8	39
	<i>SLU 2</i>	8147	2078	100	285	302	8	24
	<i>SLU 3</i>	7278	2221	173	285	334	14	24
	<i>SLU 4</i>	7278	2221	100	285	302	8	24
	<i>SLU5</i>	7281	2218	167	285	330	14	24
<b>Pila 1</b>	<i>SLC 1</i>	3980	1253	212	72	224	35	12
	<i>SLC 2</i>	3131	2102	488	72	493	81	12
	<i>SLC 3</i>	3265	1968	212	240	320	35	40
<b>Pila 2</b>	<i>SLC 1</i>	4844	1389	174	96	199	29	16
	<i>SLC 2</i>	3755	2478	434	96	444	72	16
	<i>SLC 3</i>	3941	2292	174	319	363	29	53

## COMBINAZIONI A1 STR Tab 5.1.V NTC08

Appoggio	COMBO	N max compr [kN]	N max traz [kN]	H long [kN]	H trasv [kN]	Hcomb [kN]	Spostamento Long [mm]	Spostamento Trasv [mm]
<b>Pila 3</b>	<i>SLU 1</i>	7757	1247	26	596	596	2	49
	<i>SLU 2</i>	8380	1238	26	357	358	2	30
	<i>SLU 3</i>	7454	1550	97	357	370	8	30
	<i>SLU 4</i>	7454	1550	26	357	358	2	30
	<i>SLU 5</i>	7462	1542	43	357	360	4	30
<b>Pila 4</b>	<i>SLU 1</i>	10894	2906	51	681	683	4	56
	<i>SLU 2</i>	11547	3198	51	409	412	4	34
	<i>SLU 3</i>	10428	3373	132	409	429	11	34
	<i>SLU 4</i>	10428	3373	51	409	412	4	34
	<i>SLU 5</i>	10430	3370	85	409	417	7	34
<b>Pila 3</b>	<i>SLC 1</i>	4963	1120	136	148	201	23	25
	<i>SLC 2</i>	3772	2311	395	148	422	65	25
	<i>SLC 3</i>	4062	2021	136	493	511	23	82
<b>Pila 4</b>	<i>SLC 1</i>	7170	2189	152	181	236	25	30
	<i>SLC 2</i>	5644	3715	434	181	470	72	30
	<i>SLC 3</i>	6169	3190	152	602	621	25	100

## COMBINAZIONI A1 STR Tab 5.1.V NTC08

Appoggio	COMBO	N max compr [kN]	N max traz [kN]	H long [kN]	H trasv [kN]	Hcomb [kN]	Spostamento Long [mm]	Spostamento Trasv [mm]
<b>Pila 5</b>	<i>SLU 1</i>	10875	3197	223	587	628	18	49
	<i>SLU 2</i>	11594	3503	223	352	417	18	29
	<i>SLU 3</i>	10462	3611	324	352	479	27	29
	<i>SLU 4</i>	10462	3611	223	352	417	18	29
	<i>SLU 5</i>	10503	3569	372	352	512	31	29
<b>Pila 5</b>	<i>SLC 1</i>	6960	2365	242	163	292	40	27
	<i>SLC 2</i>	5555	3770	556	163	579	92	27
	<i>SLC 3</i>	6021	3304	242	543	594	40	90

#### 10.4 Rotazione appoggi

Nel presente paragrafo si riportano le rotazioni degli appoggi dovuti ai pesi propri e ai carichi permanenti portati. Con il valore negativo si considera una rotazione in senso orario.

Si riportano sia le rotazioni delle condizioni elementari di carico sia la somma dei tre contributi precedentemente riportati. I valori delle rotazioni sono stati ricavati direttamente dal modello di calcolo.

Valori di rotazione in gradi - casi elementari:

<b>ROTAZIONI IV16 [°]</b>							
	<b>SP A</b>	<b>P1</b>	<b>P2</b>	<b>P3</b>	<b>P4</b>	<b>P5</b>	<b>SP B</b>
<b>Peso proprio</b>	-0.1530	0.0480	-0.1190	0.1160	-0.1740	0.1220	0.1080
<b>Perm. Port.</b>	-0.0290	0.0070	-0.0230	0.0220	-0.0410	0.0300	0.0230
<b>Calaggio</b>	-0.0010	0.0020	-0.0060	0.0200	-0.0530	0.0170	0.1650

Valori di rotazione in radianti – casi elementari:

<b>ROTAZIONI IV16 [°]</b>							
	<b>SP A</b>	<b>P1</b>	<b>P2</b>	<b>P3</b>	<b>P4</b>	<b>P5</b>	<b>SP B</b>
<b>Peso proprio</b>	-0.0027	0.0008	-0.0021	0.0020	-0.0030	0.0021	0.0019
<b>Perm. Port.</b>	-0.0005	0.0001	-0.0004	0.0004	-0.0007	0.0005	0.0004
<b>Calaggio</b>	0.0000	0.0000	-0.0001	0.0003	-0.0009	0.0003	0.0029

Rotazioni (PP+Perm+ Alzaggio) in radianti:

	<b>SP A</b>	<b>P1</b>	<b>P2</b>	<b>P3</b>	<b>P4</b>	<b>P5</b>	<b>SP B</b>
ROTAZIONE IMPALCATO (rad)	-0.0032	0.00099	-0.0026	0.0028	-0.0047	0.0029	0.0052

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
12

Codifica Documento  
E E2 CL IV 16A 0 001

Rev.  
A

Foglio  
36 di 45

### 10.5 Verifica dei dispositivi di vincolo

Per quanto riguarda le sollecitazioni di natura sismica, in accordo a quanto riportato al punto 7.10 del D.M. 2008, i dispositivi del sistema d'isolamento debbono essere in grado di sostenere, senza rotture, gli spostamenti valutati per un terremoto avente probabilità di superamento pari a quella prevista per lo SLC, al fine di garantire il soddisfacimento del requisito riguardante il livello superiore di sicurezza richiesto al sistema di isolamento rispetto alle altre parti costituenti l'opera.

Per un corretto funzionamento del sistema di isolamento, occorre che gli elementi della sottostruttura si mantengano in campo sostanzialmente elastico, sotto l'effetto delle azioni sismiche di progetto.

Tutte le verifiche sui dispositivi di appoggio sono riportate in appositi elaborati.

## 11 ESCURSIONI MASSIME DI GIUNTI E VARCHI

Si riportano di seguito gli spostamenti massimi in condizioni sismiche, provocati da una escursione termica di  $\pm 30^{\circ}\text{C}$  e dal sisma di progetto allo stato limite di collasso. Gli spostamenti in condizione sismica sono riferiti allo spettro elastico di progetto smorzato del 15% conformemente agli isolatori adottati.

L'ampiezza del giunto si ottiene combinando l'azione sismica con coefficiente 1 e la variazione termica con coefficiente 0.50.

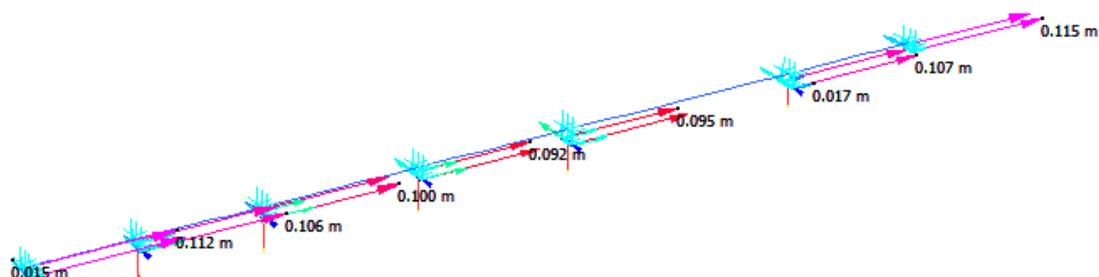
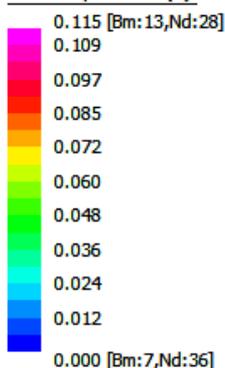
Il varco paraghiaia-soletta sarà progettato con la massima escursione prodotta in combinazione sismica SLC al fine di evitare il martellamento degli elementi strutturali

Anche i giunti saranno progettati tenendo in considerazione la massima escursione in combinazione sismica SLC. Qualora gli spostamenti trasversali siano maggiori rispetto agli spostamenti orizzontali, si terrà conto di questi (vedere paragrafo 10.3 sugli spostamenti degli appoggi agli SLC) per il dimensionamento del giunto, essendo gli spostamenti garantiti dal giunto in direzione trasversale simili agli spostamenti in direzione longitudinale.

Essendo dimensionante per gli spostamenti la condizione sismica SLC si riportano nelle immagini sottostanti gli spostamenti ottenuti dal modello di calcolo per il sisma principale in direzione longitudinale e trasversale. I valori sono combinati con anche il 50% dell'azione termica.

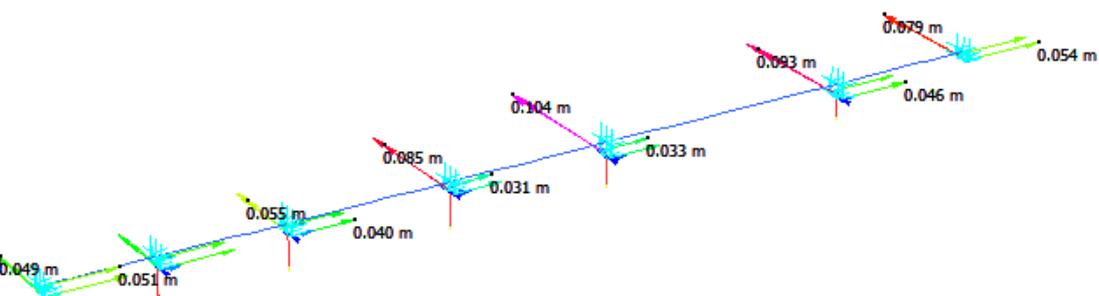
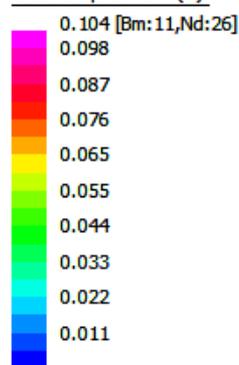
### Direzione longitudinale:

Beam Disp: DX DY (m)



### Direzione trasversale:

Beam Disp: DX DY (m)



Lo spostamento massimo ricavato in precedenza vale 12cm.

Si assumono dunque varchi di ampiezza pari a 14.00cm e giunti con escursione pari a  $\pm 13.00\text{cm}$ .

## 12 SOLLEVAMENTO DELL'IMPALCATO

Si riportano nel presente paragrafo le portate utili dei martinetti su ciascun elemento di sostegno (pila o spalla). Il sollevamento dell'impalcato avviene a ponte "scarico" pertanto non si considera il contributo dovuto ai carichi variabili da traffico nel calcolo delle sollecitazioni sui martinetti.

Le sollecitazioni gravanti su ciascun martinetto sono le medesime ricavate per gli appoggi (vedere paragrafo sopra).

<b>SPALLA A</b>	
	N max [kN]
Pesi Propri	863
Vento	141
Ritiro	-26
Calaggio	2
Cedimenti	21
<b>TOT</b>	1001
CARICO DA SOLLEVARE	1250
n° martinetti ad appoggio	1
<b>PORTATA UTILE MARTINETTO</b>	1500
n° tot martinetti	2

<b>SPALLA B</b>	
	N max [kN]
Pesi Propri	822
Vento	202
Ritiro	-44
Calaggio	141
Cedimenti	23
<b>TOT</b>	1144
CARICO DA SOLLEVARE	1250
n° martinetti ad appoggio	1
<b>PORTATA UTILE MARTINETTO</b>	1500
n° tot martinetti	2

<b>PILA 1</b>	
	N max [kN]
Pesi Propri	2595
Vento	322
Ritiro	30
Calaggio	-10
Cedimenti	63
<b>TOT</b>	3000
CARICO DA SOLLEVARE	3250
n° martinetti ad appoggio	2
<b>PORTATA UTILE MARTINETTO</b>	2000
n° tot martinetti	4

<b>PILA 2</b>	
	N max [kN]
Pesi Propri	3097
Vento	417
Ritiro	-6
Calaggio	28
Cedimenti	70
<b>TOT</b>	3606
CARICO DA SOLLEVARE	3750
n° martinetti ad appoggio	2
<b>PORTATA UTILE MARTINETTO</b>	2400
n° tot martinetti	4

<b>PILA 3</b>	
	N max [kN]
Pesi Propri	3149
Vento	505
Ritiro	-8
Calaggio	-102
Cedimenti	75
<b>TOT</b>	3619
CARICO DA SOLLEVARE	3750
n° martinetti ad appoggio	2
<b>PORTATA UTILE MARTINETTO</b>	2400
n° tot martinetti	4

<b>PILA 4</b>	
	N max [kN]
Pesi Propri	4476
Vento	778
Ritiro	2
Calaggio	203
Cedimenti	64
<b>TOT</b>	5523
CARICO DA SOLLEVARE	5750
n° martinetti ad appoggio	2
<b>PORTATA UTILE MARTINETTO</b>	3500
n° tot martinetti	4

<b>PILA 5</b>	
	N max [kN]
Pesi Propri	4873
Vento	689
Ritiro	53
Calaggio	-262
Cedimenti	47
<b>TOT</b>	5400
CARICO DA SOLLEVARE	5500
n° martinetti ad appoggio	2
<b>PORTATA UTILE MARTINETTO</b>	3400
n° tot martinetti	4

### 13 AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO ALLE SOTTOSTRUTTURE

Si riportano di seguito le azioni trasmesse dall'impalcato alle sottostrutture (pile), in corrispondenza del sistema di vincolamento, calcolate attraverso il modello di calcolo agli elementi finiti descritto in precedenza.

#### 13.1 Azioni trasmesse alla pila 1

	CONDIZIONE ELEMENTARE		N(kN)	Mt(kNm)	Tl(kN)	Tt(kN)	Afferenza (m)
<b>CARICHI ELEMENTARI STATICI</b>	Peso permanente	g	5190,00	-	-	-	-
	Cedimento (max compressione)	$\epsilon_4$	126,00	-	-	-	-
	Cedimento (max trazione)	$\epsilon_4$	-120,00	-	-	-	-
	Carichi accidentali	q <sub>1</sub>	-	-	-	-	40,00
	Frenatura	q <sub>3</sub>	-	-	120,00	-	-
	Azione centrifuga	q <sub>4</sub>	-	-	-	-	-
	Vento su impalcato	q <sub>5</sub>	-	1611,00	-	478,00	-
	Azione termica	q <sub>7</sub>	-	-	488,00	-	-
<b>CARICHI ELEMENTARI SISMICI</b>	E 1 (massimo sisma longitudinale)	q <sub>6</sub>	-	329,10	688,00	153,00	-
	E 2 (massimo sisma trasversale)	q <sub>6</sub>	-	1097,00	206,40	510,00	-
	E 3 (massimo sisma verticale)	q <sub>6</sub>	1886,00	-	-	-	-

#### 13.2 Azioni trasmesse alla pila 2

	CONDIZIONE ELEMENTARE		N(kN)	Mt(kNm)	Tl(kN)	Tt(kN)	Afferenza (m)
<b>CARICHI ELEMENTARI STATICI</b>	Peso permanente	g	6194,00	-	-	-	-
	Cedimento (max compressione)	$\epsilon_4$	140,00	-	-	-	-
	Cedimento (max trazione)	$\epsilon_4$	-150,00	-	-	-	-
	Carichi accidentali	q <sub>1</sub>	-	-	-	-	49,00
	Frenatura	q <sub>3</sub>	-	-	110,00	-	-
	Azione centrifuga	q <sub>4</sub>	-	-	-	-	-
	Vento su impalcato	q <sub>5</sub>	-	2086,00	-	635,00	-
	Azione termica	q <sub>7</sub>	-	-	279,00	-	-
<b>CARICHI ELEMENTARI SISMICI</b>	E 1 (massimo sisma longitudinale)	q <sub>6</sub>	-	362,40	646,00	167,10	-
	E 2 (massimo sisma trasversale)	q <sub>6</sub>	-	1208,00	193,80	557,00	-
	E 3 (massimo sisma verticale)	q <sub>6</sub>	2402,00	-	-	-	-

**13.3 Azioni trasmesse alla pila 3**

	CONDIZIONE ELEMENTARE		N(kN)	Mt(kNm)	Tl(kN)	Tt(kN)	Afferenza (m)
<b>CARICHI ELEMENTARI STATICI</b>	Peso permanente	g	6298,00	-	-	-	-
	Cedimento (max compressione)	$\epsilon_4$	150,00	-	-	-	-
	Cedimento (max trazione)	$\epsilon_4$	-140,00	-	-	-	-
	Carichi accidentali	q <sub>1</sub>	-	-	-	-	52,00
	Frenatura	q <sub>3</sub>	-	-	106,00	-	-
	Azione centrifuga	q <sub>4</sub>	-	-	-	-	-
	Vento su impalcato	q <sub>5</sub>	-	2524,00	-	795,00	-
	Azione termica	q <sub>7</sub>	-	-	73,00	-	-
<b>CARICHI ELEMENTARI SISMICI</b>	E 1 (massimo sisma longitudinale)	q <sub>6</sub>	-	553,20	639,00	255,30	-
	E 2 (massimo sisma trasversale)	q <sub>6</sub>	-	1844,00	191,70	851,00	-
	E 3 (massimo sisma verticale)	q <sub>6</sub>	2625,00	-	-	-	-

**13.4 Azioni trasmesse alla pila 4**

	CONDIZIONE ELEMENTARE		N(kN)	Mt(kNm)	Tl(kN)	Tt(kN)	Afferenza (m)
<b>CARICHI ELEMENTARI STATICI</b>	Peso permanente	g	8952,00	-	-	-	-
	Cedimento (max compressione)	$\epsilon_4$	128,00	-	-	-	-
	Cedimento (max trazione)	$\epsilon_4$	-134,00	-	-	-	-
	Carichi accidentali	q <sub>1</sub>	-	-	-	-	67,00
	Frenatura	q <sub>3</sub>	-	-	120,00	-	-
	Azione centrifuga	q <sub>4</sub>	-	-	-	-	-
	Vento su impalcato	q <sub>5</sub>	-	3893,00	-	907,00	-
	Azione termica	q <sub>7</sub>	-	-	144,00	-	-
<b>CARICHI ELEMENTARI SISMICI</b>	E 1 (massimo sisma longitudinale)	q <sub>6</sub>	-	988,50	689,00	312,60	-
	E 2 (massimo sisma trasversale)	q <sub>6</sub>	-	3295,00	206,70	1042,00	-
	E 3 (massimo sisma verticale)	q <sub>6</sub>	3343,00	-	-	-	-

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL IV 16A 0 001Rev.  
AFoglio  
42 di 45

### 13.5 Azioni trasmesse alla pila 5

	CONDIZIONE ELEMENTARE		N(kN)	Mt(kNm)	Tl(kN)	Tt(kN)	Afferenza (m)
<b>CARICHI ELEMENTARI STATICI</b>	Peso permanente	g	9746,00	-	-	-	-
	Cedimento (max compressione)	$\epsilon_4$	94,00	-	-	-	-
	Cedimento (max trazione)	$\epsilon_4$	-100,00	-	-	-	-
	Carichi accidentali	q <sub>1</sub>	-	-	-	-	66,00
	Frenatura	q <sub>3</sub>	-	-	150,00	-	-
	Azione centrifuga	q <sub>4</sub>	-	-	-	-	-
	Vento su impalcato	q <sub>5</sub>	-	3446,00	-	781,00	-
	Azione termica	q <sub>7</sub>	-	-	621,00	-	-
<b>CARICHI ELEMENTARI SISMICI</b>	E 1 (massimo sisma longitudinale)	q <sub>6</sub>	-	886,20	787,00	280,50	-
	E 2 (massimo sisma trasversale)	q <sub>6</sub>	-	2954,00	236,10	935,00	-
	E 3 (massimo sisma verticale)	q <sub>6</sub>	3090,00	-	-	-	-

#### 14 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI

Si riporta, come richiesto dal DM 14/01/2008 al paragrafo 10.2, un giudizio di accettabilità dei risultati, condotto attraverso una verifica manuale dei calcoli numerici svolti. In realtà il calcolo condotto per gli appoggi non ha richiesto l'ausilio di codici software, se non per alcune limitate valutazioni. Sono stati infatti utilizzati dei fogli di calcoli elettronici, in cui sono state implementate le formulazioni "manuali", allo scopo di rendere più agevole l'esecuzione di tutte le valutazioni numeriche e quindi molto più controllati rispetto analoghe valutazioni svolte tramite software e quindi meno controllabili. Ad ogni modo verranno nel seguito rifatte a tale scopo alcune calcolazioni, relativamente ai casi di carico più significativi (pesi e traffico) in termini di azioni verticali agenti e quindi maggiormente incidenti sulle verifiche finali rispetto ai restanti.

Per prima cosa si ricorda che il valore di carico distribuito valido per il cv in oggetto è pari a 150.0 kN/m.

I carichi da traffico vengono disposti invece come spiegato nel paragrafo "Azioni accidentali da traffico veicolare" della Relazione di calcolo delle pile, ovvero al fine di massimizzare l'azione di compressione negli appoggi, oppure al fine di massimizzare l'azione flettente/verticale di compressione nelle pile.

La lunghezza di afferenza è stata valutata manualmente secondo uno schema semplificato di incastro-appoggio per la prima ed ultima campata, quindi assegnando una maggiore aliquota di carico alla pila rispetto alla spalla, mentre di incastro-incastro per tutte le campate intermedie, quindi assegnando a ciascuna pila metà del carico.

Le caratteristiche geometriche del cv sono:

	<b>L campata</b> [m]
<b>SpA</b>	30.00
<b>P1</b>	35.00
<b>P2</b>	45.00
<b>P3</b>	45.00
<b>P4</b>	70.00
<b>P5</b>	40.00
<b>SpB</b>	

Si riporta di seguito il calcolo svolto manualmente e confrontato con i risultati esposti nei paragrafi precedenti, relativamente all'azione dei pesi verticali:

	Luci	VALORE CALCOLO MANUALE		VALORE CALCOLO DA MODELLO		Errore	
		Pesi )	q =	Pesi )	q =		
			150.00		150.00		
			kN/m		kN/m		
L1	30.00						
Afferenza pila P1	38.75	-->	Pesi P1 )	N =	2906.25	kN	
					2834.00	kN	1.03
L2	40.00						
Afferenza pila P1	40.00	-->	Pesi P2 )	N =	3000.00	kN	
					3252.00	kN	0.92
L3	40.00						
Afferenza pila P3	37.50	-->	Pesi P3 )	N =	2812.50	kN	
					2367.00	kN	1.19
L4	35.00						
Afferenza pila P4	50.00	-->	Pesi P4 )	N =	3750.00	kN	
					3877.00	kN	0.97
L5	65.00						
Afferenza pila P5	57.50	-->	Pesi P5 )	N =	4312.50	kN	
					4763.00	kN	0.91
L6	40.00						

Si riporta invece di seguito per il carico da traffico la ripartizione trasversale operata tramite Courbon, definite le eccentricità trasversali delle risultanti delle singole corsie rispetto l'asse appoggi, sia per carico distribuito sia per carichi tandem. Vengono determinate ora le azioni per ogni appoggio considerando le stese occupanti per intero l'impalcato; nel seguito si considererà poi il caso di sole due stese presenti al fine di massimizzare l'azione di sbilanciamento trasversale dei carichi.

## Carico distribuito:

N°Travi	2	APPOGGIO ESISTENTE	Carico_F	27	kN/m	Carico_F	7.5	kN/m	Carico_F	6.25	kN/m	q [kN/m]_MAX. TRAZ.	q [kN/m]_MAX COMPR.	
			eccentricità	-2.75	m	eccentricità	0.25	m	eccentricità	3	m	Corsia 1+2	Corsia 1+2+3	
d_trave 1	-2.5	m	SI	k1	1.0500	28.35	k1	0.4500	3.38	k1	-0.1000	-0.63	31.73	31.10
d_trave 2	2.5	m	SI	k2	-0.0500	-1.35	k2	0.5500	4.13	k2	1.1000	6.88	2.78	9.65

## Carico tandem:

N°Travi	2	APPOGGIO ESISTENTE	Carico_F	600	kN	Carico_F	400	kN	Carico_F	0	kN	q [kN]_MAX. TRAZ.	q [kN]_MAX. COMPR.	
			eccentricità	-2.75	m	eccentricità	0.25	m	eccentricità	3	m	Corsia 1+2	Corsia 1+2+3	
d_trave 1	-2.5	m	SI	k1	1.0500	630.00	k1	0.4500	180.00	k1	-0.1000	0.00	810.00	810.00
d_trave 2	2.5	m	SI	k2	-0.0500	-30.00	k2	0.5500	220.00	k2	1.1000	0.00	190.00	190.00

## Folla:

N°Travi	2	APPOGGIO ESISTENTE	Carico_F	4.625	kN/m	Carico_F	4.625	kN/m	q [kN/m]_MAX. TRAZ.	q [kN/m]_MAX COMPR.	
			eccentricità	-5.175	m	eccentricità	5.175	m	Folla Sx	Folla Sx+Dx	
d_trave 1	-2.5	m	SI	k1	1.5350	7.10	k1	-0.5350	-2.47	7.10	4.63
d_trave 2	2.5	m	SI	k2	-0.5350	-2.47	k2	1.5350	7.10	-2.47	4.63

Il controllo manuale rispetto ai numeri estratti dalle tabelle espone in precedenza nella relazione conduce a:

		VALORE CALCOLO MANUALE				VALORE CALCOLO DA MODELLO				Errore					
		MASSIMA COMPRESSIONE				MASSIMA COMPRESSIONE									
		Tandem	)	F	=	810.00	kN								
		Traff. Distr.	)	q	=	38.82	kN/m								
Luci															
L1	30.00														
Afferenza pila P1	36.25	-->	Traff. P1	)	N	=	2217.38	kN	Traff. P1	)	N	=	2317.00	kN	0.96
L2	35.00														
Afferenza pila P2	40.00	-->	Traff. P2	)	N	=	2362.98	kN	Traff. P2	)	N	=	2575.00	kN	0.92
L3	45.00														
Afferenza pila P3	45.00	-->	Traff. P3	)	N	=	2557.10	kN	Traff. P3	)	N	=	2744.00	kN	0.93
L4	45.00														
Afferenza pila P4	57.50	-->	Traff. P4	)	N	=	3042.40	kN	Traff. P4	)	N	=	3317.00	kN	0.92
L5	70.00														
Afferenza pila P5	60.00	-->	Traff. P5	)	N	=	3139.46	kN	Traff. P5	)	N	=	3354.00	kN	0.94
L6	40.00														

Gli errori riscontrati sono essenzialmente dovuti all'errore nella valutazione dell'afferenza per carichi verticali distribuiti applicati sull'impalcato. Tramite una valutazione più accurata, ad esempio attraverso un modello agli elementi finiti, è possibile cogliere la configurazione di carico più corretta per il calcolo dell'azione gravante sulle varie pile.