

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 Cepav due	
Data: _____	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 Integratore	Data	
A	Emissione	Montecroci <i>Montecroci</i>	08/05/20	Piacentini <i>Piacentini</i>	08/05/20	Liani	08/05/20	
B								
C								

CIG. 751447334A

File: IN0R12EE2CLIV16A0001A_10.docx



Progetto cofinanziato
dalla Unione Europea

CUP: F81H91000000008

GENERAL CONTRACTOR



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 (ε_4)	12
6.2.4	Calaggio (ε_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	Combinazioni di carico statiche				29
10.2.2	Combinazioni di carico sismiche				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 rigidezza 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.

	L campata [m]	H fusto [m]	Tipo di fondazione
SpA		4.50	9 pali 1500
P1	30.00	8.40	diaframmi
P2	35.00	9.40	diaframmi
P3	45.00	9.60	diaframmi
P4	45.00	8.40	diaframmi
P5	70.00	5.90	diaframmi
SpB	40.00	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, specifiche 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 ²	25,00	30,00	32,00	35,00
resistenza di progetto a compressione	f_{cd}	N/mm ²	14,17	17,00	18,13	19,83
resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	N/mm ²	1,80	2,00	2,12	2,25
tensione di aderenza cls-armatura	f_{bd}	N/mm ²	2,70	3,00	3,18	3,37
tensione massima di compressione (comb. rara)	σ_c	N/mm ²	15,00	18,00	19,20	21,00
tensione massima di compressione (comb. quasi perm.)	σ_c	N/mm ²	11,25	13,50	14,40	15,75
modulo elastico medio istantaneo	E_m	N/mm ²	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	≥ 450 MPa
Limite di rottura	f_t	≥ 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/mm²
 Resistenza di calcolo ($t > 40$ mm) $f_d = 335$ N/mm²
 Modulo elastico $E_s = 210000$ N/mm²



4 ELABORATI DI RIFERIMENTO

Gli elaborati inerenti all'opera in oggetto sono elencati di seguito.

DESCRIZIONE	CODICE
<u>IF00 - ELABORATI DI TRACCIAMENTO LINEA AV/AC</u> <u>RELAZIONE TECNICA DEL TRACCIAMENTO</u>	INOR10EE2R0IF0000001
RB7 - RILEVATO COLLEG. QRSE-AV/AC DA PK 107+584,000 A PK 108+134,000 - PLANIMETRIA DI PROGETTO - TAVOLA 4	INOR12EE2PBRB700004
<u>IV00 - CAVALCAFERROVIA TIPOLOGICO</u> <u>PRESCRIZIONI MATERIALI E NOTE GENERALI</u> STRADE CATEGORIA F2 - CARPENTERIA IMPALCATO - DETTAGLI STRADE CATEGORIA G2 - CARPENTERIA IMPALCATO - DETTAGLI STRADE CATEGORIA G2 CON PISTA CICLABILE - CARPENTERIA IMPALCATO - DETTAGLI RITEGNI SISMICI - DETTAGLI E POSIZIONAMENTO CUSCINETTI CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO - CONTROPASTRE SUPERIORI PER DISPOSITIVI DI APPOGGIO SCHEMA FISSAGGIO PER MONTAGGIO DISPOSITIVI DI APPOGGIO SOLLEVAMENTO DEGLI IMPALCATI SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE - CADITOIA CON BOCCACCIO SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE - ELEMENTO DI DISCONNESSIONE TIPO A SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE - ELEMENTO DI DISCONNESSIONE TIPO B SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE - ELEMENTO DI DISCONNESSIONE TIPO C ARMATURA BAGGIOLI E RITEGNI ANTISISMICI SU PILE TIPO A ARMATURA BAGGIOLI E RITEGNI ANTISISMICI SU PILE TIPO B ARREDO IMPALCATO - RETE DI PROTEZIONE H.300CM ARREDO IMPALCATO - PARAPETTO PEDONALE H.110CM ARREDO IMPALCATO - RETE DI PROTEZIONE H.300CM SU PISTA CICLABILE ARREDO IMPALCATO - PARAPETTO H.150CM SU PISTA CICLABILE RELAZIONE DI CALCOLO RETE DI PROTEZIONE E PARAPETTO MESSA A TERRA E PREDISPOSIZIONE PER LA PROTEZIONE DALLE CORRENTI VAGANTI DISEGNO D'INSIEME MESSA A TERRA E PREDISPOSIZIONE PER LA PROTEZIONE DALLE CORRENTI VAGANTI RELAZIONE DESCRITTIVA	INOR11EE24IV0000001 INOR11EE2BZV00A5001 INOR11EE2BZV00A5002 INOR11EE2BZV00A5003 INOR11EE2BYV00A4001 INOR11EE2BZV00A5004 INOR11EE2BZV00A5001 INOR11EE2BCV00A1001 INOR11EE2BYV00A8001 INOR11EE2BZV00A8001 INOR11EE2BZV00A8002 INOR11EE2BZV00A8003 INOR11EE2BCV00A4001 INOR11EE2BCV00A4002 INOR11EE2BZV00A8001 INOR11EE2BZV00A8002 INOR11EE2BZV00A8003 INOR11EE2BZV00A8004 INOR11EE2CLV00A8001 INOR11EE2AZV00A8001 INOR11EE2R0IV00A8001
<u>IV16 - CAVALCAFERROVIA VIA BRESCIA - PK 108+954,045</u> <u>RELAZIONE TECNICA GENERALE CAVALCAFERROVIA</u> RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B RELAZIONE DI CALCOLO PILE RELAZIONE SUL COMPORTAMENTO SISMICO DELL'OPERA, APPOGGI, RITEGNI SISMICI E GIUNTI DI DILATAZIONE RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO PIANTA FONDAZIONI E PANTA IMPALCATO - TAV. 1/2 PIANTA FONDAZIONI E PANTA IMPALCATO - TAV. 2/2 SEZIONE LONGITUDINALE, PROSPETTO LONGITUDINALE E SEZIONI TRASVERSALI - TAV. 1/2 SEZIONE LONGITUDINALE, PROSPETTO LONGITUDINALE E SEZIONI TRASVERSALI - TAV. 1/2 PIANTA TRACCIAMENTO SOTTOSTRUTTURE E PLINTI DI FONDAZIONE PIANTA SCAMI CARPENTERIA SPALLA A CARPENTERIA SPALLA B CARPENTERIA PILE ARMATURA PALI DI FONDAZIONE SPALLE ARMATURA DIAFRAMMI DI FONDAZIONE PILE ARMATURA SPALLA A - TAVOLA 1/2 ARMATURA SPALLA A - TAVOLA 2/2 ARMATURA SPALLA B - TAVOLA 1/2 ARMATURA SPALLA B - TAVOLA 2/2 ARMATURA FUSTO PILA P1 ARMATURA FUSTO PILA P2 ARMATURA FUSTO PILA P3 ARMATURA FUSTO PILA P4 ARMATURA FUSTO PILA P5 ARMATURA BAGGIOLI E RITEGNI ANTISISMICI SU SPALLE DISPOSITIVI DI APPOGGIO E GIUNTI CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO - DISEGNO D'ASSIEME - TAV. 1/4 CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO - DISEGNO D'ASSIEME - TAV. 2/4 CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO - DISEGNO D'ASSIEME - TAV. 3/4 CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO - DISEGNO D'ASSIEME - TAV. 4/4 CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO - TRAVERSI - TAV. 1/3 CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO - TRAVERSI - TAV. 2/3 CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO - TRAVERSI - TAV. 3/3 CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO - DETTAGLI LASTRE TRALICCIATE IMPALCATO - TAVOLA 1/4 LASTRE TRALICCIATE IMPALCATO - TAVOLA 2/4 LASTRE TRALICCIATE IMPALCATO - TAVOLA 3/4 LASTRE TRALICCIATE IMPALCATO - TAVOLA 4/4 ARMATURA SOLETTA IMPALCATO - TAV. 1/2 ARMATURA SOLETTA IMPALCATO - TAV. 2/2 FASI COSTRUTTIVE Tavola 1/2 FASI COSTRUTTIVE Tavola 2/2 RELAZIONE GEOTECNICA PROFLO STRATIGRAFICO	INOR12EE2R0IV16A0001 INOR12EE2CLV16A0001 INOR12EE2CLV16A0002 INOR12EE2CLV16A4001 INOR12EE2CLV16A0001 INOR12EE2CLV16A5001 INOR12EE2P9IV16A0001 INOR12EE2P9IV16A0002 INOR12EE2PZIV16A0001 INOR12EE2PZIV16A0002 INOR12EE2PZIV16A3001 INOR12EE2PZIV1601001 INOR12EE2BZV16A0001 INOR12EE2BZV16A0002 INOR12EE2BZV16A4001 INOR12EE2BZV16A3001 INOR12EE2BZV16A3002 INOR12EE2BBIV16A0001 INOR12EE2BZV16A0003 INOR12EE2BBIV16A0002 INOR12EE2BZV16A0004 INOR12EE2BZV16A4002 INOR12EE2BZV16A4003 INOR12EE2BZV16A4004 INOR12EE2BZV16A4005 INOR12EE2BZV16A4006 INOR12EE2BCV16A5001 INOR12EE2BZV16A5001 INOR12EE2BZV16A5002 INOR12EE2BZV16A5003 INOR12EE2BZV16A5004 INOR12EE2BZV16A5005 INOR12EE2BCV16A5003 INOR12EE2BCV16A5001 INOR12EE2BZV16A5007 INOR12EE2BKIV16A5001 INOR12EE2BZV16A5008 INOR12EE2BZV16A5009 INOR12EE2BZV16A5010 INOR12EE2BZV16A5011 INOR12EE2BCV16A5002 INOR12EE2BIV16A5001 INOR12EE2BZV16A1001 INOR12EE2BBIV16A1001 INOR12EE2R0IV1600001 INOR12EE2F0IV1600001

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



ITALFERR

GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

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 ³]	[kN/m ²]	[kN/m]				
Peso struttura in acciaio		2.80		12.20		=	34.16
Peso soletta	25.00			12.20	0.24	=	73.20
Totale strutturali							107.36
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
Totale Permanenti Portati							41.13
Totale							148.49

Si considera 150kN/m.

6.2.2 Deformazioni impresse

Variazioni termiche (ε_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

α = 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 (ε_4)

E' stato considerato un cedimento degli appoggi pari

$$\delta = 1/5000 \quad L_M$$

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 (ε_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 ²)
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

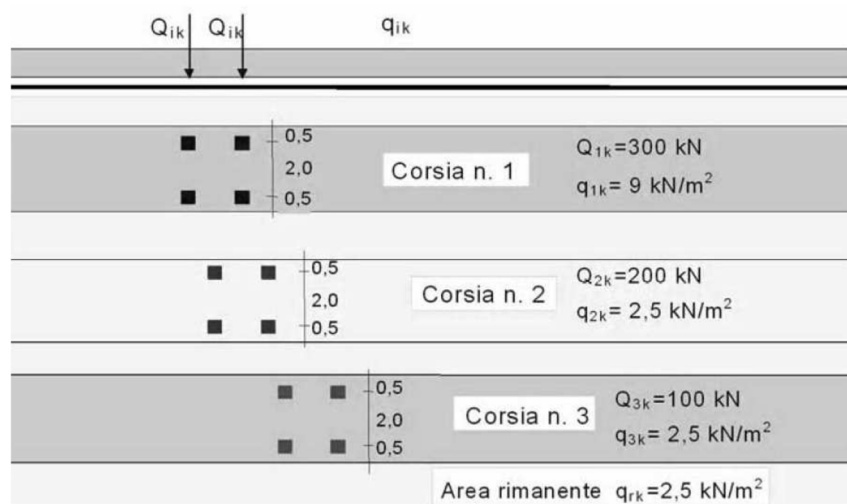


Figura 6.1 - Schema dei carichi mobili.

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 wr	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 rigidezza orizzontale dei dispositivi di ciascun elemento di sostegno e la somma delle rigidezze 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:

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 ($T_R = 50$ [m/s])			25
α_R (T_R)			1.04
v_b (T_R) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s]			26.00

p (pressione [kN/m ²] con c_p unitario) = $q_b \cdot c_p \cdot c_d$	0.861
q_b (pressione cinetica di riferimento [kN/m ²])	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,...)

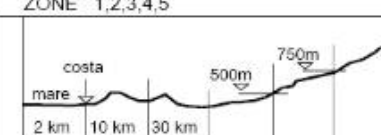
Quota del punto considerato rispetto al suolo

6 m

Distanza media dalla costa in linea d'aria

145 km

(distanze negative per costruzioni in mare)

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						

ZONA 6					
					
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
			
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

ZONA 9		
		
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

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

b [m]	d_{tot} [m]	$C_{fx,0}$	α_1 [°]	$K \alpha_1$	α_2 [°]	$K \alpha_2$	C_f	p [kN/m ²]
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:

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



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 dalla vita nominale (VN) e la classe d'uso secondo la seguente relazione

$$V_R = V_N \cdot C_u$$

Nel caso specifico si ottiene:

Classe d'uso	III
C_u	1,5
V_N	100
V_R	150

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente e il periodo di ritorno T_R , espresso in anni, valgono:

Stato limite	P_{VR} (%)	T_R (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_g , F_0 , T_c^* .

$a_g \rightarrow$ accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

$F_0 \rightarrow$ valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_c^* \rightarrow$ periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

$S \rightarrow$ coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t);

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

Stato limite	a_g	F_0	T_c^*
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 η 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 η il valore corrispondente al coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_{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:

$$\eta = 0.707$$

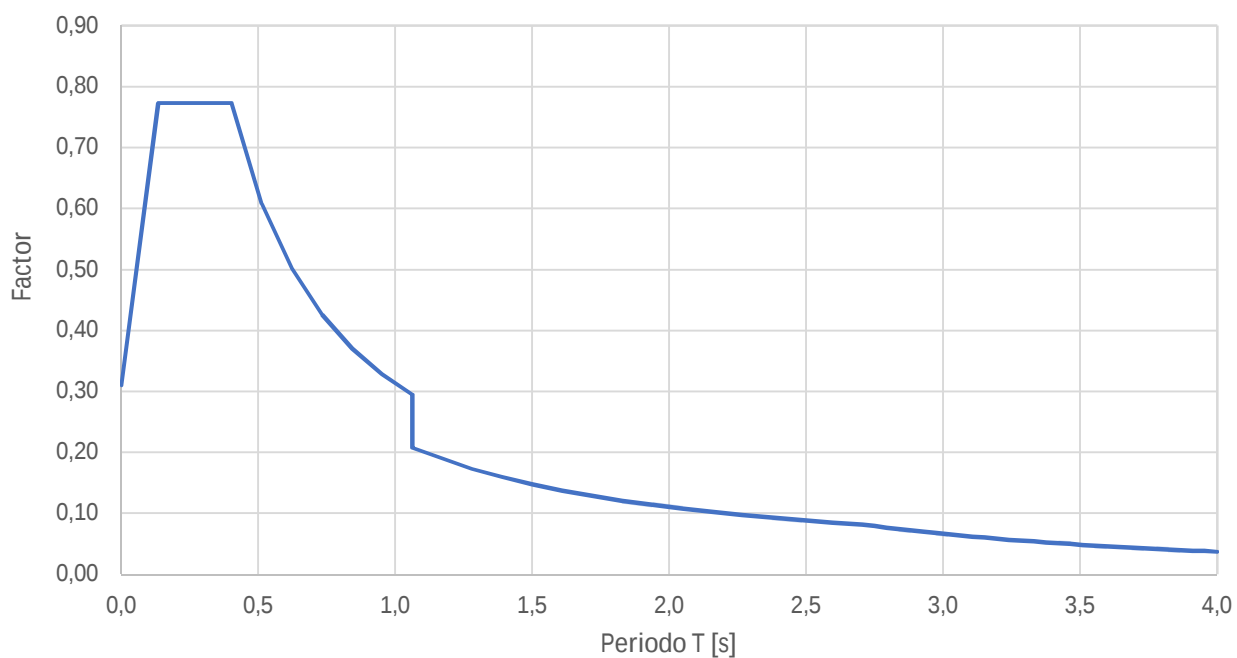
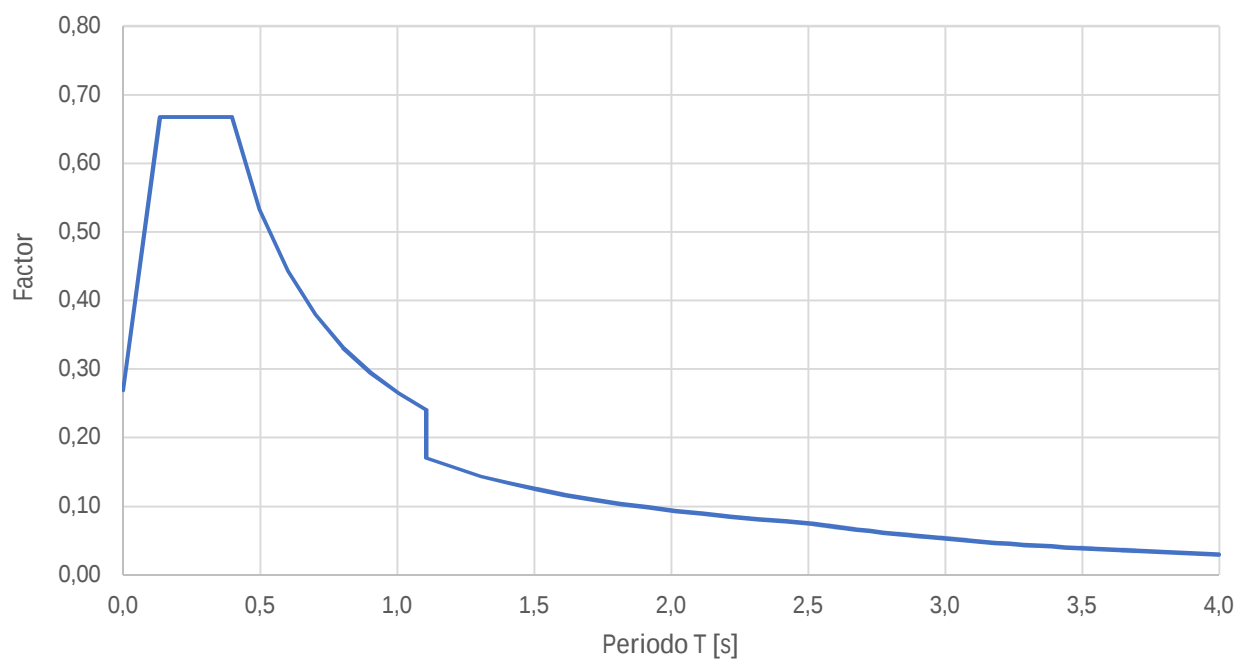
$$T_C = C_C T_C^*$$

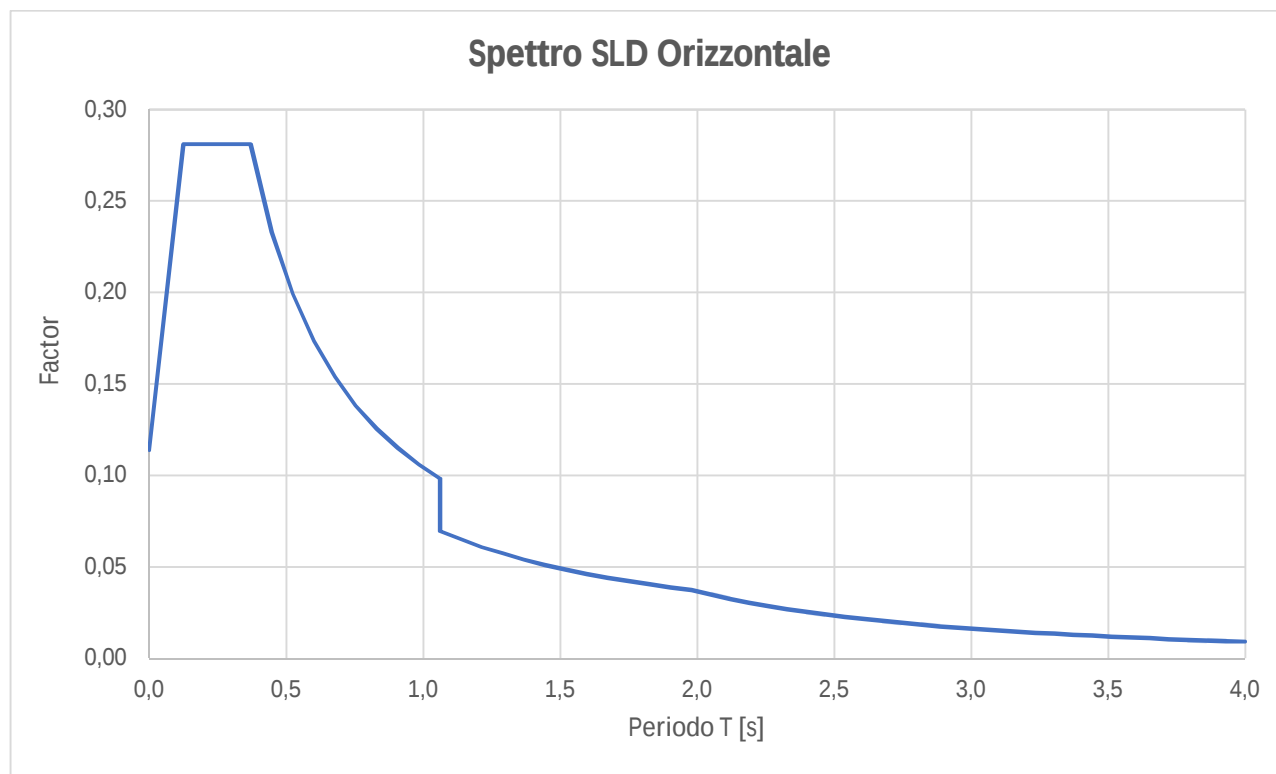
$$T_B = T_C / 3$$

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

corrispondente a uno smorzamento ζ pari al 15%

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

Spettro SLC Orizzontale**Figura 2 – Spettro orizzontale SLC****Spettro SLV Orizzontale****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 ζ pari al 5%

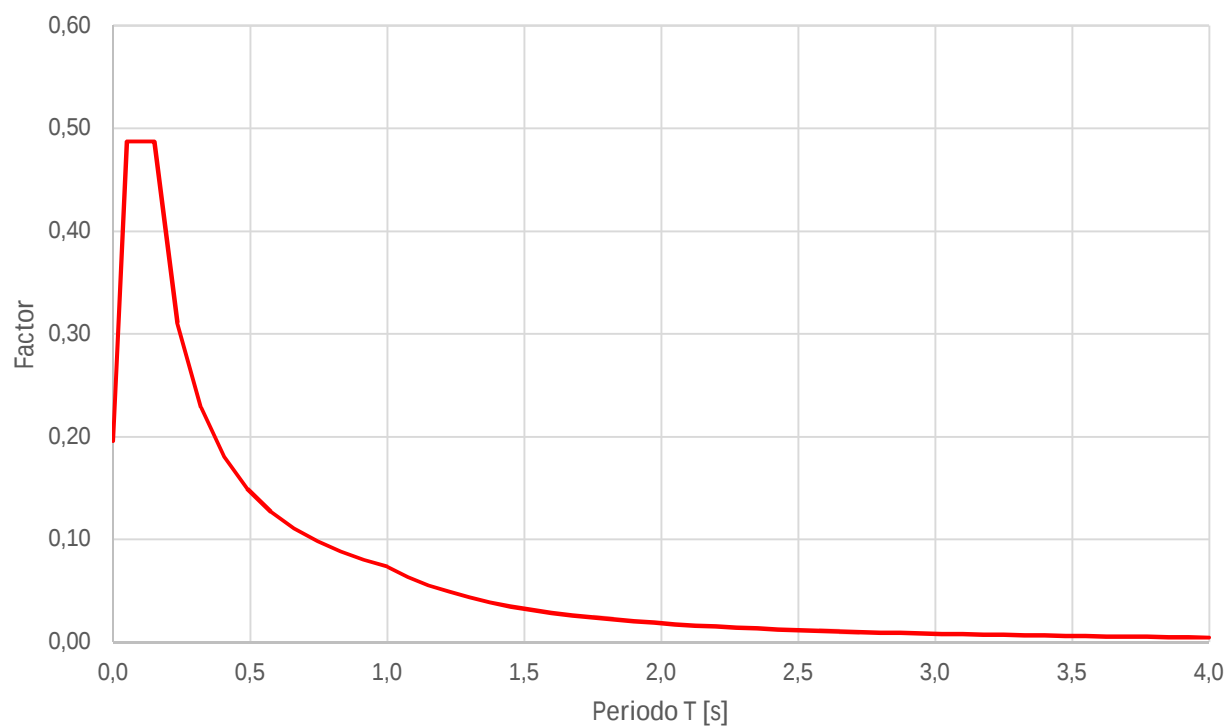
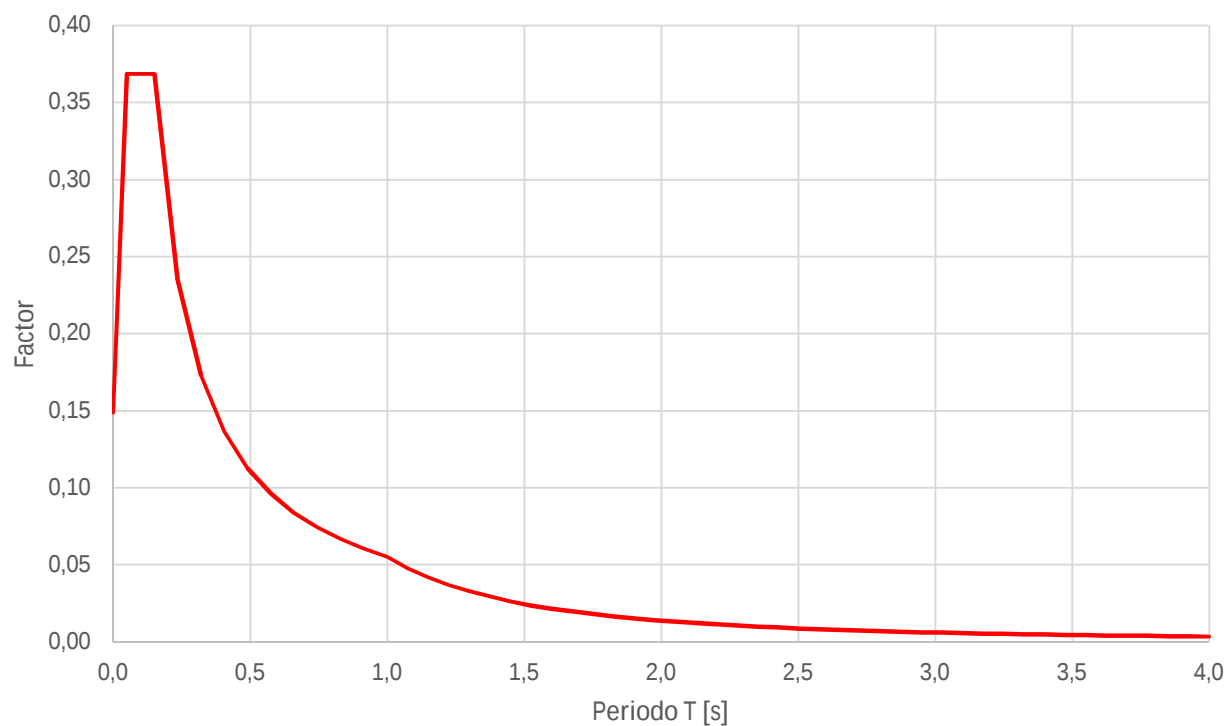
I valori di T_B , T_C e T_D sono riportati nella tabella 3.2.VII del D.M.08 e valgono:

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

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

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

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

Spettro SLC Verticale**Figura 5 – Spettro verticale SLC****Spettro SLV Verticale****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 ψ_{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 rigidezza 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 mescola 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 rigidezza 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 rigidezza 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 rigidezza traslazionale dei dispositivi in condizioni di esercizio risulta più elevata di quella in condizione sismica. Di seguito si anticipano i valori delle rigidezze traslazionali dei dispositivi previsti in corrispondenza delle spalle e delle pile in condizioni di esercizio e sismiche. I valori di rigidezza 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 rigidezze 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:

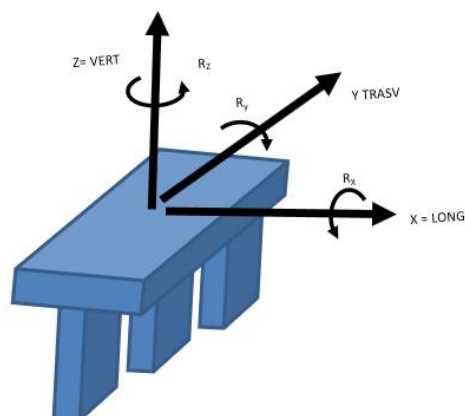
- Elementi tipo “beam” (con comportamento elastico-lineare) che schematizzano l’impalcato;
- Elementi tipo spring-dumper per modellare gli isolatori ($h = 35\text{cm}$, a favore di sicurezza);
- Link rigidi che vanno a completare la geometria della sovrastruttura;
- Elementi tipo “beam” che schematizzano 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 rigidezza 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

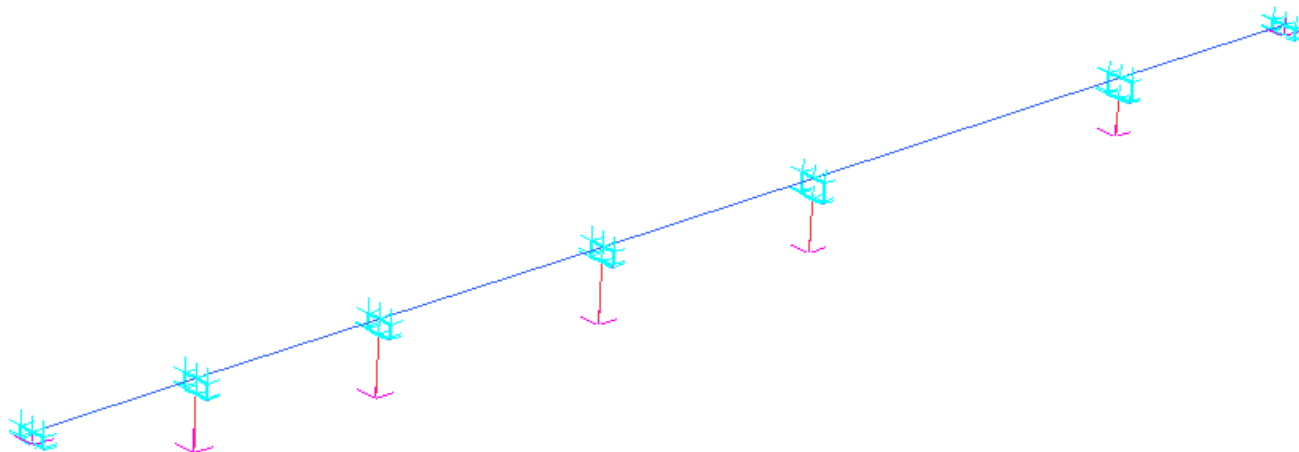
		X	Y	Z	Rx	Ry	Rz
LONG	X	9.0010E+05	0	0	0	-1.9763E+06	0
TRASV	Y	0	8.5598E+05	0	2.4357E+06	0	0
VERT	Z	0	0	3.3687E+06	0	0	0
TRASV	Rx	0	2.4357E+06	0	9.5230E+07	0	0
LONG	Ry	-1.9763E+06	0	0	0	1.1933E+07	0
TORS	Rz	0	0	0	0	0	1.9760E+07



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

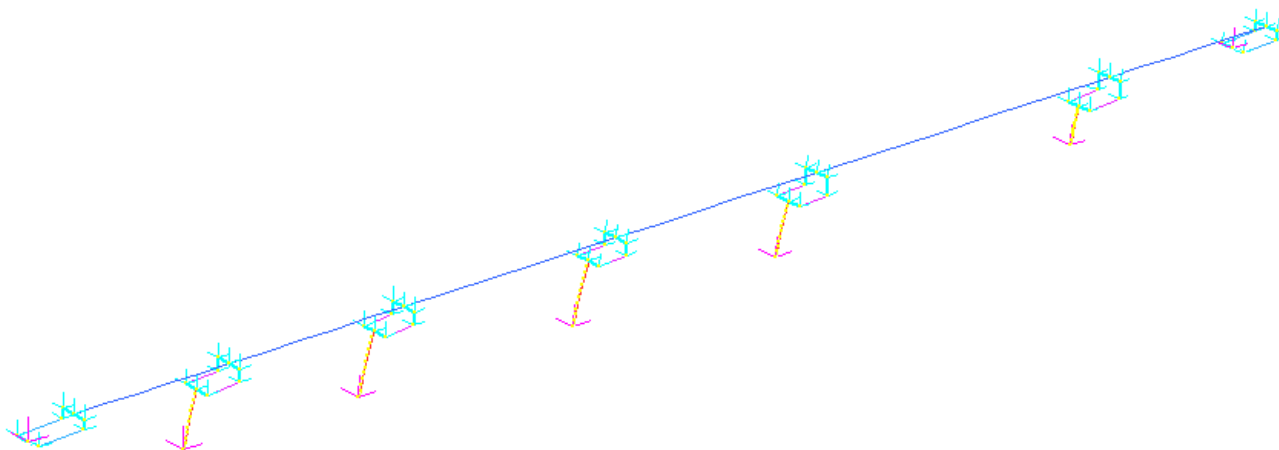
MODE PARTICIPATION FOR TRANSLATIONAL EXCITATION

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

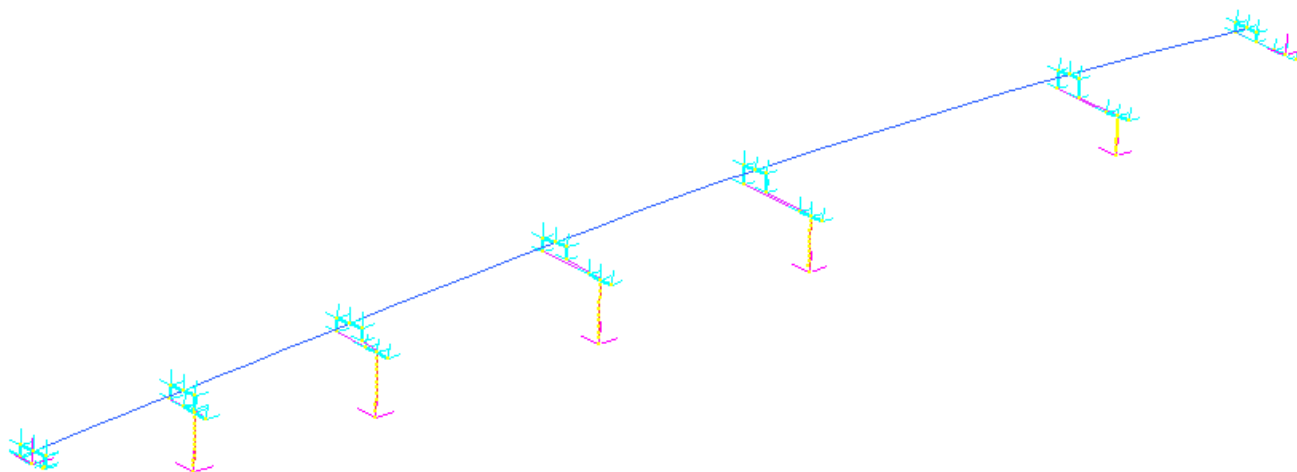
TOTAL TRANSLATIONAL MASS PARTICIPATION FACTORS	96.865	99.633	86.198
--	--------	--------	--------

Si riportano anche le deformate 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
SLU	SLU 1	1.35	1.5	1.0125	0	0	0.72	1.2	1.2
	SLU 2	1.35	0.9	1.35	0	0	0.72	1.2	1.2
	SLU 3	1.35	0.9	1.0125	1.35	0	0.72	1.2	1.2
	SLU 4	1.35	0.9	1.0125	0	1.35	0.72	1.2	1.2
	SLU 5	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.

	E _x	E _y	E _z
E 1	1,00	0,30	0,30
E 2	0,30	1,00	0,30
E 3	0,30	0,30	1,00
E 4	-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) $E_x + 0.3E_y + 0.3E_z \pm DT$	96	-96	502	66
T) $0.3E_x + E_y + 0.3E_z \pm DT$	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) $E_x + 0.3E_y + 0.3E_z \pm DT$	121	-121	516	107
T) $0.3E_x + E_y + 0.3E_z \pm DT$	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) $E_x + 0.3E_y + 0.3E_z \pm DT$	453	-453	488	72
T) $0.3E_x + E_y + 0.3E_z \pm DT$	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) $E_x + 0.3E_y + 0.3E_z \pm DT$	566	-566	434	96
T) $0.3E_x + E_y + 0.3E_z \pm DT$	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) $E_x + 0.3E_y + 0.3E_z \pm DT$	658	-658	395	148
T) $0.3E_x + E_y + 0.3E_z \pm DT$	948	-948	136	493

**PILA 4**

	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) $E_x + 0.3E_y + 0.3E_z \pm DT$	899	-899	434	181
T) $0.3E_x + E_y + 0.3E_z \pm DT$	1424	-1424	152	602

PILA 5

	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) $E_x + 0.3E_y + 0.3E_z \pm DT$	844	-844	556	163
T) $0.3E_x + E_y + 0.3E_z \pm DT$	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):

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]
Spalla A	SLU 1	2759	345	287	194	346	32	22
	SLU 2	3127	355	287	116	310	32	13
	SLU 3	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

	SLU 4	2674	430	287	116	310	32	13
	SLU5	2691	412	479	116	493	53	13
Spalla B	SLU 1	3083	60	315	290	428	35	32
	SLU 2	3453	25	315	174	359	35	19
	SLU 3	2962	182	416	174	451	46	19
	SLU 4	2962	182	315	174	359	35	19
	SLU5	2996	147	524	174	552	58	19
Spalla A	SLC 1	936	740	230	66	239	51	15
	SLC 2	956	720	502	66	506	112	15
	SLC 3	1032	644	230	220	318	51	49
Spalla B	SLC 1	1040	800	243	107	266	54	24
	SLC 2	1063	777	516	107	527	115	24
	SLC 3	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]
Pila 1	SLU 1	6461	1643	176	359	399	15	30
	SLU 2	7049	1705	176	215	278	15	18
	SLU 3	6267	1837	257	215	335	21	18
	SLU 4	6267	1837	176	215	278	15	18
	SLU5	6287	1817	293	215	363	24	18
Pila 2	SLU 1	7528	1971	100	476	486	8	39
	SLU 2	8147	2078	100	285	302	8	24
	SLU 3	7278	2221	173	285	334	14	24
	SLU 4	7278	2221	100	285	302	8	24
	SLU5	7281	2218	167	285	330	14	24
Pila 1	SLC 1	3980	1253	212	72	224	35	12
	SLC 2	3131	2102	488	72	493	81	12
	SLC 3	3265	1968	212	240	320	35	40
Pila 2	SLC 1	4844	1389	174	96	199	29	16
	SLC 2	3755	2478	434	96	444	72	16
	SLC 3	3941	2292	174	319	363	29	53

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

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

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]
Pila 3	<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
Pila 4	<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
Pila 3	<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
Pila 4	<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]
Pila 5	<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
Pila 5	<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:

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

Valori di rotazione in radianti – casi elementari:

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

Rotazioni (PP+Perm+ Alzaggio) in radianti:

	SP A	P1	P2	P3	P4	P5	SP 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.

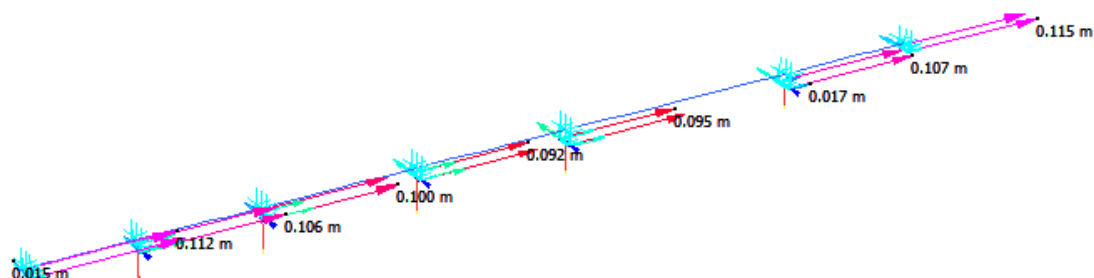
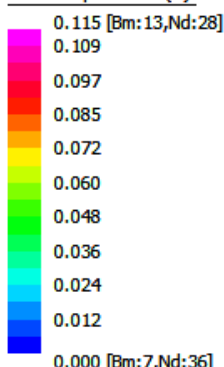
Il varco paraghiaia-soletta sarà progettato con la massima escursione prodotta in combinazione sismica SLC al fine di evitare il martellamento degli elementi strutturali

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.

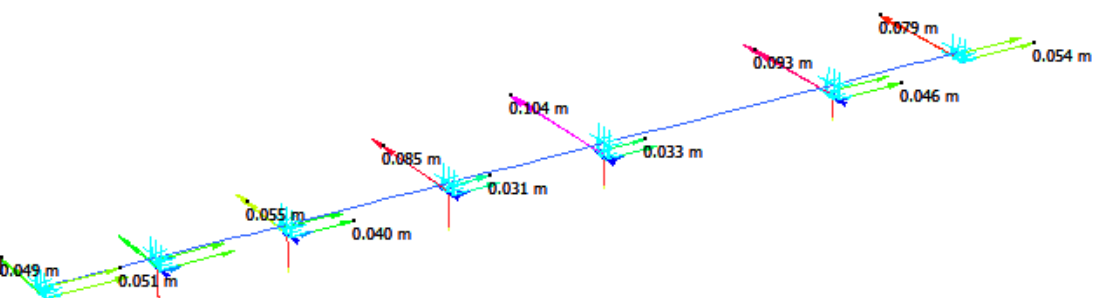
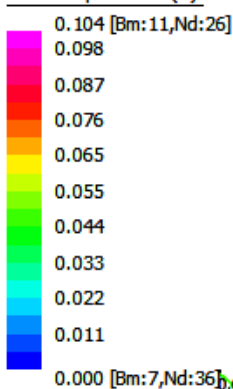
Direzione longitudinale:

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).

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

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

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

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

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

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

PILA 5	
	N max [kN]
Pesi Propri	4873
Vento	689
Ritiro	53
Calaggio	-262
Cedimenti	47
TOT	5400
CARICO DA SOLLEVARE	5500
n° martinetti ad appoggio	2
PORTATA UTILE MARTINETTO	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)
CARICHI ELEMENTARI STATICI	Peso permanente	g	5190,00	-	-	-	-
	Cedimento (max compressione)	ε_4	126,00	-	-	-	-
	Cedimento (max trazione)	ε_4	-120,00	-	-	-	-
	Carichi accidentali	q ₁	-	-	-	-	40,00
	Frenatura	q ₃	-	-	120,00	-	-
	Azione centrifuga	q ₄	-	-	-	-	-
	Vento su impalcato	q ₅	-	1611,00	-	478,00	-
	Azione termica	q ₇	-	-	488,00	-	-
CARICHI ELEMENTARI SISMICI	E 1 (massimo sisma longitudinale)	q ₆	-	329,10	688,00	153,00	-
	E 2 (massimo sisma trasversale)	q ₆	-	1097,00	206,40	510,00	-
	E 3 (massimo sisma verticale)	q ₆	1886,00	-	-	-	-

13.2 Azioni trasmesse alla pila 2

	CONDIZIONE ELEMENTARE		N(kN)	Mt(kNm)	Tl(kN)	Tt(kN)	Afferenza (m)
CARICHI ELEMENTARI STATICI	Peso permanente	g	6194,00	-	-	-	-
	Cedimento (max compressione)	ε_4	140,00	-	-	-	-
	Cedimento (max trazione)	ε_4	-150,00	-	-	-	-
	Carichi accidentali	q ₁	-	-	-	-	49,00
	Frenatura	q ₃	-	-	110,00	-	-
	Azione centrifuga	q ₄	-	-	-	-	-
	Vento su impalcato	q ₅	-	2086,00	-	635,00	-
	Azione termica	q ₇	-	-	279,00	-	-
CARICHI ELEMENTARI SISMICI	E 1 (massimo sisma longitudinale)	q ₆	-	362,40	646,00	167,10	-
	E 2 (massimo sisma trasversale)	q ₆	-	1208,00	193,80	557,00	-
	E 3 (massimo sisma verticale)	q ₆	2402,00	-	-	-	-

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

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

13.3 Azioni trasmesse alla pila 3

	CONDIZIONE ELEMENTARE		N(kN)	Mt(kNm)	Tl(kN)	Tt(kN)	Afferenza (m)
CARICHI ELEMENTARI STATICI	Peso permanente	g	6298,00	-	-	-	-
	Cedimento (max compressione)	ε_4	150,00	-	-	-	-
	Cedimento (max trazione)	ε_4	-140,00	-	-	-	-
	Carichi accidentali	q ₁	-	-	-	-	52,00
	Frenatura	q ₃	-	-	106,00	-	-
	Azione centrifuga	q ₄	-	-	-	-	-
	Vento su impalcato	q ₅	-	2524,00	-	795,00	-
	Azione termica	q ₇	-	-	73,00	-	-
CARICHI ELEMENTARI SISMICI	E 1 (massimo sisma longitudinale)	q ₆	-	553,20	639,00	255,30	-
	E 2 (massimo sisma trasversale)	q ₆	-	1844,00	191,70	851,00	-
	E 3 (massimo sisma verticale)	q ₆	2625,00	-	-	-	-

13.4 Azioni trasmesse alla pila 4

	CONDIZIONE ELEMENTARE		N(kN)	Mt(kNm)	Tl(kN)	Tt(kN)	Afferenza (m)
CARICHI ELEMENTARI STATICI	Peso permanente	g	8952,00	-	-	-	-
	Cedimento (max compressione)	ε_4	128,00	-	-	-	-
	Cedimento (max trazione)	ε_4	-134,00	-	-	-	-
	Carichi accidentali	q ₁	-	-	-	-	67,00
	Frenatura	q ₃	-	-	120,00	-	-
	Azione centrifuga	q ₄	-	-	-	-	-
	Vento su impalcato	q ₅	-	3893,00	-	907,00	-
	Azione termica	q ₇	-	-	144,00	-	-
CARICHI ELEMENTARI SISMICI	E 1 (massimo sisma longitudinale)	q ₆	-	988,50	689,00	312,60	-
	E 2 (massimo sisma trasversale)	q ₆	-	3295,00	206,70	1042,00	-
	E 3 (massimo sisma verticale)	q ₆	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)
CARICHI ELEMENTARI STATICI	Peso permanente	g	9746,00	-	-	-	-
	Cedimento (max compressione)	ϵ_4	94,00	-	-	-	-
	Cedimento (max trazione)	ϵ_4	-100,00	-	-	-	-
	Carichi accidentali	q ₁	-	-	-	-	66,00
	Frenatura	q ₃	-	-	150,00	-	-
	Azione centrifuga	q ₄	-	-	-	-	-
	Vento su impalcato	q ₅	-	3446,00	-	781,00	-
	Azione termica	q ₇	-	-	621,00	-	-
CARICHI ELEMENTARI SISMICI	E 1 (massimo sisma longitudinale)	q ₆	-	886,20	787,00	280,50	-
	E 2 (massimo sisma trasversale)	q ₆	-	2954,00	236,10	935,00	-
	E 3 (massimo sisma verticale)	q ₆	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:

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

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

			VALORE CALCOLO MANUALE				VALORE CALCOLO DA MODELLO				Errore		
			Pesi	q	=	150.00	kN/m	Pesi	q	=		150.00	kN/m
Luci													
L1	30.00												
Afferenza pila P1	38.75	-->	Pesi P1	N	=	2906.25	kN	Pesi P1	N	=	2834.00	kN	1.03
L2	40.00												
Afferenza pila P1	40.00	-->	Pesi P2	N	=	3000.00	kN	Pesi P2	N	=	3252.00	kN	0.92
L3	40.00												
Afferenza pila P3	37.50	-->	Pesi P3	N	=	2812.50	kN	Pesi P3	N	=	2367.00	kN	1.19
L4	35.00												
Afferenza pila P4	50.00	-->	Pesi P4	N	=	3750.00	kN	Pesi P4	N	=	3877.00	kN	0.97
L5	65.00												
Afferenza pila P5	57.50	-->	Pesi P5	N	=	4312.50	kN	Pesi P5	N	=	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	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.	
		ESISTENTE	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	Carico_F	600	kN	Carico_F	400	kN	Carico_F	0	kN	q [kN]_MAX. TRAZ.	q [kN]_MAX. COMPR.	
		ESISTENTE	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	Carico_F	4.625	kN/m	Carico_F	4.625	kN/m	q [kN/m]_MAX. TRAZ.	q [kN/m]_MAX COMPR.	
		ESISTENTE	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 esposte in precedenza nella relazione conduce a:

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

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

			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.