


ASSE VIARIO MARCHE – UMBRIA E QUADRILATERO DI PENETRAZIONE INTERNA MAXI LOTTO 2




LAVORI DI COMPLETAMENTO DELLA DIRETTRICE PERUGIA ANCONA:
SS. 318 DI “VALFABBRICA”. TRATTO PIANELLO – VALFABBRICA
SS. 76 “VAL D’ESINO”. TRATTI FOSSATO VICO – CANCELLI E ALBACINA – SERRA SAN QUIRICO
“PEDEMONTANA DELLE MARCHE”, TRATTO FABRIANO – MUCCIA – SFERCIA

PROGETTO ESECUTIVO

CONTRAENTE GENERALE: 	<i>Il responsabile del Contraente Generale:</i> Ing. Federico Montanari	<i>Il responsabile Integrazioni delle Prestazioni Specialistiche:</i> Ing. Salvatore Lieto
--	--	---

PROGETTAZIONE: Associazione Temporanea di Imprese
Mandataria:

			
--	--	---	--

RESPONSABILE DELLA PROGETTAZIONE PER L'ATI Ing. Antonio Grimaldi GEOLOGO Dott. Geol. Fabrizio Pontoni COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE Ing. Michele Curiale			
---	---	--	---

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO Ing. Giulio Petrizzelli		
--	--	--

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica Sud/Castelraimondo Nord OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI Ponte Mistriano Relazione di calcolo sottostrutture	SCALA: DATA: <p style="text-align: center;">Maggio 2017</p>
--	---

Codice Unico di Progetto (CUP) F12C03000050021 (Assegnato CIPE 23-12-2015)

	Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id. doc.	N. prog.	Rev.
Codice Elaborato:	L 0 7 0 3	2 1 2	E	1 3	V I 4 5 0 0	R E L	0 2	C

REV.	DATA	DESCRIZIONE	Redatto		Controllato	Approvato
A	AGOSTO 2016	EMISSIONE PER PROGETTO ESECUTIVO	PROGIN	PROGIN	S. LIETO	A.GRIMALDI
B	NOVEMBRE 2016	EMISSIONE A SEGUITO NOTA ANAS CDG-0112269	PROGIN	PROGIN	S. LIETO	A.GRIMALDI
C	MAGGIO 2017	EMISSIONE A SEGUITO VALIDAZIONE RINA	PROGIN	PROGIN	S. LIETO	A.GRIMALDI

I N D I C E

1. GENERALITA'	4
1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
1.2 UNITÀ DI MISURA.....	6
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	8
3.1 RESISTENZE DI PROGETTO.....	8
3.1.1 Calcestruzzo C30/37.....	8
3.1.2 Calcestruzzo C32/40.....	8
3.1.3 Acciaio di armatura B450C.....	9
4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	10
4.1 INDAGINI GEOTECNICHE ESEGUITE.....	10
4.2 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO	11
4.3 CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI	12
4.4 RAPPORTO MOMENTO-TAGLIO IN TESTA AI PALI	13
5. ANALISI DEI CARICHI	15
5.1 PESI PROPRI.....	15
5.1.1 Rinterro.....	15
5.2 CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2)	15
5.3 EFFETTI DEI CEDIMENTI (E1).....	15
5.4 RITIRO DEL CALCESTRUZZO (E2.1)	15
5.5 VISCOSITÀ DEL CALCESTRUZZO (E2.2).....	16
5.6 VARIAZIONE TERMICA (E3)	17
5.7 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (Q1).....	17
5.8 AZIONE DI FRENAMENTO ED AVVIAMENTO (Q3)	18
5.9 AZIONE CENTRIFUGA (Q4).....	18
5.10 AZIONE DEL VENTO (Q5)	19
5.10.1 Calcolo della pressione del vento.....	19
5.10.2 Vento a ponte carico.....	19
5.10.3 Vento a ponte scarico.....	20
5.11 AZIONI SISMICHE (Q6)	20
5.12 RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI (Q7)	22
5.13 URTO DI VEICOLO IN SVIO (Q8)	23
6. COMBINAZIONI DI CARICO	24
6.1 GRUPPI DI CARICO.....	24
6.2 COEFFICIENTI PARZIALI E DI COMBINAZIONE	25
6.3 COMBINAZIONI AGLI SLU	26
6.4 COMBINAZIONI AGLI SLE.....	26
7. MODELLI DI CALCOLO	27
7.1 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO	27

7.2	MODELLO GLOBALE.....	28
7.3	MODELLI A MENSOLA PER LA VERIFICA DELLE SPALLE	29
7.3.1	Condizioni statiche.....	30
7.3.2	Condizioni sismiche	30
8.	METODI DI ANALISI E DI VERIFICA	34
8.1	ANALISI STATICA	34
8.2	ANALISI SISMICA.....	34
8.2.1	Dimensionamento degli isolatori sismici	36
8.2.1.1	<i>Isolatore viscoelastico lineare "equivalente"</i>	36
8.2.1.2	<i>Isolatori elastoplastici</i>	39
8.2.2	Analisi dinamica lineare (analisi modale)	41
8.2.3	Analisi dinamica non lineare.....	41
8.2.4	Risultati dell'analisi in direzione longitudinale	44
8.2.5	Risultati dell'analisi in direzione trasversale	45
8.3	CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI.....	46
8.3.1	Verifiche allo SLU	46
8.3.2	Verifiche allo SLE.....	46
8.3.2.1	<i>Verifica di limitazione delle tensioni in esercizio</i>	46
8.3.2.2	<i>Verifica di fessurazione</i>	46
9.	VERIFICA DELLA SPALLA FISSA (S2).....	47
9.1	MURO FRONTALE.....	47
9.2	MURO PARAGHIAIA.....	50
9.3	MURI LATERALI	51
9.4	PLINTO DI FONDAZIONE.....	53
9.5	PALI DI FONDAZIONE	56
10.	VERIFICA DELLA SPALLA MOBILE (S1)	58
10.1	MURO FRONTALE.....	58
10.2	MURO PARAGHIAIA.....	61
10.3	MURI LATERALI	62
10.4	PLINTO DI FONDAZIONE.....	64
10.5	PALI DI FONDAZIONE	67
11.	ISOLATORI, APPOGGI E GIUNTI	68
11.1	VERIFICA DEI BAGGIOLI.....	70

1. GENERALITA'

Nell'ambito dei lavori di completamento della direttrice Perugia – Ancona “Pedemontana delle Marche”: Sub Lotto 2.2 Tratto Fabriano – Muccia Sfercia, è prevista la realizzazione del ponte denominato Mistriano posto tra le progressive 5+806 e 5+846 del tracciato di progetto.

La presente relazione, emessa nell'ambito della redazione del progetto esecutivo, ha per oggetto la verifica delle sottostrutture dell'opera, mentre, per quanto concerne la verifica dell'impalcato, si rimanda all'elaborato 212E13VI4500REL01B (*Ponte Mistriano - Relazione di calcolo impalcato*).

1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il ponte Mistriano è costituito da un'unica campata con luce in asse appoggi pari a 40 m.

La sezione trasversale dell'impalcato, realizzato con struttura mista in acciaio calcestruzzo, presenta una larghezza complessiva di 13.65 m con cordoli per 1.25 m per lato e pavimentazione di ampiezza pari a 11.15 m. Per maggiori dettagli riguardanti l'impalcato si rinvia alla relazione specifica.

Le sottostrutture consistono in due spalle con fondazioni di tipo profondo su pali.

La spalla indicata con “S1” è la spalla mobile mentre quella indicata con “S2” è la spalla fissa. Il ponte è dotato di un sistema di isolamento sismico dell'impalcato mediante dispositivi elastoplastici agenti in direzione longitudinale e trasversale all'asse viario; in particolare, sulla spalla fissa sono disposti isolatori longitudinali e trasversali mentre sulla spalla mobile sono disposti solo isolatori trasversali.

L'opera in oggetto è progettato per una vita nominale V_N pari a 50 anni. Gli si attribuisce inoltre una classe d'uso III (“Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza”) ai sensi del D. Min. 14/01/2008, da cui scaturisce un coefficiente d'uso $C_U = 1$.

Di seguito si riportano le principali caratteristiche geometriche delle sottostrutture.

Tabella 1 – Caratteristiche geometriche spalla fissa

SPALLA MOBILE S1

Altezza muro frontale: 6.5 m
Spessore muro frontale: 2.0 m
Altezza muro paraghiaia: 3.2 m
Spessore muro paraghiaia: 0.8 m
Spessore plinto di fondazione: 2.0 m
Lunghezza plinto di fondazione: 9.6 m
Larghezza plinto di fondazione: 14.1 m
Spessori muri laterali: 1.5 m - 1.0 m - 0.5 m
Pali: 12 ϕ 1200, Interasse long: 3.6 m, Interasse trasv: 3.9 m

Tabella 2 – Caratteristiche geometriche spalla mobile

SPALLA FISSA S2

Altezza muro frontale: 4.0 m
Spessore muro frontale: 2.0 m
Altezza muro paraghiaia: 3.2 m
Spessore muro paraghiaia: 0.8 m

SPALLA FISSA S2

Spessore plinto di fondazione: 1.8 m

Lunghezza plinto di fondazione: 9.6 m

Larghezza plinto di fondazione: 14.1 m

Spessori muri laterali: 1.5 m - 1.0 m - 0.5 m

Pali: 12 ϕ 1200, Interasse long: 3.6 m, Interasse trasv: 3.9 m

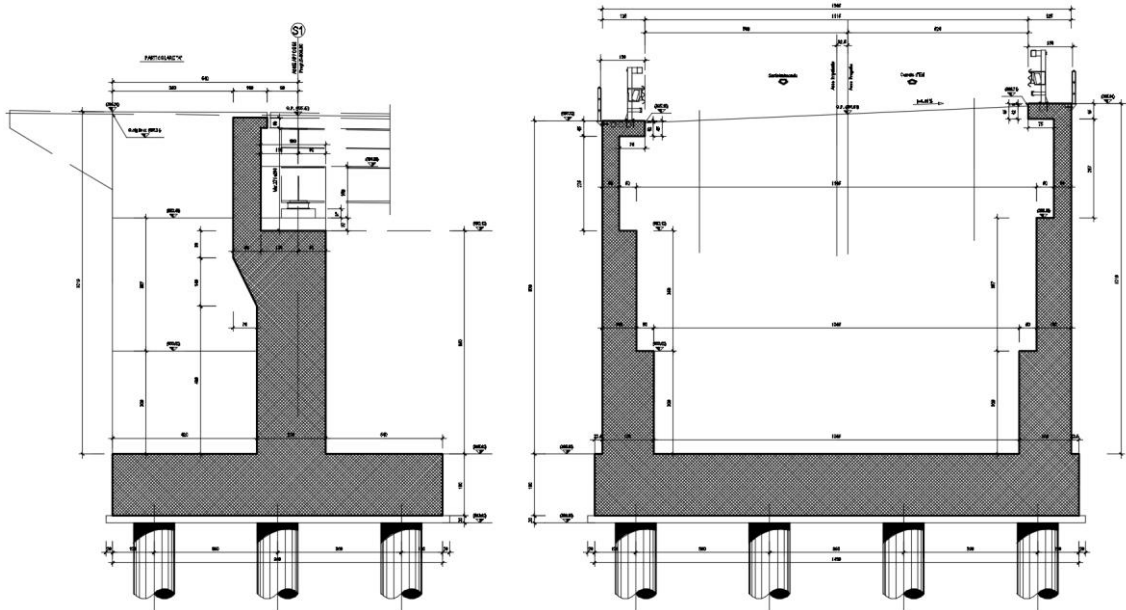


Figura 1 – Spalla S1

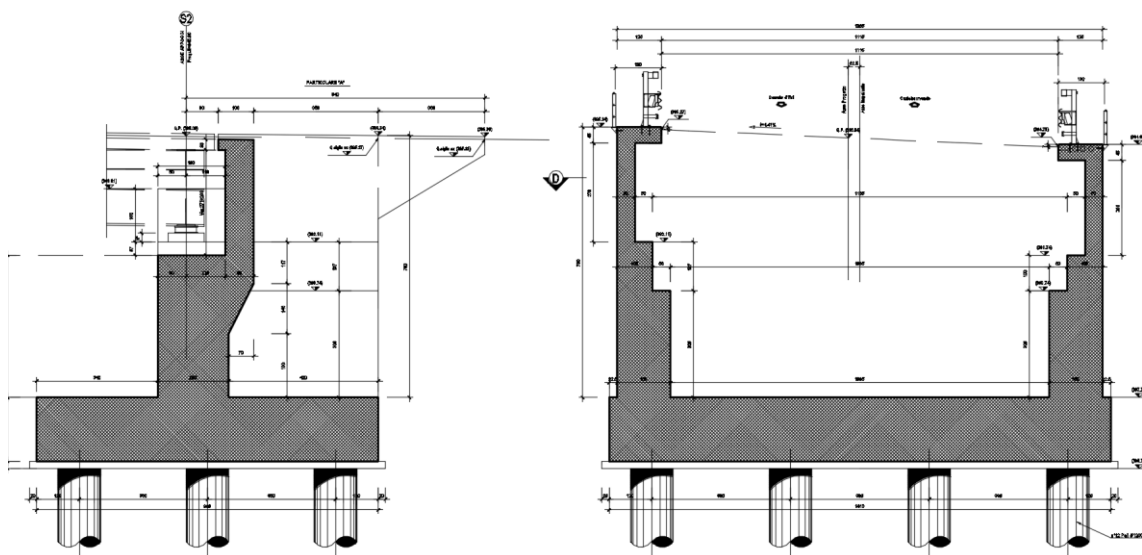


Figura 2 – Spalla S2

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE**Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica Sud/Castelraimondo Nord****PONTE MISTRIANO – Relazione di calcolo sottostrutture**

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc. REL	N,prog. 02	Rev. C	Pag.di Pag. 6 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	---------------	-----------	------------------------

1.2 UNITÀ DI MISURA

Nel seguito si adotteranno le seguenti unità di misura:

- per le lunghezze ⇒ m, mm
- per i carichi ⇒ kN, kN/m², kN/m³
- per le azioni di calcolo ⇒ kN, kNm
- per le tensioni ⇒ MPa

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc REL	N,prog. 02	Rev. C	Pag.di Pag. 7 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	------------------------

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nella redazione del progetto esecutivo si è fatto riferimento ai seguenti documenti normativi.

- D.M. 14/01/2008.
Norme tecniche per le costruzioni (NTC).
- Circolare del 02/02/2009.
Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 14/01/2008.
- UNI EN1993 -1-1.
EUROCODICE 2, parte 1.1. Progettazione delle strutture in calcestruzzo. Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN1993 -1-1.
EUROCODICE 3, parte 1.1. Progettazione delle strutture in acciaio. Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN1993 -1-2.
EUROCODICE 3. Parte 2. Progettazione delle strutture in acciaio. Ponti di acciaio.
- UNI EN 1998-1.
EUROCODICE 8, parte 1. Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- UNI EN 1998-2.
EUROCODICE 8, parte 2. Ponti.

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Per quanto riguarda la qualità e resistenza dei materiali utilizzati per le strutture dell'impalcato si rimanda alla relazione di calcolo specifica. Per la realizzazione delle sottostrutture sono stati previsti i seguenti materiali.

Per i controlli si fa riferimento a quanto previsto dal DM 14/01/2008

Tabella 3 – Calcestruzzi: classi di resistenza, classi di esposizione e specifiche

Elemento	Classe	Classe di Esposizione	a/c	Tipi di cementi	Quantitativo di cemento [kg/m ³]	Classi di consistenza
Calcestruzzo per magrone di fondazione	C12/15	-	-	CEM III-IV	-	-
Calcestruzzo per pali di fondazione	C32/40	XA2	0.5	CEM III-IV	360	S4
Calcestruzzo armato per plinti di fondazione	C32/40	XA2	0.5	CEM III-IV	360	S4
Elevazione Pile e Spalle	C30/37	XC4-XF2	0.5	CEM III-IV	330	S4

Per le barre d'armatura del calcestruzzo si utilizza acciaio ad aderenza migliorata B450C.

3.1 RESISTENZE DI PROGETTO

3.1.1 Calcestruzzo C30/37

- $R_{ck} = 37$ MPa resistenza caratteristica cubica a 28 giorni
- $f_{ck} = 30$ MPa resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni
- $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 38$ MPa resistenza cilindrica valore medio
- $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.90$ MPa resistenza media a trazione semplice (assiale)
- $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.03$ MPa resistenza caratteristica a trazione
- $E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 32837$ MPa modulo elastico
- $\gamma = 25.0$ kN/m³ peso per unità di volume

Resistenze di progetto allo SLU

- $f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 17.0$ MPa; $\gamma_c = 1.50$ resistenza di progetto a compressione
- $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.35$ MPa resistenza di progetto a trazione

Resistenze di progetto allo SLE

- $\sigma_{c,r} = 0.60 \cdot f_{ck} = 18.0$ MPa tensione limite in comb. caratteristica (rara)
- $\sigma_{c,f} = 0.45 \cdot f_{ck} = 13.5$ MPa tensione limite in comb. quasi permanente
- $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.42$ MPa tensione limite di fessurazione (trazione)

3.1.2 Calcestruzzo C32/40

- $R_{ck} = 40$ MPa resistenza caratteristica cubica a 28 giorni
- $f_{ck} = 32$ MPa resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni
- $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 40$ MPa resistenza cilindrica valore medio
- $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.02$ MPa resistenza media a trazione semplice (assiale)
- $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.12$ MPa resistenza caratteristica a trazione
- $E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 33346$ MPa modulo elastico

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc REL	N. prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 9 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	----------------	-----------	-------------------------

- $\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$

peso per unità di volume

Resistenze di progetto allo SLU

- $f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 18.1 \text{ MPa}$; $\gamma_c = 1.50$
- $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.41 \text{ MPa}$

resistenza di progetto a compressione

resistenza di progetto a trazione

Resistenze di progetto allo SLE

- $\sigma_{c,r} = 0.60 \cdot f_{ck} = 19.2 \text{ MPa}$
- $\sigma_{c,f} = 0.45 \cdot f_{ck} = 14.4 \text{ MPa}$
- $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.52 \text{ MPa}$

tensione limite in comb. caratteristica (rara)

tensione limite in comb. quasi permanente

tensione limite di fessurazione (trazione)

3.1.3 Acciaio di armatura B450C

- $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$
- $f_{tk} = 540 \text{ MPa}$
- $E_s = 210000 \text{ MPa}$

resistenza caratteristica di snervamento

resistenza caratteristica a rottura

modulo elastico

Resistenza di progetto allo SLU

- $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1.15$

resistenza di progetto a compressione

Resistenza di progetto allo SLE

- $\sigma_{s,r} = 0.80 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

tensione limite in comb. rara

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Il viadotto in esame si estende dalle progressive chilometriche 5+806 a 5+846 (L = 40 m) ed è costituito da due spalle. Nel presente paragrafo si riporta la caratterizzazione geotecnica specifica per l'opera in esame. Per dettagli si rimanda alla *Relazione Geotecnica Generale*.

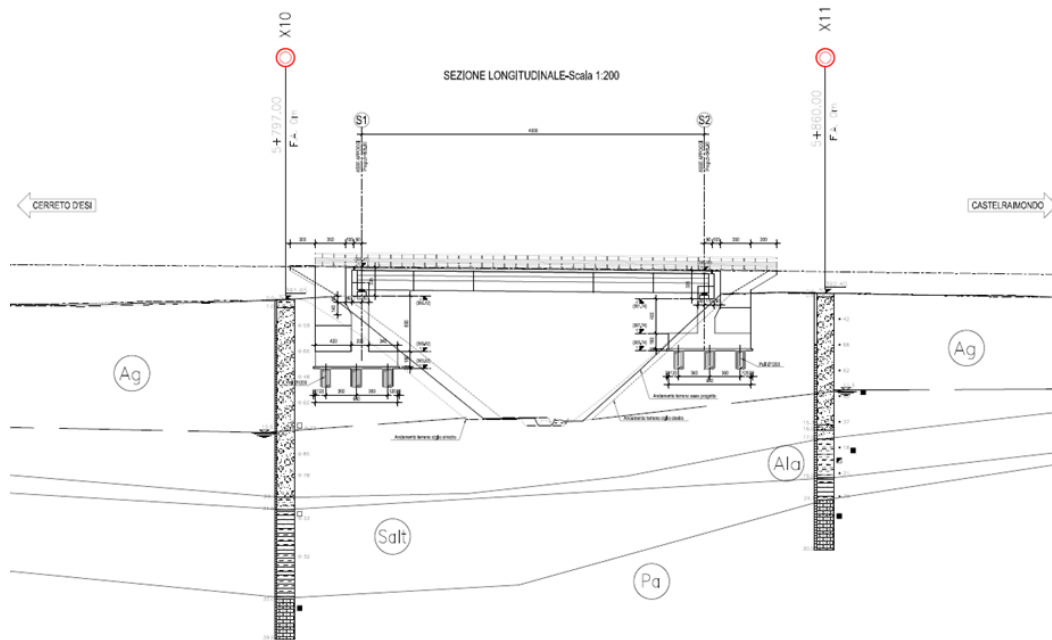


Figura 3 – Sezione longitudinale stratigrafica

4.1 INDAGINI GEOTECNICHE ESEGUITE

Nelle vicinanze dell'opera sono state eseguite le seguenti indagini, elencate nella seguente tabella.

Tabella 4 – Riepilogo dei sondaggi e delle prove eseguite per il viadotto Mistriano

Sondaggio	Profondità [m]	Quota boccaforo [m] s.l.m.	n. prove SPT	Prelievo campioni	Strumentazione installata
X10	39.6	391.65	8	C.I.: 1 C.R.: 1 C.L.: 1	T.A.[3÷39.6]
X11	30.0	392.40	8	C.I.: 1 C.L.: 1	T.A.[6÷30]

C.I. = Campione indisturbato
 C.L. = Campione litoide
 TA [m]: Piezometro a Tubo Aperto [profondità tratto filtrante]
 I. = Inclino metro

Nella seguente tabella si riportano le letture piezometriche eseguite nel sondaggio X10 e X11.

Tabella 5 – Letture piezometriche eseguite

SONDAGGIO	Quota boccaforo m s.l.m.	Min (m s.l.m.)	Max (m s.l.m.)	MEDIA (m s.l.m.)	SONDAGGIO	Quota boccaforo m s.l.m.	Min (m da pc)	Max (m da pc)	MEDIA (m da pc)
X10	391.65	375.38	376.17	375.83	X10	391.65	15.48	16.27	15.82
X11	392.4	380.49	381.10	380.90	X11	392.40	11.30	11.91	11.50

4.2 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

La stratigrafia in corrispondenza delle due spalle del viadotto è indicata nelle tabelle seguenti.

Tabella 6 – Stratigrafia di riferimento per il viadotto Mistriano

Stratigrafia	Spalla 1 (quota di riferimento +392.0 m s.l.m)	
Unità geotecnica	Profondità [m] da p.c.	
Ag	0.0÷15.0	Depositi alluvionali ghiaioso-sabbiosi
Ala	15.0÷16.0	Depositi alluvionali limoso argillosi
Salt	16.0÷26.5	Substrato alterato limoso argilloso
Pa	>26.5	Substrato pelitico arenaceo
Falda: a 15.0 m da p.c. (*)		

Stratigrafia	Spalla 2 (quota di riferimento +392.0 m s.l.m)	
Unità geotecnica	Profondità [m] da p.c.	
Ag	0.0÷13.0	Depositi alluvionali ghiaioso-sabbiosi
Ala	13.0÷16.0	Depositi alluvionali limoso argillosi
Salt	16.0÷21.5	Substrato alterato limoso argilloso
Pa	>21.5	Substrato pelitico arenaceo
Falda: a 11.0 m da p.c. (*)		

(*) per il calcolo della capacità portante dei pali di entrambe le spalle, si assume cautelativamente il livello della falda a quota 5 m da p.c..

I parametri geotecnici considerati per l'opera in esame sono riportati nella seguente tabella.

Tabella 7 – Parametri geotecnici per il viadotto Mistriano

	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	c_u [kPa]	E_o [MPa]	$\sigma_{c,media}'$ [MPa]	E'_{op} [MPa]
Ag	19	37	0	-	200÷600	-	-
Ala	19.0	24÷26	0÷5	130	70÷250	-	-
Salt	20.0	27	20	300	150÷600	-	-
Pa	23.0	31	120	-	-	1.5	20+5.75·z per z<40m 250+0.8·z per z>40m

γ = peso di volume naturale

ϕ' = angolo di resistenza al taglio

c' = coesione drenata

c_u = resistenza al taglio in condizioni non drenate

E_o = modulo di deformazione elastico iniziale

$\sigma_{c,media}'$ = resistenza a compressione monoassiale media

E'_{op} = modulo di deformazione elastico operativo

4.3 CAPACITA' PORTANTE DEI PALI

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

Per i parametri geotecnici di calcolo adottati vedasi paragrafo 4.2, mentre per la metodologia di calcolo si rimanda alla *Relazione Geotecnica Generale*.

Tabella 8 – Viadotto Mistriano. Parametri per il calcolo della capacità portante dei pali

Approccio	n. di verticali indagate	ξ_3	γ_s	γ_b	F_{SL}	F_{SB}	D_{palo} [mm]	Quota testa palo da p.c. [m]	Quota falda da p.c. [m]
2 (A1+M1+R3)	2	1.65	1.15	1.35	1.9	2.2	1200	0	5

Nella tabella seguente si riportano i valori della portata di progetto (Q_d) per l'opera in esame; il significato dei termini riportati è il seguente:

- L_p = Lunghezza utile del palo
- Q_{II} = Portata laterale limite
- Q_{bl} = Portata di base limite
- W_p = Peso efficace del palo
- Q_u = Portata totale limite
- Q_d = Portata di progetto = $Q_{II}/F_{S,I} + Q_{bl}/F_{S,b} - W_p$

I tabulati di calcolo completi sono riportati in Appendice A della *Relazione Geotecnica Generale*.

Tabella 9 – Viadotto Mistriano – Spalla 1 e 2. Capacità portante palo D=1200 mm

CAPACITA' PORTANTE - SPALLA 1						CAPACITA' PORTANTE - SPALLA 2					
L_p m	Q_{II} kN	Q_{bl} kN	W_p kN	Q_u kN	Q_d kN	L_p m	Q_{II} kN	Q_{bl} kN	W_p kN	Q_u kN	Q_d kN
0	0	4524	0	4524	2056	0	0	4524	0	4524	2056
0.5	4	4524	3	4526	2056	0.5	4	4524	3	4526	2056
1	18	4524	6	4536	2060	1	18	4524	6	4536	2060
1.5	40	4524	8	4556	2069	1.5	40	4524	8	4556	2069
2	72	4524	11	4584	2083	2	72	4524	11	4584	2083
2.5	112	4524	14	4622	2101	2.5	112	4524	14	4622	2101
3	161	4524	17	4668	2124	3	161	4524	17	4668	2124
3.5	219	4524	20	4723	2152	3.5	219	4524	20	4723	2152
4	287	4524	23	4788	2184	4	287	4524	23	4788	2184
4.5	363	4524	25	4861	2222	4.5	363	4524	25	4861	2222
5	448	4524	28	4943	2264	5	448	4524	28	4943	2264
5.5	539	4524	31	5032	2309	5.5	539	4524	31	5032	2309
6	635	4524	34	5125	2357	6	635	4524	34	5125	2357
6.5	735	4524	37	5223	2407	6.5	735	4524	37	5223	2407
7	840	4524	40	5324	2459	7	840	4524	40	5324	2459
7.5	948	4524	42	5430	2513	7.5	948	4524	42	5430	2513
8	1061	4524	45	5540	2570	8	1061	4524	45	5540	2570
8.5	1178	4524	48	5654	2628	8.5	1178	4524	48	5654	2628
9	1300	4524	51	5773	2689	9	1300	4524	51	5773	2689
9.5	1425	4524	54	5895	2753	9.5	1425	4524	54	5895	2753
10	1555	4524	57	6022	2818	10	1555	4107	57	5605	2629
10.5	1689	4524	59	6154	2886	10.5	1689	3689	59	5319	2507
11	1827	4524	62	6289	2956	11	1827	3272	62	5037	2387
11.5	1970	4524	65	6429	3028	11.5	1970	2855	65	4760	2269
12	2117	4113	68	6162	2916	12	2117	2437	68	4486	2154

CAPACITA' PORTANTE - SPALLA 1						CAPACITA' PORTANTE - SPALLA 2					
Lp m	Qll kN	Qbl kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN	Lp m	Qll kN	Qbl kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
12.5	2268	3702	71	5899	2805	12.5	2268	2020	71	4217	2041
13	2423	3290	74	5640	2697	13	2416	1603	74	3945	1926
13.5	2583	2879	76	5385	2592	13.5	2521	1613	76	4058	1984
14	2746	2468	79	5135	2488	14	2619	1624	79	4164	2038
14.5	2914	2057	82	4889	2387	14.5	2717	1635	82	4270	2091
15	3077	1646	85	4638	2283	15	2815	1646	85	4376	2145
15.5	3185	1656	88	4753	2341	15.5	2913	1656	88	4482	2198
16	3296	1667	90	4872	2402	16	3024	1667	90	4601	2259
16.5	3486	1926	93	5319	2617	16.5	3215	1926	93	5047	2474
17	3695	2184	96	5783	2842	17	3424	2184	96	5512	2699
17.5	3909	2443	99	6253	3069	17.5	3638	2443	99	5982	2926
18	4129	2701	102	6728	3299	18	3857	2701	102	6456	3156
18.5	4353	2960	105	7208	3532	18.5	4081	2960	105	6936	3389
19	4579	3218	107	7690	3765	19	4308	3218	107	7418	3622
19.5	4805	3477	110	8172	3999	19.5	4534	3477	110	7900	3856
20	5031	3488	113	8406	4120	20	4760	3488	113	8135	3978
20.5	5258	3499	116	8641	4242	20.5	4986	3499	116	8370	4099
21	5484	3511	119	8876	4363	21	5212	3511	119	8604	4220
21.5	5710	3522	122	9110	4485	21.5	5450	3522	122	8851	4348
22	5936	3533	124	9345	4606	22	5759	3827	124	9461	4646
22.5	6162	3544	127	9580	4727	22.5	6079	4131	127	10084	4950
23	6389	3556	130	9814	4849	23	6400	4436	130	10706	5255
23.5	6615	3567	133	10049	4970	23.5	6720	4741	133	11328	5559
24	6841	3578	136	10284	5091	24	7041	5045	136	11951	5863
24.5	7067	3590	139	10518	5213	24.5	7361	5350	139	12573	6168
25	7293	3601	141	10753	5334	25	7682	5655	141	13195	6472
25.5	7520	3612	144	10988	5455	25.5	8002	5655	144	13513	6638
26	7746	3624	147	11222	5577	26	8323	5655	147	13830	6804
26.5	7984	3635	150	11469	5704	26.5	8643	5655	150	14148	6969
27	8292	3924	153	12063	5995	27	8963	5655	153	14466	7135
27.5	8613	4212	156	12669	6292	27.5	9284	5655	156	14783	7301
28	8933	4501	158	13276	6589	28	9604	5655	158	15101	7467
28.5	9254	4789	161	13882	6886	28.5	9925	5655	161	15418	7633
29	9574	5078	164	14488	7183	29	10245	5655	164	15736	7799
29.5	9895	5366	167	15094	7480	29.5	10566	5655	167	16054	7964
30	10215	5655	170	15700	7777	30	10886	5655	170	16371	8130

4.4 RAPPORTO MOMENTO-TAGLIO IN TESTA AI PALI

Per la valutazione dello sforzo nei pali (effetto della deformabilità a taglio degli stessi pali) e del momento flettente agente in testa al palo si è utilizzato un parametro α [m] definito come rapporto tra momento e taglio in testa al palo nell'ipotesi di rotazione impedita. In particolare lo sforzo normale nei pali è quindi calcolato come segue:

$$N_i = \frac{N_{Ed}}{n} \pm \frac{(M_{Ed} + \sum_i M_i(S_{Ed}))d_i}{\sum_i d_i^2}$$

Le azioni di taglio sono suddivise equamente tra i pali, mentre il momento agente a quota testa pali è direttamente proporzionale al taglio mediante un coefficiente α (espresso in metri):

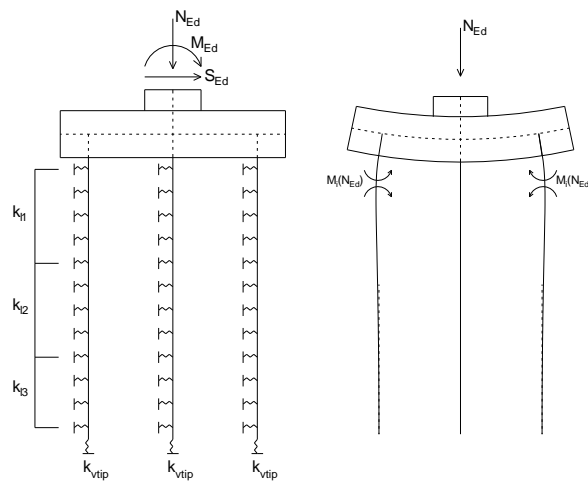
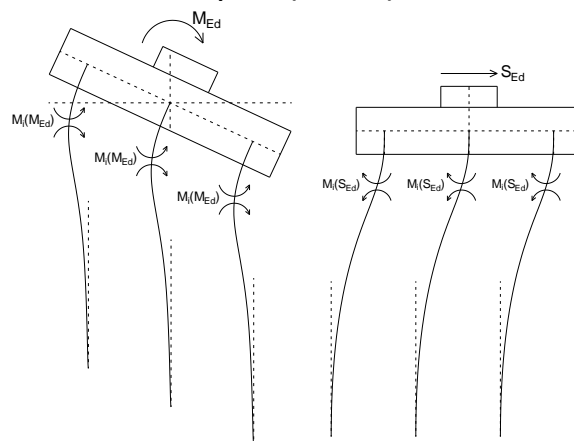
$$M_i(V_{Ed}) = \alpha \frac{V_{Ed}}{n}$$

Il coefficiente α dipende principalmente dalle caratteristiche di rigidzza relative palo-terreno e, generalmente, fornisce un valore del momento sollecitante conservativo. Il valore adottato è riportato nella seguente tabella.

Tabella 10 – Valori di α

D_{palo} [m]	Sottostruttura	α [m]
1.2	Spalla S1	2.4
1.2	Spalla S2	2.4

Per i metodi di valutazione di tale parametro si rimanda alla *Relazione Geotecnica Generale*.


Figura 4 - Modello del plinto su pali ed effetto flessionale su pali dovuto al carico assiale agente sul plinto (a destra)

Figura 5 - Effetto flessionale sui pali dovuti al momento flettente (a sinistra) e al taglio (a destra) agenti sul plinto

5. ANALISI DEI CARICHI

5.1 PESI PROPRI

I pesi propri strutturali sono stati valutati considerando un peso specifico dell'acciaio da carpenteria metallica pari 78.5 kN/m^3 e un peso specifico del calcestruzzo armato per soletta di impalcato e per sottostrutture pari a 25 kN/m^3 .

Peso proprio della carpenteria in acciaio (G1.1), calcolato in automatico dal software di calcolo. Il peso degli elementi di carpenteria principale, viene incrementato del 5% per tener conto del peso dei vari elementi secondari (piatti di irrigidimento trasversali e longitudinali, bullonature etc.):

- $G1.1 = 22.0 \text{ kN/m}$

Peso della soletta (G1.2), considerando uno spessore di 28 cm, per una larghezza complessiva di piattaforma pari a 11.65 m

Peso dei cordoli (G1.3), considerando uno spessore di 43 cm, per una larghezza complessiva dei cordoli di 2.5 m

- $G1.2+G1.3 = 100.4 \text{ kN/m}$

5.1.1 Rinterro

Per il terreno di rinterro a tergo della spalla si è considerato un peso per unità di volume pari a 20 kN/m^3 .

5.2 CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2)

I carichi permanenti portati agenti sulla struttura di impalcato sono:

Pavimentazione	$G2.1 = 11.65 \times 3 \text{ kN/m}$	35.0 kN/m
Guard Rail	$G2.2 = 2 \times 1.25 \text{ kN/m}$	2.50 kN/m
Velette	$G2.3 = 2 \times 1.0 \text{ kN/m}$	2.00 kN/m
Corrimano	$G2.4 = 2 \times 0.5 \text{ kN/m}$	1.00 kN/m
Impianti	$G2.5 = 2 \times 1.0 \text{ kN/m}$	2.00 kN/m
Totale	G2	42.5 kN/m

5.3 EFFETTI DEI CEDIMENTI (E1)

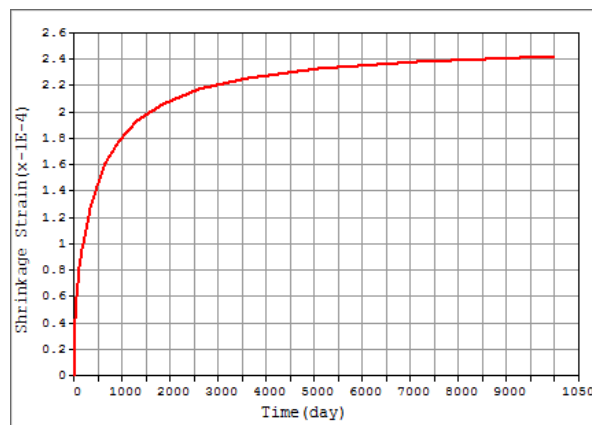
Nel caso in esame, essendo la struttura esternamente isostatica, eventuali cedimenti degli appoggi non generano sollecitazioni nella struttura.

5.4 RITIRO DEL CALCESTRUZZO (E2.1)

Il calcolo delle deformazioni da ritiro nella soletta è stato eseguito secondo quanto specificato nel Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008. Si riporta la valutazione della deformazione da ritiro secondo le indicazioni previste dalle norme. La deformazione totale da ritiro è data dalla somma della deformazione per ritiro da essiccamento e della deformazione da ritiro autogeno.

Tabella 11 – Deformazione da ritiro
Valutazione della deformazione da ritiro a 10000 gg.

$A_c =$	4.275	m^2
$u =$ perimetro di calcestruzzo esposto all'aria =	14.2	m
$k = 2 A_c/u =$	0.602	m
$U =$ umidità relativa =	70.0	%
$f_{ck} =$	35	Mpa
$\epsilon_{r,10000gg} =$	-2.42E-04	(EN 1992-1, Classe S, $t_0 = 3$ gg.)


Figura 6 - Andamento della deformazione da ritiro nel tempo

La valutazione riportata indica che a 10.000 gg, la deformazione da ritiro raggiunge il valore 0.29‰. Gli effetti del ritiro impedito, che si sviluppano nel tempo, si traducono in una forza di trazione nella soletta e in una forza assiale di compressione e di momento flettente agenti sulla sezione mista omogeneizzata trave + soletta.

5.5 VISCOSITÀ DEL CALCESTRUZZO (E2.2)

Di seguito si riporta il calcolo del coefficiente di viscosità per il calcestruzzo della soletta secondo quanto specificato nel Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008.

Tabella 12 – Coefficienti di Viscosità
Valutazione dei Coefficienti di Viscosità a 10000 gg.

$A_c =$	4.275	m^2
$u =$ perimetro di calcestruzzo esposto all'aria =	14.2	m
$k = 2 A_c/u =$	0.602	m
$U =$ umidità relativa =	70.0	%
$f_{ck} =$	35	Mpa
$\phi(t_{oo}, t_0) =$	2.75	(EN 1992-1-1, Classe S, $t_0 = 3$ gg.)
$\phi(t_{oo}, t_0) =$	1.54	(EN 1992-1-1, Classe S, $t_0 = 30$ gg.)

Il coefficiente di viscosità viene modellato come una funzione che si evolve nel tempo t e il cui valore dipende dall'età del cls, in giorni, t_0 , al momento dell'applicazione del carico. Nella tabella precedente sono stati valutati i coefficienti di viscosità per $t = 10000$ gg e per t_0 pari rispettivamente a 3 gg. (età del cls al momento dell'attivazione delle azioni da ritiro) e a 30 gg. (età presunta del cls al momento di applicazione dei carichi permanenti portati).

L'evolversi nel tempo del coefficiente di viscosità è diagrammato nelle figure seguenti.

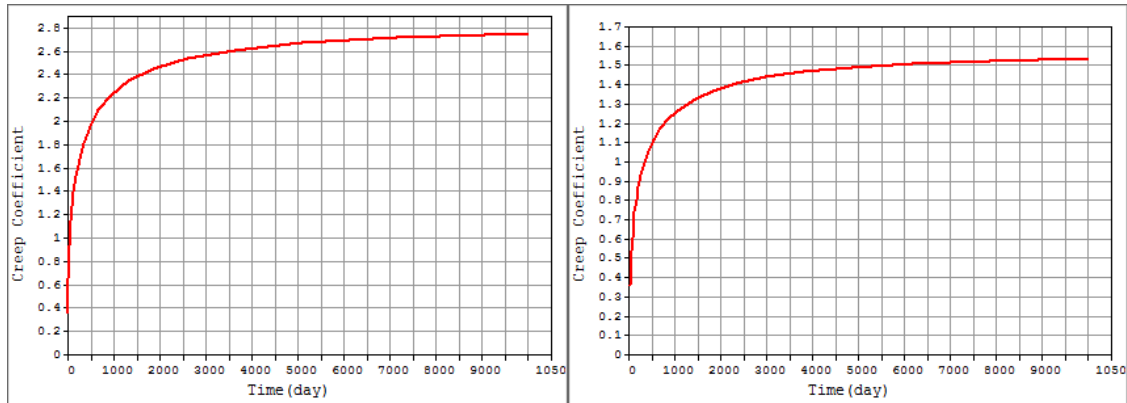


Figura 7 – Andamento del coefficiente di viscosità nel tempo per $t_0 = 3$ gg. e per $t_0 = 30$ gg.

5.6 VARIAZIONE TERMICA (E3)

L'azione della variazione termica è valutata, in termini di temperatura massima estiva e minima invernale dell'aria nel sito della costruzione, con periodo di ritorno di 50 anni, attraverso le indicazioni fornite dalla Normativa di riferimento (punto 5.2.2.5.2 del DM 2008). In particolare è stata considerata una differenza di temperatura di 5°C con andamento a farfalla tra la soletta in calcestruzzo e la trave in acciaio.

Nel caso di ponti a struttura mista acciaio-calcestruzzo, è da considerarsi anche una differenza di temperatura di 5°C tra la soletta in calcestruzzo e la trave in acciaio.

Si è inoltre considerata una variazione termica uniforme pari a $\pm 20^{\circ}\text{C}$ lungo tutto lo sviluppo dell'opera.

5.7 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (Q1)

Coerentemente con quanto indicato al punto 5.1.3.3.3 del DM 14/01/08 per l'analisi globale del ponte si fa riferimento allo Schema di Carico 1.

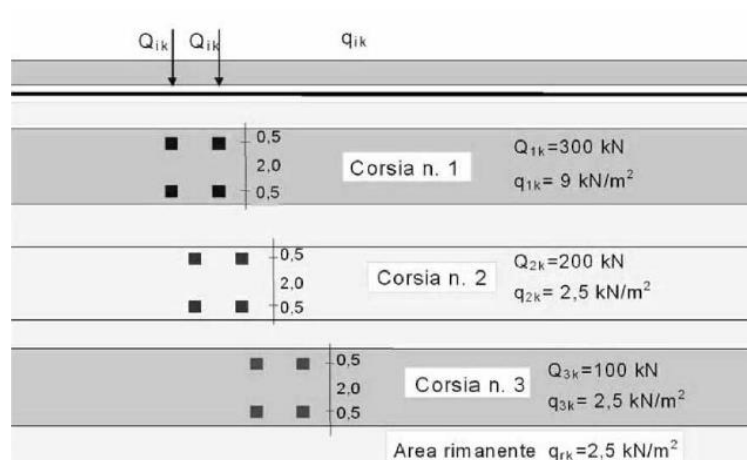


Figura 8 – Schema di carico 1

Nel caso in oggetto si impiegano quattro corsie di carico costituite da:

- una colonna di carichi (ingombro = 3 m) costituita da un automezzo convenzionale Q_{1k} di 600 kN dotato di 2 assi di 2 ruote ciascuno, distanti 1.20 m in senso longitudinale e con interasse ruote in senso trasversale di 2.00 m; un carico ripartito q_{1k} di 9 kN/m² uniformemente distribuito;
- una seconda colonna di carichi (ingombro = 3 m), analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente a 400 kN di Q_{1k} e 2.5 kN/m² di q_{1k} e posta ad interasse di 3.00 m. da essa;
- una terza colonna di carichi (ingombro = 3 m), analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente a 200 kN di Q_{1k} e 2.5 kN/m² di q_{1k} e posta ad interasse di 3.00 m. da essa;
- una colonna di carico (ingombro = 2.15 m) $q_{rk} = 2.5$ kN/m² nella zona di carreggiata non impegnata dai carichi precedenti.

Sul marciapiede, il carico $q_{fk} = 5$ kN/m² da considerare al 50 % nelle combinazioni in cui sono presenti i carichi stradali.

5.8 AZIONE DI FRENAMENTO ED AVVIAMENTO (Q3)

Secondo il D.M. 14/01/2008 l'azione longitudinale di frenamento è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1, ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6(2 \cdot Q_{1k}) + 0.1 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

Nel caso in oggetto risulta:

$$Q_3 = 468 \text{ kN} = 11.7 \text{ kN/m.}$$

L'azione di frenatura è applicata convenzionalmente a quota pavimentazione.

5.9 AZIONE CENTRIFUGA (Q4)

In accordo al par. 5.1.3.6 del DM 14/01/2008 l'azione centrifuga totale risulta pari a:

$$R < 200 \text{ m} \quad Q_4 = 0.2 \times Q_v$$

$$200 \leq R \leq 1500 \text{ m} \quad Q_4 = 40 Q_v / R$$

$$R > 1500 \text{ m} \quad Q_4 = 0$$

Dove $Q_v = \sum_i 2 Q_v$

L'asse del viadotto ha un raggio di curvatura di circa 900 m per cui l'azione centrifuga vale:

$$Q_4 = 40 \cdot (1200/900) = 53.3 \text{ kN} = 1.3 \text{ kN/m.}$$

5.10 AZIONE DEL VENTO (Q5)

5.10.1 Calcolo della pressione del vento

Si valuta la pressione del vento in accordo con il paragrafo 3.3 del DM. 14/01/2008. La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d,$$

dove:

- q_b = è la pressione cinetica di riferimento;
- c_e = è il coefficiente di esposizione;
- c_p = è il coefficiente di forma o aerodinamico;
- c_d = è il coefficiente dinamico.

Con:

$$q_b = \rho \cdot (v_b)^2 / 2 = 456 \text{ N/m}^2;$$

dove v_b è stato desunto dalla tabella 3.3.I, zona 3 (Marche, Umbria) e ρ è la densità dell'aria, assunta pari a 1.25 kg/m^3 .

Considerando una classe di rugosità D (tabella 3.3.III), l'altezza del sito sul livello del mare, dalla figura 3.3.2 si evince che la struttura si trova in categoria II e dunque, in accordo con la tabella 3.3.II si assumono i seguenti parametri:

- $k_r = 0.19$;
- $z_0 = 0.05 \text{ m}$;
- $z_{\min} = 4 \text{ m}$.

quindi ipotizzando che l'opera abbia altezza $z \approx 10 \text{ m}$ dal suolo risulta:

$$c_e(z) = k^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] = 2.36.$$

Secondo le indicazioni della Circolare del 02/02/2009 "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 14/01/2008" (par. C3.3.10.4), si determina il coefficiente aerodinamico per l'impalcato in esame:

$$c_p = 2.4 - \phi = 1.4, \text{ essendo per travi ad anima piena } \phi = 1$$

Si considera un coefficiente dinamico (c_d) cautelativamente pari a 1 (par. 3.3.8 D.M. 14/01/2008). Procedendo al calcolo della pressione si ottiene:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 456 \text{ N/m}^2 \times 2.36 \times 1.4 \times 1 = 1.51 \text{ kN/m}^2$$

5.10.2 Vento a ponte carico

Cautelativamente si considera su tutto il ponte la sagoma dei veicoli per un'altezza pari a 3.0 al di sopra della livelletta.

$$q_w = (2.30 + 0.28 + 0.10 + 3.00) \times 1.51 \text{ kN/m} = 8.60 \text{ kN/m}.$$

5.10.3 Vento a ponte scarico

Cautelativamente questa condizione di carico si considera coincidente con la precedente.

5.11 AZIONI SISMICHE (Q6)

Il viadotto in oggetto è progettato per una vita nominale V_N pari a 50 anni. Gli si attribuisce inoltre una classe d'uso III ("Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza.") ai sensi del D. Min. 14/01/2008, da cui scaturisce un coefficiente d'uso $C_U = 1.5$.

L'azione sismica di progetto è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base del sito su cui l'opera insiste, descritta in termini geografici e temporali:

- attraverso i valori di accelerazione orizzontale di picco a_g (attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale) e le espressioni che definiscono le ordinate del relativo spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$;
- in corrispondenza del punto del reticolo che individua la posizione geografica dell'opera;
- con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR.

In particolare, la forma spettrale prevista dalla normativa è definita, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:

- $a_{g,r}$, accelerazione orizzontale massima del terreno
- F_0 , valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- T_C^* , periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I suddetti parametri sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici.

In particolare, si può notare come F_0 descriva la pericolosità sismica locale del sito su cui l'opera insiste. Infatti, da quest'ultimo, attraverso le espressioni fornite dalla normativa, sono valutati i valori d'amplificazione stratigrafica e topografica. Di seguito sono riassunti i valori dei parametri assunti per l'opera in oggetto.

- Vita nominale V_N = 50 anni;
- Classe d'uso = III;
- Coefficiente d'uso C_U = 1.5;
- Periodo di riferimento V_R = 75 anni;
- $T_{R,SLV}$ = 712 anni;
- Comune = Fabriano;
- $a_{g,SLV}$ = **0.206 g**;
- $F_{0,SLV}$ = **2.526**;

- $T^*_{c,SLV} = 0.331 \text{ sec.}$

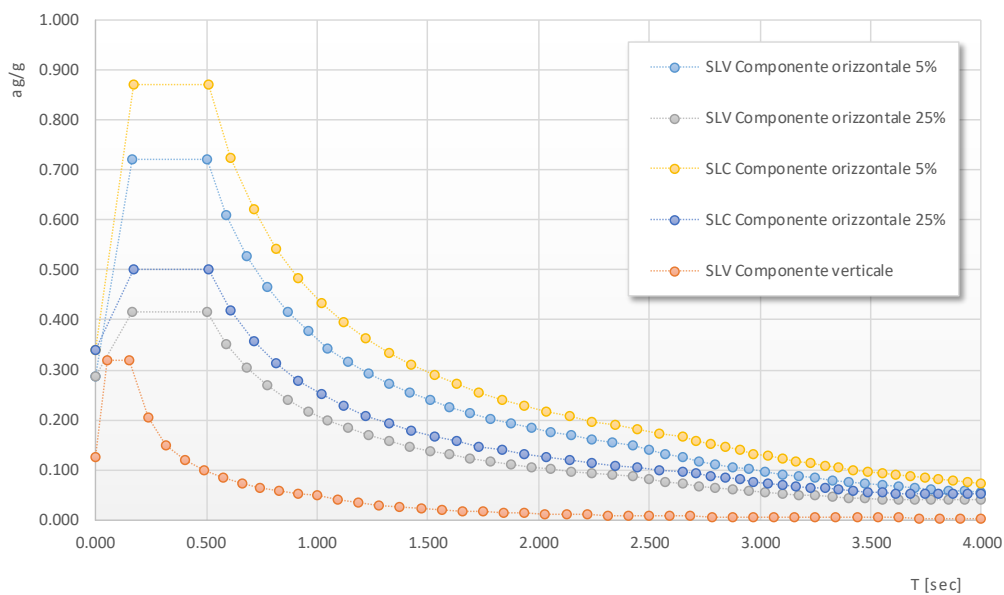
Tabella 13 - Accelerazione (a_g), fattore (F_0) e periodo (T^*c) per comune di riferimento - Fabriano

V_R [anni]	Stato Limite	PV_R -	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T^*_c [s]
75	SLO	81%	45	0.073	2.450	0.286
	SLD	63%	75	0.090	2.454	0.297
	SLV	10%	712	0.206	2.526	0.331
	SLC	5%	1462	0.262	2.555	0.339

Lo spettro di risposta elastico per la descrizione della componente orizzontale del moto sismico è infine costruito a partire dai parametri seguenti.

- Categoria di suolo = C;
- Categoria topografica = T1;
- S_s , fattore stratigrafico = 1.388;
- S_T , fattore topografico = 1.0;
- C_c , fattore correttivo del periodo TC^* = 1.5.

Si riportano nell'immagine seguente, a titolo di riferimento, gli *spettri elastici allo SLV e allo SLC* in accelerazione in direzione orizzontale (smorzamento 5% e 25%) e verticale.


Figura 9 – Spettri elastici in accelerazione agli SLU ($q = 1$)

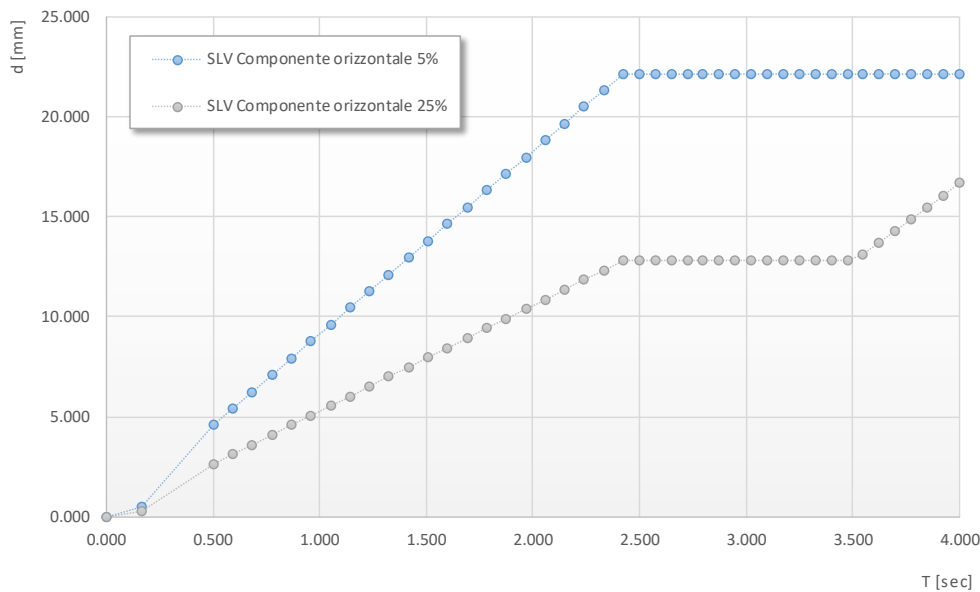


Figura 10 – Spettri in spostamento allo SLV

In accordo a quanto previsto al punto 7.10 del D. Min. 14/01/2008 si utilizzano gli spettri allo SLV per le verifiche di resistenza delle sottostrutture e dei dispositivi di isolamento, mentre si utilizza lo spettro allo SLC per la verifica dello spostamento ultimo dei dispositivi di isolamento. Per il calcolo dell'azione sismica sulle spalle si considera l'accelerazione al suolo $a_g S$ (cfr. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**).

5.12 RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI (Q7)

Secondo le indicazioni del D.M.14/01/2008 nel calcolo delle spalle, delle fondazioni, degli apparecchi di appoggio e, se del caso, dell'impalcato, si devono considerare le forze che derivano dalle resistenze parassite dei vincoli.

Le resistenze parassite dei vincoli sono pertanto valutate, per la spalla mobile, in corrispondenza di ciascun apparecchio di appoggio mobile in misura pari al 3% della somma degli scarichi verticali (permanenti e accidentali):

- $F_a = 0.03 \times (V_G + V_Q)$.

dove on V_G si intende lo scarico verticale sugli appoggi per effetto dei pesi propri e dei carichi permanenti mentre per V_Q si intende lo scarico verticale sugli appoggi per effetto dei sovraccarichi mobili. Nel seguito si trascurano tali azioni poiché di esigua intensità rispetto alle altre azioni in gioco.

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE**Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica Sud/Castelraimondo Nord**

PONTE MISTRIANO – Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc REL	N. prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 23 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	----------------	-----------	--------------------------

5.13 URTO DI VEICOLO IN SVIO (Q8)

La sicurtà e gli elementi strutturali ai quali sono collegati devono essere dimensionati in funzione della classe di contenimento richiesta per l'impiego specifico (vedi D.M. 21-06-04 n.2367). Se non diversamente indicato, la forza deve essere considerata distribuita su 0.50 m ed applicata ad una quota h, misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h1, h2, dove h1 = (altezza della barriera – 0.10m), h2 = 1.00m.

Ai sensi del DM 14/01/2008 nel progetto dell'impalcato deve essere considerata una condizione di carico eccezionale nella quale alla forza orizzontale d'urto su sicurtà si associa un carico verticale isolato costituito dallo schema di carico II, posizionato in adiacenza alla sicurtà stesso e disposto nella posizione più gravosa.

Tale condizione non è però dimensionante per la statica globale dell'impalcato e delle sottostrutture ed è stata considerata solo per la verifica locale del cordolo della soletta in calcestruzzo.

6. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico considerate sono stabilite in conformità a quanto prescritto al Cap. 2 del D.M.14/01/2008.

6.1 GRUPPI DI CARICO

Nella tabella seguente, in accordo a quanto specificato in tabella 5.1.3.12 del D.M.14/01/2008., sono esplicitati i gruppi di carico considerati per i carichi accidentali da traffico.

Tabella 14 – Valori caratteristici delle azioni da traffico

		<i>Carichi sulla carreggiata</i>				<i>Carichi su marciapiedi e piste ciclabili</i>
		Carichi verticali		Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti di 3ª categoria
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Coerentemente nel seguito si fa riferimento ai gruppi di azioni da traffico 1, 2a e 2b.

6.2 COEFFICIENTI PARZIALI E DI COMBINAZIONE

Si utilizzano i coefficienti parziali di sicurezza e i coefficienti di combinazione di seguito riportati.

Tabella 15 – Coefficienti parziali di sicurezza agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 16 – Coefficienti di combinazione

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento q_5	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

6.3 COMBINAZIONI AGLI SLU

Di seguito si esplicitano i coefficienti utilizzati per le singole combinazioni di carico rilevanti per le verifiche strutturali dell'impalcato agli SLU.

L'espressione per le combinazioni di verifica strutturali (A1 - STR) è:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Mentre quella per le combinazioni sotto SISMA o ECCEZIONALI è:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Tabella 17 - Coefficienti nelle combinazioni di carico agli SLU

Combinazione		G1	G2	E1	E2	E3	Gr.1	Gr.2a	Gr.2b	Q5	Q6	q9
A1 STR	Gr.1	1.35	1.35	0	1.2	0.72	1.35	0	0	0.9	0	0
	Gr.2a	1.35	1.35	0	1.2	0.72	0	1.35	0	0.9	0	0
	Gr.2b	1.35	1.35	0	1.2	0.72	0	0	1.35	0.9	0	0
	Q5	1.35	1.35	0	1.2	0.72	0	0	1	1.5	0	0
SISMA	SLV Z	1	1	0	1	0.5	0	0	0	0	1	0
ECCEZIONALE	-	1	1	0	1	0.5	0	0	0	0	0	1

6.4 COMBINAZIONI AGLI SLE

Di seguito si esplicitano i coefficienti utilizzati per le singole combinazioni di carico rilevanti per le verifiche dell'impalcato agli SLE.

L'espressione per le combinazioni di verifica RARE è:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

L'espressione per le combinazioni di verifica FREQUENTI è:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

L'espressione per le combinazioni di verifica QUASI PERMANENTI è:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Tabella 18 - Combinazioni agli SLE

Combinazione		G1	G2	E1	E2	E3	Gr.1	Gr.2a	Gr.2b	Q5
RARA	Gr.1	1	1	0	1	0.6	1	0	0	0.6
	Gr.2a	1	1	0	1	0.6	0	1	0	0.6
	Gr.2b	1	1	0	1	0.6	0	0	1	0.6
FREQUENTE	Gr.2a	1	1	0	1	0.5	0	1	0	0
	Gr.2b	1	1	0	1	0.5	0	0	1	0
QUASI PERMANENTE	-	1	1	0	1	0.5	0	0	0	0

7. MODELLI DI CALCOLO

L'impalcato è costituito da una campata singola in semplice appoggio su spalle tradizionale del tipo a muri andatori fondate su pali. Longitudinalmente l'impalcato è libero di scorrere in corrispondenza degli appoggi sulla spalla mobile, ed è vincolato solo ad una delle due spalle (spalla fissa) con vincolo costituito dall'isolatore sismico longitudinale di tipo elastoplastico.

Per la valutazione delle sollecitazioni generate dalle azioni sull'impalcato, il modello adottato è costituito dall'impalcato vincolato tramite isolatori a vincoli fissi rappresentativi delle spalle.

Gli isolatori sono modellati tramite molle con rigidità elastica equivalente oppure tramite vincoli di tipo non lineare elastoplastico.

Il modello consente la valutazione delle sollecitazioni globali generate dai carichi verticali sull'impalcato, dalle azioni orizzontali tipo vento e frenatura e specificamente dalle azioni sismiche derivanti dalle masse dell'impalcato.

Per i muri verticali delle spalle sono stati adottati modelli a trave con vincolo a mensola per il muro frontale e i muri andatori.

Per le platee di fondazione, si è utilizzato un modello tirante puntone per l'analisi e la verifica dello zoccolo anteriore al muro frontale, mentre per la zona di platea racchiusa tra i muri frontali e laterali si è considerato un modello a piastra.

7.1 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO

Nell'ambito del presente paragrafo si riporta una descrizione delle caratteristiche dei software utilizzati per l'effettuazione delle analisi e verifiche strutturali esposte ai precedenti paragrafi.

Nello specifico, l'analisi del comportamento globale delle strutture d'impalcato e di fondazione è stato effettuato con l'ausilio del software **MIDAS/CIVIL 2016**, distribuito in Italia dalla **CSPFea** (Padova), di cui si possiede regolare licenza, identificata nello specifico da Key Serial Number n° 34219EF86526F342 intestata a PROGIN SPA – CENTRO DIREZIONALE DI NAPOLI ISOLA F4 - 80143 NAPOLI.

Per l'esecuzione di verifiche di sezioni in cemento armato si è invece utilizzato il software **PresFle+**, prodotto e distribuito dalla **Concrete srl** (Padova), di cui si possiede regolare licenza, identificata nello specifico da chiave USB n° **4552054**, intestata a PROGIN SPA - CENTRO DIREZIONALE DI NAPOLI ISOLA F4 - 80143 NAPOLI.

Infine si è ricorso a fogli di calcolo elettronici auto-prodotti, per l'automatizzazione dei modelli di calcolo a mensola per i muri della spalla e per l'esecuzione delle verifiche con modelli tirante-puntone e per le verifiche a taglio degli elementi in calcestruzzo.

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo dei software impiegati ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore dei software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. Le stesse società produttrici hanno verificato l'affidabilità

e la robustezza dei codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati sono contenuti in apposita documentazione fornita a corredo dell'acquisto del prodotto, che per brevità espositiva si omette di allegare al presente documento.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni esposte nel documento sono state inoltre sottoposte a controlli dal sottoscritto utente del software.

Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali, che per brevità espositiva si omette dall'allegare al presente documento.

Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, Il Progettista dichiara pertanto che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, validando conseguentemente i risultati dei calcoli esposti nella presente relazione.

7.2 MODELLO GLOBALE

L'impalcato è costituito da un graticcio di elementi monodimensionali rappresentativi delle travi principali, della trave di spina (elementi longitudinali), dei traversi intermedi e di appoggio, dei controventi di piano e della soletta in c.a. (elementi trasversali).

I vincoli orizzontali sono costituiti unicamente dagli isolatori sismici.

Gli isolatori sono accoppiati agli apparecchi di appoggio sia in direzione longitudinale che trasversale. Gli isolatori previsti sono di tipo elastoplastico, con le caratteristiche specificate nel seguito e, pertanto, sono caratterizzati, da rigidità molto elevate per azioni orizzontali inferiori alla soglia plastica, e deformabilità elevata con comportamento non lineare in presenza dei carichi ciclici corrispondenti alle azioni sismiche.

La connessione tra gli elementi trave corrispondenti alle spalle avviene mediante un sistema di vincoli idoneo a simulare gli appoggi verticali, gli isolatori sismici longitudinali e trasversali.

Nella figura seguente è riportata una vista completa del modello di calcolo. Gli elementi di trave, e i traversi in asse appoggio sono allineati con l'estradosso delle travi in acciaio. In corrispondenza dei traversi sono presenti dei vincoli di tipo rigido "rigid link" tra estradosso ed intradosso travi. In corrispondenza dei dispositivi di appoggio sono presenti dei link di tipo elastico oppure di tipo elastoplastico per la simulazione degli isolatori. Tali vincoli sono comunque rigidi in direzione verticale.

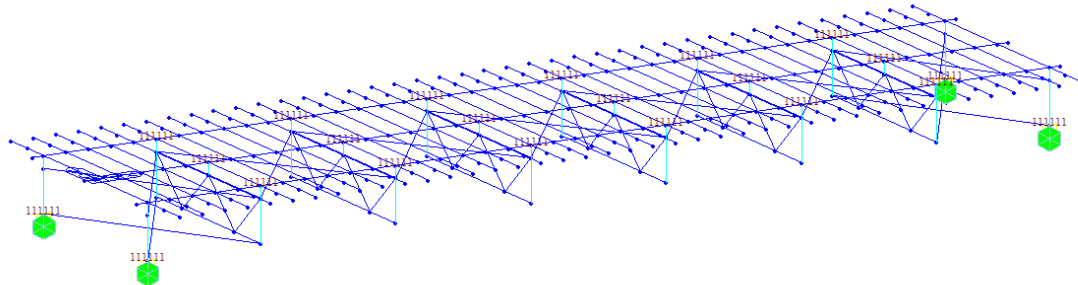


Figura 11 - Modello FEM vista wireframe

Il modello descritto è stato analizzato in presenza dei carichi e delle azioni già definite nel paragrafo 5.

Il calcolo è stato sviluppato utilizzando il codice di calcolo Midas Civil 2016.

Per la modellazione delle azioni statiche è stata sviluppata una modellazione elastica lineare degli isolatori trasversali e longitudinali corrispondenti alla rigidezza iniziale elastica di tali elementi, tenendo conto dei valori delle azioni orizzontali, dovute sostanzialmente al vento, che risultano, nel caso in esame, largamente inferiori alla soglia plastica degli isolatori.

Per la modellazione delle azioni sismiche è stata sviluppata:

- un'analisi dinamica modale basata su un modello lineare equivalente degli isolatori elastoplastici;
- un'analisi dinamica non lineare basata su accelerogrammi generati artificialmente.

Si rimanda al paragrafo relativo ai metodi di analisi per il dettaglio delle modalità adottate ed i risultati ottenuti.

7.3 MODELLI A MENSOLA PER LA VERIFICA DELLE SPALLE

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

I pesi propri e le masse sono esplicitate nelle tabelle riportate nei paragrafi seguenti.

Le spinte del terreno di rilevato, invece, sono state valutate come segue, con riferimento alle seguenti caratteristiche fisico meccaniche del terreno di rilevato.

- $\phi = 38^\circ$ angolo d'attrito;
- $c = 0$ coesione interna;
- $\gamma = 20 \text{ kN/mc}$ peso specifico.

7.3.1 Condizioni statiche

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

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

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

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

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

In condizioni statiche si considera un sovraccarico accidentale pari a $Q = 20.0 \text{ KN/m}^2$.

La presenza del sovraccarico Q genera una spinta pari a:

$$S_q = Q \cdot H \cdot K_0$$

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

7.3.2 Condizioni sismiche

Conformemente alle indicazioni fornite dalle seguenti norme:

- D.M 14/01/2008;
- UNI EN 1997-2005-Progettazione Geotecnica

Le azioni indotte dal terreno in condizioni sismiche sulle strutture della spalla sono valutate con le seguenti modalità.

Le azioni sismiche orizzontali e verticali che si interessano le strutture delle spalle ed il terreno di riempimento tra i muri andatori sono state valutate in accordo alle specifiche fornite dal DM 14/01/08 per la verifica sismica delle opere di sostegno (prg 7.11.6.2.1 *Metodi di analisi*).

Nello specifico, le azioni le forze di inerzia orizzontali (F_h) e verticali (F_v) da considerare nell'ambito delle verifiche con metodi pseudo statici, si ottengono applicando ai pesi propri e permanenti i seguenti coefficienti sismici

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

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

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

dove

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

g = accelerazione di gravità.

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

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

dove

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

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

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

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

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

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

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

Figura 12 – Coefficienti sismici (estratto D.M. 14/01/2008 p.to 7.11.6.2.1)

Con riferimento al valore da assegnare al coefficiente β_m , si è fatto riferimento alle indicazioni di cui alla Tabella 7.1.II riportata nella stessa sezione della norma, tenendo tuttavia conto della specifica che prescrive, nel caso di muri che non siano in grado di subire spostamenti (quale è il caso delle spalle del viadotto in questione che in virtù della elevata rigidità sia del sistema di fondazione che della parte in elevazione, è interessata da spostamenti trascurabili durante l'evento sismico) un valore del coefficiente β_m pari ad 1.0. Assumendo tale valore si considera che, cautelativamente, il terreno di riempimento è rigidamente connesso alla spalla e non subisce deformazioni o movimenti relativi rispetto ad essa.

I coefficienti sismici allo SLV sono quindi pari a:

- $K_h = 0.286$
- $K_v = 0.143$

La forza di calcolo E_d è da considerare come la risultante delle spinte statiche e dinamiche del terreno.

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

La spinta totale di progetto E_d esercitata dal terrapieno ed agente sull'opera di sostegno in condizioni sismiche e data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) K H^2 + E_{ws}$$

dove:

- H è l'altezza del muro;
- E_{ws} è la spinta idrostatica;
- γ è il peso specifico del terreno (definito ai punti seguenti);
- K è il coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico).

Il coefficiente di spinta del terreno può essere calcolato mediante la formula di Mononobe e Okabe.

Per stati di spinta attiva:

$$\beta \leq \phi - \theta : K = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\phi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\phi - \theta - \delta) \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta : K = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

Nelle precedenti equazioni vengono usati i seguenti valori:

- $\phi = 38^\circ$ angolo di resistenza a taglio del terreno in condizioni di sforzo efficace;
- $\psi = 90^\circ$ angolo d'inclinazione rispetto all'orizzontale della parete del muro di monte;
- $\beta = 0^\circ$ angolo d'inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno;
- $\delta/\phi = 0.66$ rapporto angolo di attrito terra-muro e angolo di resistenza a taglio
- $\tan \theta = \frac{k_h}{1 + k_v}$

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE**Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica Sud/Castelraimondo Nord**

PONTE MISTRIANO – Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. C	Pag.di Pag. 33 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

In particolare, per il calcolo della spinta statica esercitata sul muro frontale e sui muri laterali dal terreno contenuto nella spalla, si è fatto riferimento, per la fase statica, ad una situazione di spinta a riposo (K_0); per quanto riguarda invece la fase sismica, si sommano agli effetti di una situazione di spinta attiva, gli incrementi di spinta esercitati dal terreno in fase sismica ottenuti convenzionalmente come differenza tra spinta attiva valutata in condizioni sismiche (K'_a , calcolato con l'espressione di Mononobe-Okabe) ed in fase statica.

Infine, nel caso specifico non essendo presente la falda, la spinta idrostatica è nulla.

8. METODI DI ANALISI E DI VERIFICA

8.1 ANALISI STATICA

L'analisi statica è stata sviluppata per le seguenti condizioni di carico:

- pesi propri e carichi permanenti (Gi);
- carichi da traffico e azione del vento (Qi);

Le resistenze parassite dei vincoli Q7, sono state valutate a seguito dei risultati derivanti dal modello di calcolo globale, in quanto sono un'aliquota degli scarichi agenti sugli appoggi (vedi paragrafo specifico).

L'analisi è stata sviluppata per le diverse condizioni di carico precedentemente indicate.

8.2 ANALISI SISMICA

La valutazione delle azioni sismiche e dei criteri di dimensionamento delle sottostrutture e dei dispositivi di isolamento è stata sviluppata nel rispetto delle indicazioni e prescrizioni riportate nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008).

Si osserva che per le zone sismiche in esame la nuova normativa prevede valori massimi delle accelerazioni (spettro di risposta elastico) dell'ordine di 0.7 g (SLV) – 0.9 g (SLC). Tali azioni risultano particolarmente gravose nei riguardi delle sottostrutture. Pertanto al fine di contenere in limiti realistici le dimensioni di spalle e fondazioni, risulta indispensabile l'adozione di dispositivi di isolamento idonei a limitare l'azione sismica in valori accettabili.

Per la valutazione delle azioni sismiche e per la definizione delle caratteristiche meccaniche dei dispositivi di isolamento, si è proceduto con i seguenti criteri e considerazioni preliminari:

- obiettivo del sistema di isolamento sismico è il contenimento delle azioni orizzontali trasmesse alle sottostrutture in valori compresi tra il 10% ed il 20% del peso dell'impalcato. In particolare, si è proceduto dimensionando gli isolatori in modo da limitare l'azione trasversale sismica in circa il 20 % del peso dell'impalcato, e l'azione sismica longitudinale in circa il 10 % del peso dell'impalcato. Tale scelta è considerata ottimale ai fini del dimensionamento delle sottostrutture;
- il dispositivo di isolamento sismico longitudinale o trasversale comporta durante l'evento sismico uno spostamento relativo tra sottostrutture (spalle) ed impalcato il cui valore risulta determinante per l'abbattimento dell'azione sismica. Tale valore non può d'altra parte risultare troppo elevato e quindi incompatibile con il funzionamento degli apparecchi di appoggio e dei giunti. Per il dimensionamento del sistema di isolamento è stato fissato come spostamento relativo massimo un valore di circa ± 100 mm per gli isolatori longitudinali, e di circa ± 50 mm per gli isolatori trasversali;

Per la valutazione delle azioni sismiche e per il dimensionamento delle sottostrutture, si è fatto riferimento sia ad un procedimento elastico lineare equivalente sia ad un'analisi dinamica non lineare basata sull'effettivo legame costitutivo degli isolatori. La procedura adottata è caratterizzata dalle seguenti fasi e modalità:

- Preliminarmente gli isolatori sono stati schematizzati con un modello viscoelastico lineare, conformemente alle indicazioni di normativa e a criteri di progettazione recentemente proposti e adottati^{1 2 3 4}. Per il dimensionamento del dispositivo lineare equivalente e delle azioni sismiche si è proceduto con la metodologia basata sugli spostamenti (Displacement-Based Approach) che caratterizza l'input sismico assegnando lo spostamento relativo massimo tra suolo e struttura. Nel caso in esame tale spostamento relativo coincide, ad esempio, per sisma longitudinale, con la deformazione del dispositivo. Successivamente è stato definito il legame costitutivo non lineare caratterizzante l'isolatore sismico elastoplastico reale, e sulla base di modelli semplificati ad un grado di libertà è stata verificata la sostanziale equivalenza fra il comportamento dell'oscillatore semplice in presenza del dispositivo elastoplastico e del dispositivo elasto-viscoso lineare "equivalente" (vedi anche OPCM 3274 d.d. 20/03/2003).
- La seconda fase della procedura consiste nella valutazione degli effetti indotti dalle azioni sismiche sul modello globale della struttura precedentemente descritto nel paragrafo 7.2. Gli isolatori sono schematizzati come elementi viscoelastici lineari, equivalenti agli effettivi dispositivi elastoplastici, e gli effetti delle azioni sismiche sono valutati con l'analisi dinamica modale e l'utilizzo dello spettro di risposta presentato al paragrafo 5.11. Le sollecitazioni così determinate sono state utilizzate per le verifiche di resistenza delle sottostrutture successivamente sviluppate.
- La terza fase prevede l'analisi dinamica non lineare del modello globale introducendo per gli isolatori elementi link con l'effettivo comportamento elastoplastico, ed applicando come azione gli accelerogrammi artificiali opportunamente generati (vedi D.M. 14/1/08).

In tale sede si specifica che il D.M. 14/01/2008 al p.to 7.10.5.2 prevede delle condizioni per l'adozione della modellazione del sistema di isolamento come lineare equivalente:

- a) la rigidità equivalente del sistema d'isolamento è almeno pari al 50% della rigidità secante per cicli con spostamento pari al 20% dello spostamento di riferimento;
- b) lo smorzamento lineare equivalente del sistema di isolamento, come definito in precedenza, è inferiore al 30%;
- c) le caratteristiche forza-spostamento del sistema d'isolamento non variano di più del 10% per effetto di variazioni della velocità di deformazione, in un campo del $\pm 30\%$ intorno al valore di progetto, e dell'azione verticale sui dispositivi, nel campo di variabilità di progetto;

¹ Mervyn J. Kowalsy – A displacement-based approach for seismic design of continuous concrete

² B.Borzi, G.M.Calvi, A.S.Elnashai, E.Faccioli,J.J.Bommer - Inelastic spectra for displacement – based seismic design - Soil Dynamics and Earthquake engineering 21 (2001) 47-61.

³ AASHTO 1999 - Guide Specifications for Seismic Isolation Design.

⁴ Fib bulletin 25 may 2003 – Displacement-Based seismic design of reinforced concrete buildings.

- d) l'incremento della forza nel sistema d'isolamento per spostamenti tra $0,5d_{dc}$ e d_{dc} , essendo d_{dc} lo spostamento del centro di rigidità dovuto all'azione sismica, è almeno pari al 2,5% del peso totale della sovrastruttura.

Nel caso in esame, tralasciando la condizione c) che fa riferimento a dispositivi di isolamento le cui caratteristiche variano per effetto delle velocità di deformazione (es. dissipatori viscosi) o dei carichi verticali agenti (es. isolatori a scorrimento o elastomerici), l'unica condizione soddisfatta risulta essere la condizione b), mentre le condizioni a) e d) non risultano verificate. La modellazione degli isolatori con sistemi a comportamento elastico lineare equivalente a rigore non è utilizzabile; i risultati dell'analisi dinamica non lineare, però, forniscono valori delle sollecitazioni e degli spostamenti affini a quelli ottenuti con il modello lineare "equivalente" per gli isolatori, e, pertanto, confermano la validità dei risultati ottenuti con tale analisi. Nel seguito vengono dettagliate le modalità di calcolo adottate e i risultati ottenuti.

8.2.1 Dimensionamento degli isolatori sismici

Per il dimensionamento degli isolatori trasversali e longitudinale si schematizza il comportamento della struttura con un modello ad un grado di libertà caratterizzato da un solo isolatore con legge costitutiva lineare e non lineare.

Nella direzione trasversale, il modello è costituito da una massa corrispondente a metà dell'impalcato vincolato con dispositivo di isolamento sismico a un vincolo fisso (spalla).

Nella direzione longitudinale, il modello è costituito da una massa corrispondente alla massa dell'intero impalcato vincolata con un dispositivo di isolamento sismico alla spalla fissa considerata rigida.

È necessario precisare che gli isolatori reali sono non lineari e, per questo motivo, la progettazione e la verifica dell'isolatore è sviluppata seguendo una procedura a due passi: nel primo si progettano le caratteristiche dell'isolatore utilizzando come modello un isolatore equivalente viscoelastico lineare, nel secondo vengono definite le caratteristiche dell'isolatore elastoplastico non lineare reale. Successivamente, al fine di verificare la sostanziale equivalenza fra l'isolatore lineare e quello effettivo, viene sviluppata un'analisi dinamica non lineare utilizzando tre gruppi di *accelerogrammi spettrocompatibili*, ossia accelerogrammi il cui spettro affine allo spettro di risposta definito da normativa.

8.2.1.1 *Isolatore viscoelastico lineare "equivalente"*

Le caratteristiche dell'elemento elastico viscoso lineare sono fissate a partire dallo spostamento relativo massimo ammissibile (denotato con 'd') e assumendo un valore prefissato per il coefficiente di smorzamento equivalente (denotato con 'ξ'). Nel caso in esame si è proceduto adottando cautelativamente il valore $\xi = 25\%$.

Dallo spettro di risposta elastica in spostamento viene dedotto, per i valori assegnati di d e ξ il periodo dell'oscillatore ed infine, in funzione della massa viene dedotta la rigidità "equivalente" e la forza massima che si prevede sarà trasmessa dall'isolatore.

Di seguito si riporta il dimensionamento degli isolatori longitudinali e trasversali.

Direzione longitudinale

Per il viadotto in esame si considera, per esempio, l'intero impalcato e la direzione longitudinale del sisma.

- 1) Si valuta, inizialmente, la massa dell'impalcato:
 - P = peso proprio e permanenti portati = 6642 kN;
 - M = massa dell'impalcato = 678 t (kN sec²/m);
- 2) Si fissa uno spostamento massimo $\delta_{max} = 100$ mm;
- 3) In corrispondenza del coefficiente viscoso $\xi=25\%$ e dallo spettro di risposta in termini di spostamenti, si sceglie il periodo che corrisponde a δ_{max} : $T(\delta_{max}) = 2.0$ sec

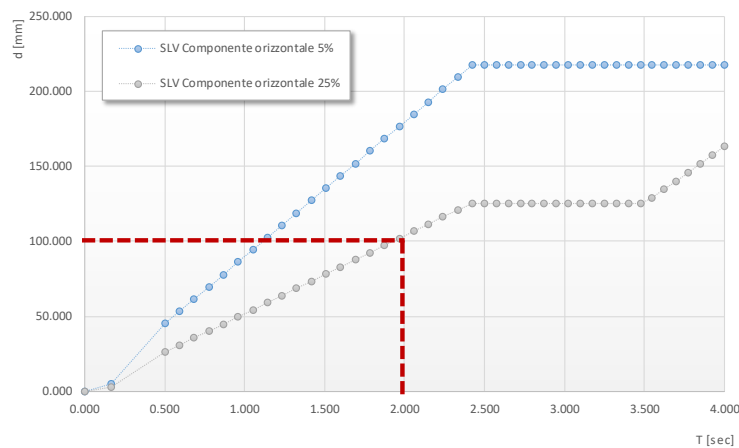


Figura 13 - Relazione fra spostamento di soglia e periodo di progetto (direzione longitudinale)

- 4) Si valuta la rigidezza $K = M \cdot (T/(2\pi))^{-2}$ corrispondente al periodo T: $K_{E,Eq} = 6700$ kN/m
- 5) Si determina nello spettro di risposta in termini di accelerazioni la forza massima denotata con $F_{max} = 665$ kN (0.1*P);

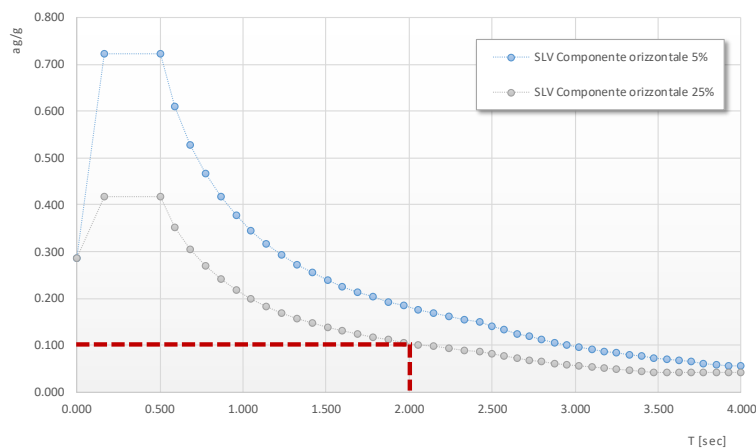


Figura 14 - Relazione fra spostamento di soglia e periodo di progetto (direzione longitudinale)

Direzione trasversale

Per il viadotto in esame si considera la massa di metà impalcato

- 1) Si valuta, inizialmente, la massa dell'impalcato:
 - P = peso proprio e permanenti portati = 3321 kN;
 - M = massa dell'impalcato = 338.5 t (kN sec²/m);
- 2) Si fissa uno spostamento massimo $\delta_{max} = 50$ mm;
- 3) In corrispondenza del coefficiente viscoso $\xi=25\%$ e dallo spettro di risposta in termini di spostamenti, si sceglie il periodo che corrisponde a δ_{max} : $T(\delta_{max}) = 1.0$ sec

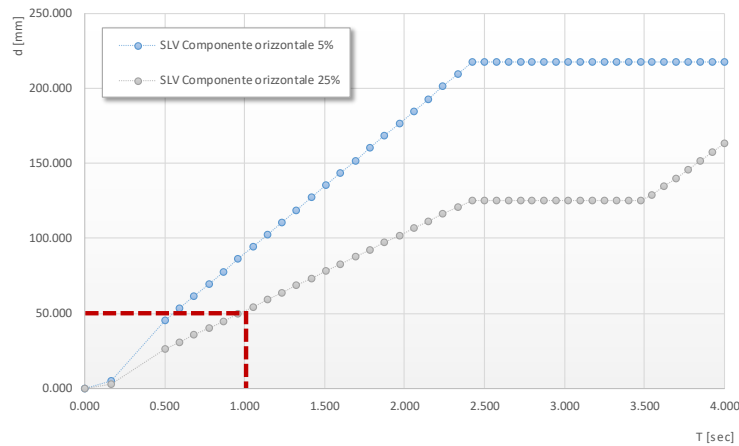


Figura 15 – Relazione fra spostamento di soglia e periodo di progetto (direzione trasversale)

- 4) Si valuta la rigidezza $K = M \cdot (T/(2\pi))^{-2}$ corrispondente al periodo T: $K_{E,Eq} = 13350$ kN/m
- 5) Si determina nello spettro di risposta in termini di accelerazioni la forza massima denotata con $F_{max} = 665$ kN ($0.2 \cdot P$);

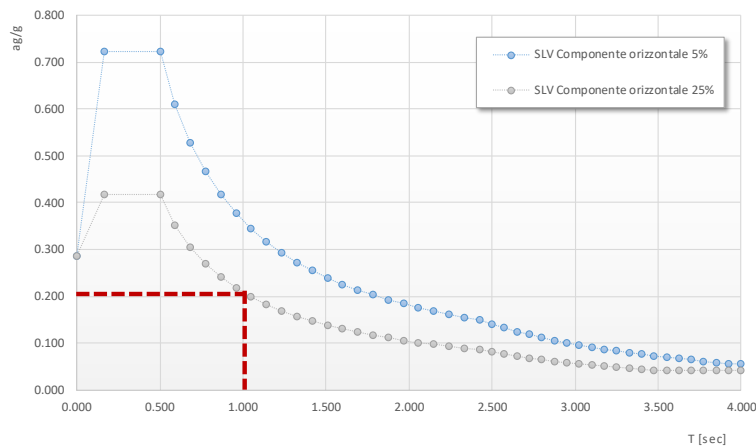


Figura 16 - Relazione fra spostamento di soglia e periodo di progetto (direzione trasversale)

8.2.1.2 Isolatori elastoplastici

Tali elementi sono realizzati con lastre in acciaio opportunamente sagomate e pertanto il loro comportamento (forza – scorrimento) è inizialmente elastico con graduale passaggio alla fase di snervamento e successivo comportamento plastico incrudente.

In presenza di azioni cicliche l'elemento presenta allo scarico un comportamento di tipo elastico e, quindi, conformemente alle indicazioni normative, il legame F- δ può essere schematizzato con un legame bilineare del tipo indicato in figura.

I dispositivi sono caratterizzati dalla forza di snervamento $F_y=F_1$, dalla forza massima $F_{max}=F_2$ e dalle rigidezze K_{iniz} - K_{fin} relative al tratto elastico ed al tratto plastico delimitati dai parametri di spostamento $\delta^{min}=d_1$ e $\delta^{max}=d_2$. Di seguito si riportano i valori relativi al sisma trasversale.

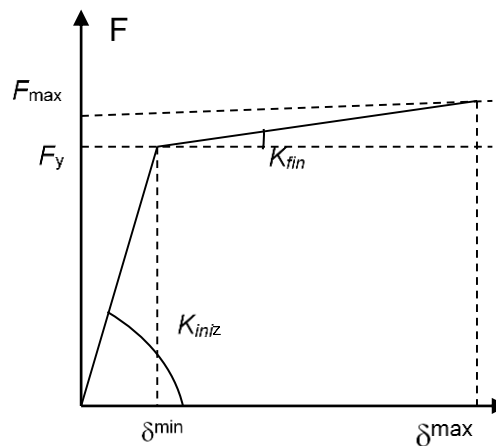


Figura 17 - Andamento qualitativo della legge forza-scorrimento caratteristica degli isolatori elastoplastici

I parametri F_y , δ^{min} , K_{iniz} e K_{fin} sono stati definiti come segue:

- La soglia di snervamento dell'isolatore è valutata pari a $F_y = F_{max} / 1.15$.
- Lo spostamento corrispondente alla forza di snervamento è assunto pari a circa $\delta^{min} = 0.1 \times \delta^{max}$
- Pertanto la rigidezza iniziale dell'isolatore è:

$$K_{iniz} = \frac{F_y}{\delta^{min}}$$

- Infine, la rigidezza nella fase di incrudento è pari a:

$$K_{fin} = \frac{F_{max} - F_y}{\delta^{max} - \delta^{min}}$$

Tale procedimento è stato adottato sia per il dimensionamento degli isolatori trasversali sia per quello longitudinale partendo dai valori di F_{max} e δ^{max} precedentemente ottenuti nel dimensionamento dell'isolatore viscoelastico lineare.

In definitiva il comportamento e l'equivalenza fra i due modelli è riassunto nella figura seguente.

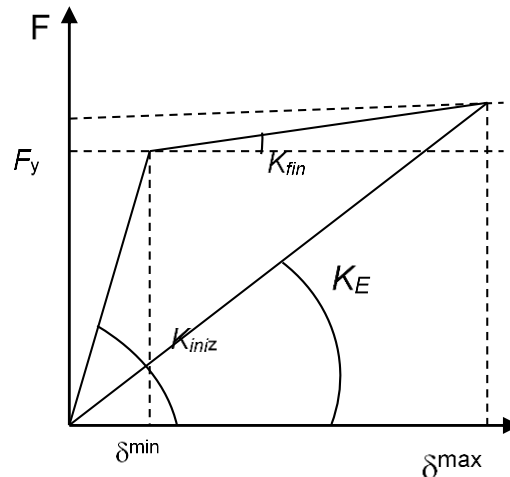


Figura 18 - Schema di equivalenza fra l'isolatore non lineare e l'isolatore lineare equivalente (K_E)

L'equivalenza dei due modelli è stata verificata analizzando il comportamento di oscillatori elastoplastici con analisi dinamica non lineare al passo applicando gli accelerogrammi artificiali specificati nel paragrafo 'Analisi dinamica non lineare'.

Da numerose analisi sviluppate è risultato che i valori di F_{max} e δ^{max} dell'oscillatore risultano sempre inferiori ai valori corrispondenti al modello viscoelastico lineare "equivalente". Tale risultato indica che il coefficiente di smorzamento equivalente ξ del modello viscoelastico lineare dovrebbe essere incrementato oltre il valore del 25% fissato per il dimensionamento.

Nell'analisi dinamica modale si è comunque conservato il valore $\xi = 25\%$ e, pertanto, i risultati ottenuti sono sicuramente cautelativi.

I parametri K_{inz} degli isolatori sismici trasversali e longitudinali sono stati utilizzati nell'analisi statica del modello globale, per modellare i link elastici trasversali presenti in corrispondenza delle pile e di quello longitudinale presente sulla spalla fissa.

I parametri K_E degli isolatori sismici trasversali e longitudinali sono stati utilizzati nell'analisi dinamica modale del modello globale, per modellare i link elastici trasversali presenti in corrispondenza delle pile e di quello longitudinale presente sulla spalla fissa.

I parametri F_y , δ^{min} , K_{inz} e K_{fin} sono stati utilizzati nell'analisi dinamica non lineare del modello globale, per modellare i link elastoplastici trasversali presenti in corrispondenza delle pile e di quello longitudinale presente sulla spalla fissa.

I valori complessivi delle forze F_{maxL} e F_{maxT} sono deducibili dalle indicazioni riportate nelle tavole "apparecchi di appoggio e giunti".

Tabella 19 – Parametri per il modello elasto-equivalente

DIMENSIONAMENTO ISOLATORE ELASTICO EQUIVALENTE									
Direzione	Spalla	G kN	m kNs ² /m	d _{max} mm	T sec	K _E kN/m	F _{max} kN	n _{is} -	K _{E,1} kN/m
Longitudinale	S1	6650	678.2	100	2	6693	669	2	3347
	S2	-	-	-	-	-	-	-	-
Trasversale	S1	3325	339.1	50	1	13386	669	2	6693
	S2	3325	339.1	50	1	13386	669	2	6693

I parametri F_y , δ^{\min} , K_{inz} e K_{fin} del modello elastoplastico corrispondenti agli isolatori sismici sono riassunti nella tabella seguente.

Tabella 20 – Parametri per il modello elasto-plastico

DIMENSIONAMENTO ISOLATORE ELASTO-PLASTICO										
Direzione	Spalla	F _{max} kN	F _y kN	d _{max} mm	d _y mm	K _{in} kN/m	K _{fin} kN/m	n _{is} -	K _{in} kN/m	K _{fin} kN/m
Longitudinale	S1	669	582	100	10	58201	970	2	29101	485
	S2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Trasversale	S1	669	582	50	5	116402	1940	2	58201	970
	S2	669	582	50	5	116402	1940	2	58201	970

Si sottolinea che, per ogni dispositivo, è stato verificato che il valore della forza di snervamento è sempre largamente superiore alla forza indotta nell'isolatore dalle azioni statiche determinate nell'analisi statica.

8.2.2 Analisi dinamica lineare (analisi modale)

L'analisi dinamica modale è stata sviluppata utilizzando il modello globale illustrato nei paragrafi precedenti ed utilizzando gli spettri di risposta presentati nel paragrafo relativo all'analisi dei carichi.

I parametri K_E degli isolatori sismici trasversali e longitudinali valutati precedentemente sono stati utilizzati per modellare i link elastici presenti in corrispondenza delle sottostrutture.

8.2.3 Analisi dinamica non lineare

L'analisi non lineare delle sollecitazioni indotte dal sisma, sulla generica pila e sulle spalle del viadotto, è stata effettuata utilizzando il programma di calcolo agli elementi finiti Midas Civil 2016, che consente il calcolo delle massime sollecitazioni in qualsiasi elemento della struttura sottoposta ad un accelerogramma dato e in presenza di elementi *link non lineari*.

Infine sono stati generati, tramite il software di calcolo citato, tre accelerogrammi di progetto della durata di 4 sec e compatibili con lo spettro di risposta orizzontale di normativa valutati con un coefficiente pari al 5 % e relativi allo SLC.

Si riportano di seguito gli accelerogrammi generati. Infine per ognuno degli accelerogrammi si riporta lo spettro in termini di pseudo-accelerazioni che consente la verifica della coerenza in media con le prescrizioni da normativa.

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica Sud/Castelraimondo Nord

PONTE MISTRIANO – Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. C	Pag.di Pag. 42 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

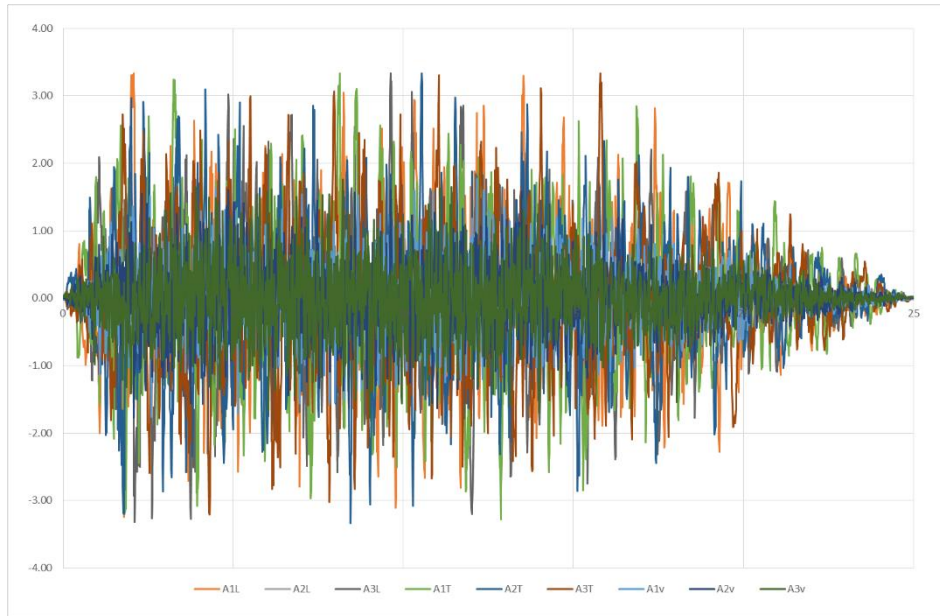


Figura 19 – Accelerogrammi 1, 2 e 3

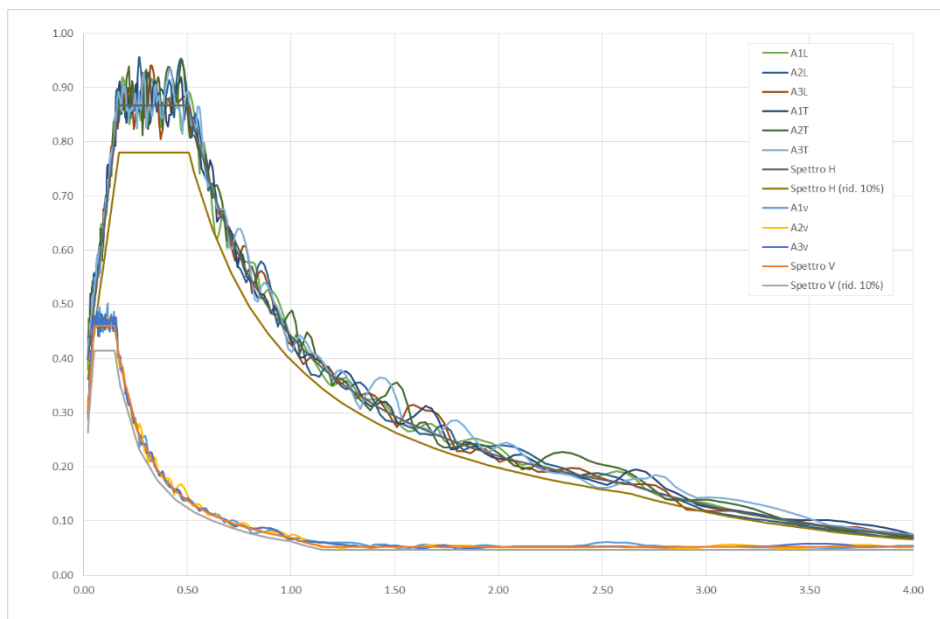


Figura 20 – Spettri associati agli accelerogrammi 1, 2 e 3 e confronto con lo spettro allo SLV

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica Sud/Castelraimondo Nord

PONTE MISTRIANO – Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. C	Pag.di Pag. 43 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

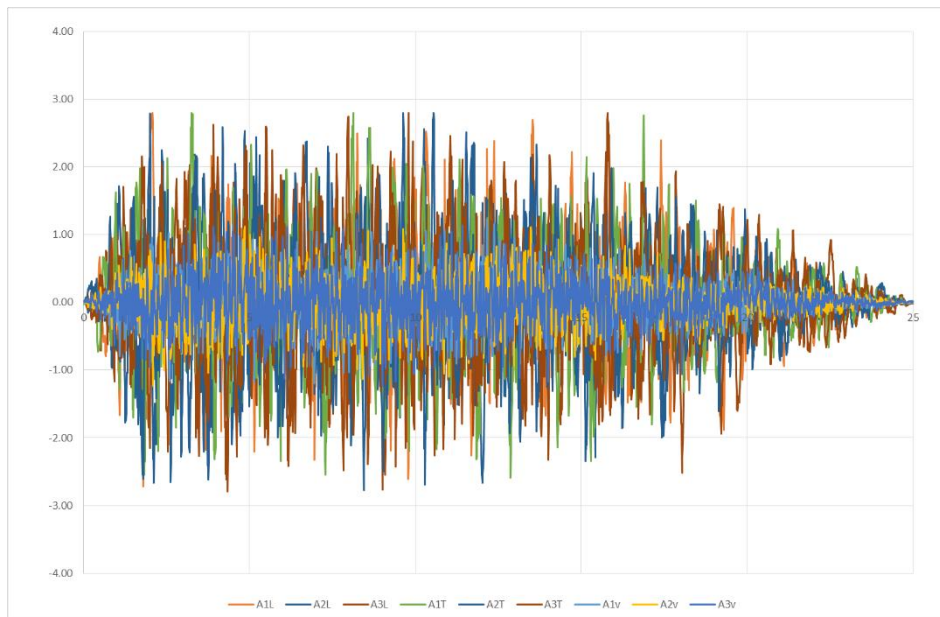


Figura 21 – Accelerogrammi spettrocompatibili (SLV)

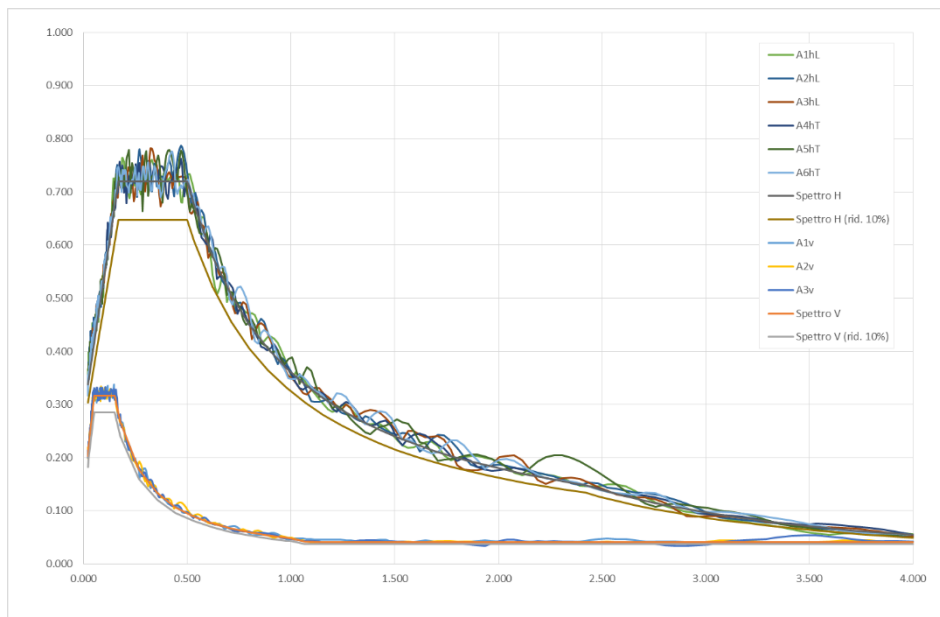


Figura 22 – Spettri associati agli accelerogrammi e confronto con lo spettro allo SLV

Si è verificato il rispetto delle condizioni di compatibilità imposta di cui dal D.M. 14/01/2008.

8.2.4 Risultati dell'analisi in direzione longitudinale

Di seguito si riportano i diagrammi di spostamento e di forza in funzione del tempo, per la durata dell'evento, e il diagramma forza spostamento ottenuto per il modello globale non lineare per effetto di un sisma longitudinale.

Lo spostamento massimo ottenuto con l'analisi non lineare risulta pari a circa 101 mm con riferimento alle condizioni di stato limite di collasso, adottando cioè accelerogrammi compatibili con lo spettro di risposta elastico per lo stato limite di collasso definito dal D.M. 14/01/08 e modificando opportunamente le rigidezze degli isolatori.

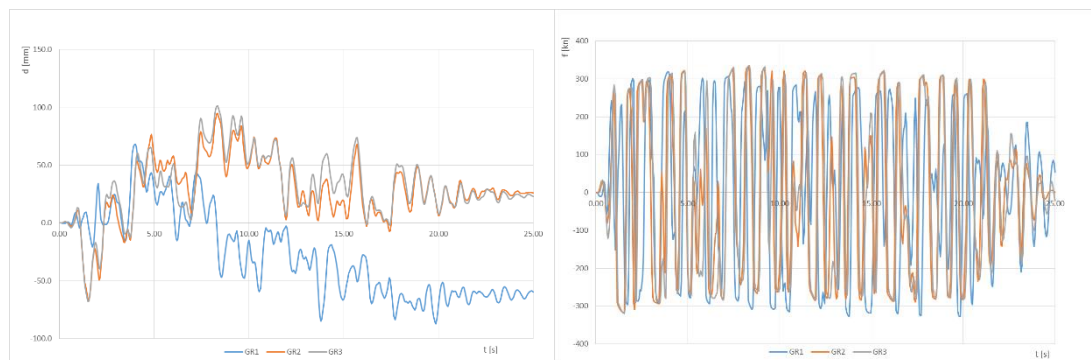


Figura 23 – Spostamenti relativi e forze impalcato-sottostrutture durante gli eventi sismici 1, 2 e 3

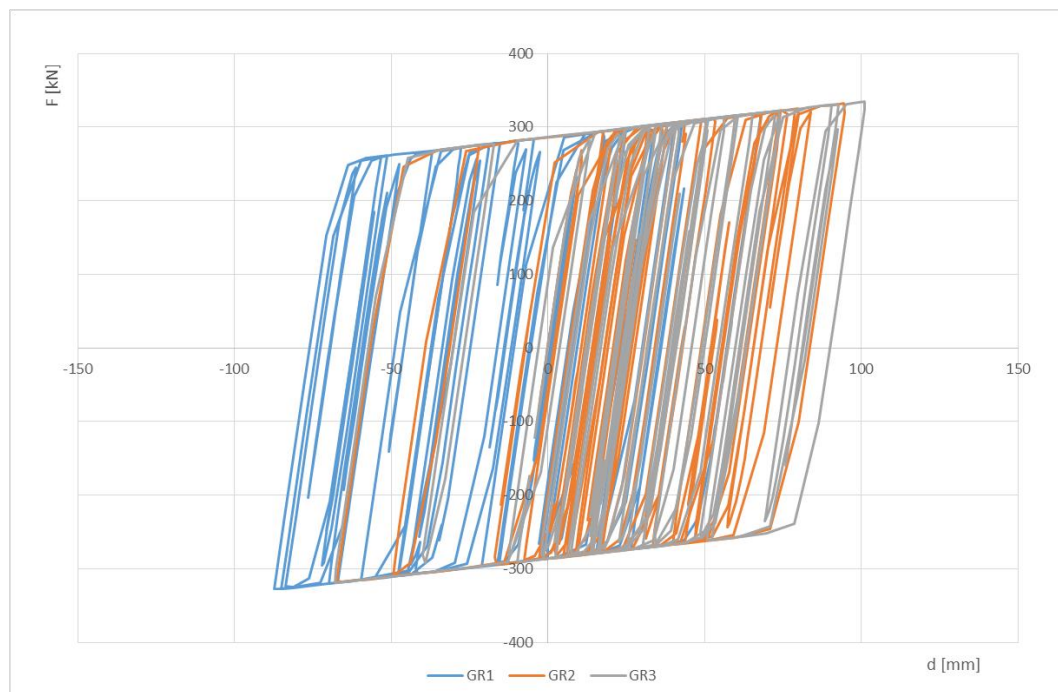


Figura 24 – Legame forza-spostamento nei dispositivi di isolamento longitudinale durante gli eventi sismici 1, 2 e 3

8.2.5 Risultati dell'analisi in direzione trasversale

Di seguito si riportano i diagrammi di spostamento e di forza in funzione del tempo, per la durata dell'evento, e il diagramma forza spostamento ottenuto per il modello globale non lineare per effetto di un sisma longitudinale.

Lo spostamento massimo ottenuto con l'analisi non lineare risulta pari a circa 51 mm con riferimento alle condizioni di stato limite di collasso, adottando cioè accelerogrammi compatibili con lo spettro di risposta elastico per lo stato limite di collasso definito dal D.M. 14/01/08 e modificando opportunamente le rigidezze degli isolatori.

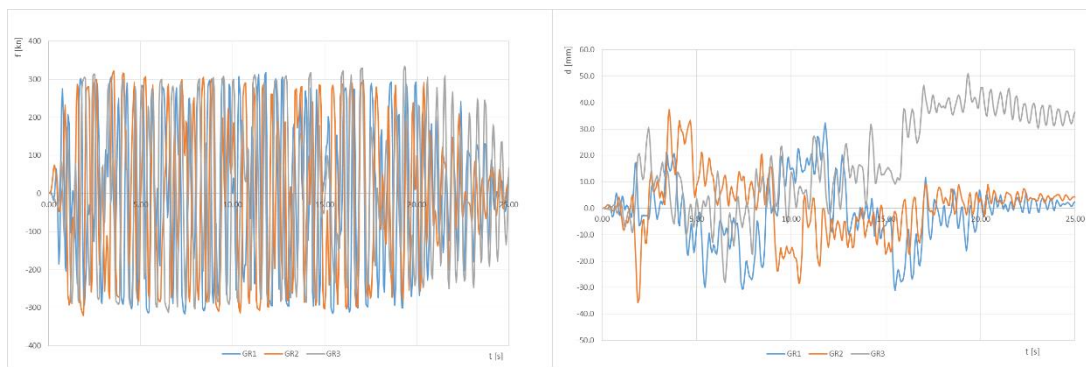


Figura 25 – Spostamenti relativi e forze impalcato-sottostrutture durante gli eventi sismici 1, 2 e 3

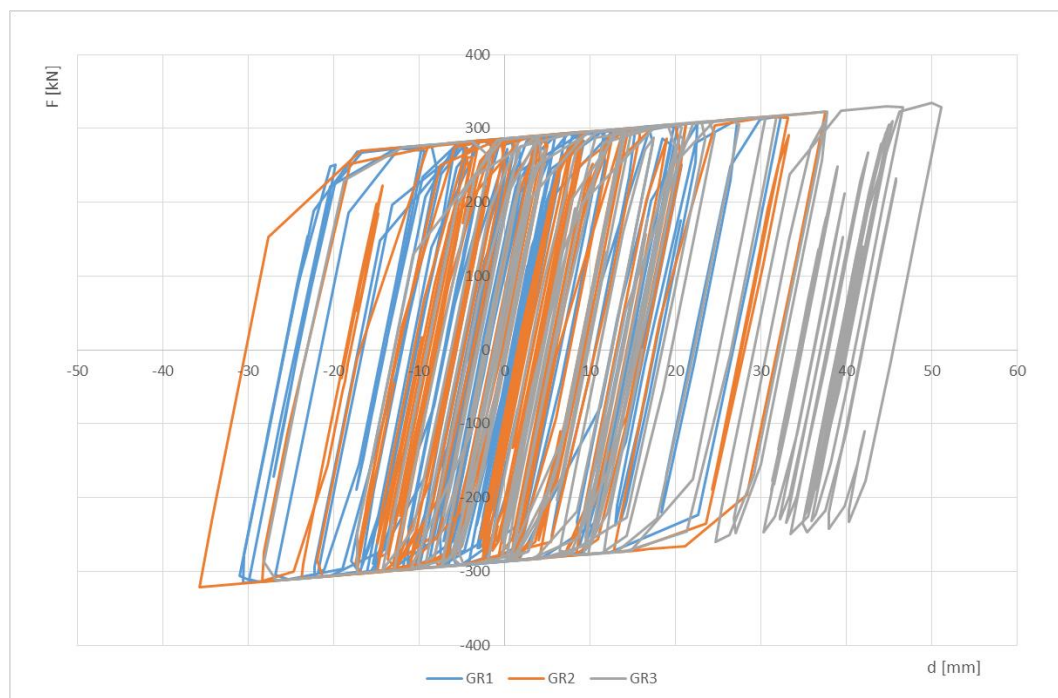


Figura 26 – Legame forza-spostamento nei dispositivi di isolamento trasversale durante gli eventi sismici 1, 2 e 3

8.3 CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI

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

8.3.1 Verifiche allo SLU

Nelle combinazioni di SLU, si è dunque controllato il rispetto della condizione:

$$S_{Rd}/S_{Ed} \geq 1$$

Con:

- S_{Rd} la capacità resistente della sezione (a pressoflessione /taglio)
- S_{Ed} la sollecitazione di domanda (a pressoflessione/taglio)

I domini di resistenza a pressoflessione delle sezioni in calcestruzzo armato allo SLU sono stati ricavati con il software commerciale PresFle+ distribuito dalla Concrete.

Il valore del taglio resistente è stato invece calcolato in accordo con la normativa attraverso un apposito foglio di calcolo. Nel caso di sezioni armate a taglio, il valore è stato calcolato, cautelativamente, ipotizzando un'inclinazione della biella di calcestruzzo del meccanismo di rottura a taglio pari a 45°.

8.3.2 Verifiche allo SLE

8.3.2.1 *Verifica di limitazione delle tensioni in esercizio*

La massima tensione di compressione del cls deve rispettare la limitazione:

- $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ per combinazione caratteristica (rara);
- $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente.

La massima tensione dell'acciaio deve rispettare la limitazione:

- $\sigma_s < 0.8 f_{yk}$ per combinazione caratteristica.

8.3.2.2 *Verifica di fessurazione*

Si svolgono le verifiche allo stato limite di apertura delle fessure, verificando che il valore di apertura delle fessure rispetti i valori limite prescritti dalla normativa, a seconda dell'elemento strutturale da verificare, delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature ai fenomeni di corrosione. I limiti di apertura delle fessure sono scelti, a partire dalla classe di esposizione del calcestruzzo, considerando condizioni ambientali aggressive (in accordo con la Tabella 4.2.III del D.M. 14/01/2008 per classi di esposizione XF2, XC4, XA2) e armature poco sensibili ai fenomeni di corrosione. I valori limiti di apertura delle fessure sono:

- $w_1 = 0.2$ mm per combinazione dei carichi quasi permanente;
- $w_2 = 0.3$ mm per combinazione dei carichi frequente.

9. VERIFICA DELLA SPALLA FISSA (S2)

Il modello a mensola utilizzato per il calcolo e la verifica dell'elevazione delle spalle è quello descritto nel paragrafo 7.3. Tutti i muri sono considerati sconnessi fra loro per la valutazione delle sollecitazioni alla base e quindi le azioni provenienti dal modello telaio del viadotto sono applicate solamente al muro frontale. Tale schema pur risultando cautelativo, non fornisce sovrastime eccessive nel calcolo dei quantitativi di armatura previsti.

Per quanto riguarda la platea, si sono effettuate due analisi distinte per lo zoccolo anteriore e per la platea posteriore compresa tra il muro frontale e i muri laterali. Nel primo caso si è considerato un modello tirante-puntone sulla base della massima reazione dei pali, mentre nel secondo caso le sollecitazioni flettenti e taglianti sono state valutate con un modello agli elementi finiti di piastra vincolata con appoggi in corrispondenza del muro frontale e dei muri laterali e soggetta ai carichi verticali dovuti al peso proprio, al peso del terreno di riempimento, e alle azioni verticali dei pali.

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

9.1 MURO FRONTALE

Le sollecitazioni riportate nella seguente tabella sono state ottenute dal modello di calcolo sviluppato in Midas Civil e descritto nei paragrafi precedenti.

Tabella 21 – Scarichi dall'impalcato per combinazioni di carico a quota testa muro

TESTA MURO FRONTALE					
Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
ULS_A1_Gr1(max)	8138	0	2090	12	156
ULS_A1_Gr2a(max)	6500	0	1530	641	157
ULS_A1_Gr2b(max)	6543	0	1530	7	157
ULS_A1_Gr1(min)	4447	0	427	12	162
ULS_A1_Gr2a(min)	4321	0	443	654	161
ULS_A1_Gr2b(min)	4364	0	443	7	161
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	3475	0	0	681	199
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	3723	0	0	208	662
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	3649	0	0	211	199
SLS_RA_Gr1(max)	6028	0	-1120	9	104
SLS_RA_Gr2a(max)	4815	0	1164	475	105
SLS_RA_Gr2b(max)	4847	0	3518	5	105
SLS_RA_Gr1(min)	3294	0	283	9	108
SLS_RA_Gr2a(min)	3200	0	294	485	107
SLS_RA_Gr2b(min)	3233	0	294	5	107
SLS_FR_Gr1(max)	6028	0	1212	9	2
SLS_FR_Gr2a(max)	4815	0	797	475	1
SLS_FR_Gr2b(max)	4847	0	797	5	1
SLS_FR_Gr1(min)	3294	0	-19	9	2
SLS_FR_Gr2a(min)	3200	0	-8	485	1
SLS_FR_Gr2b(min)	3233	0	-8	5	1
SLS_QP	3235	0	0	0	0

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

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

Tabella 22 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro frontale

MURO FRONTALE	
H Muro Frontale	4.00 m
Spessore Muro Frontale	2.00 m
Lunghezza Muro Frontale	13.65 m
Spessore massimo tratto ringrossato	2.70 m
H tratto ringrossato a spessore costante	0.80 m
H tratto a spessore variabile	1.40 m
Altezza Muro Paraghiaia	3.20 m
Spessore Muro Paraghiaia	0.80 m
Peso Muro Frontale	2756 kN
Peso Muro Paraghiaia	874 kN
Eccentr. appoggi - muro frontale (base)	0.20 m
Eccentr. paraghiaia - muro frontale (base)	-1.30 m
Peso Specifico Terreno di Rilevato	20 kN/mc
Angolo di Attrito Terreno di Rilevato	38 °
Coefficiente di spinta a riposo K_0	0.384
Coefficiente di spinta attiva K_a	0.238
Altezza del rilevato	7.4 m
Spinta a riposo	2458 kN
Spinta attiva	1522 kN
Sovraccarico accidentale da traffico	20 kN/mq
Accelerazione sismica di base a_g	0.206
Coefficiente stratigrafico SS	1.39
Coefficiente topografico ST	1.00
Accelerazione orizzontale massima attesa a_{max}	0.286
β_m (massa cls spalla)	1.000
K_h (cls spalla) =	0.286
K_v (cls spalla)=	0.143
β_m (massa terreno)	1.000
K_h (terreno) =	0.286
K_v (terreno)=	0.143
Coefficiente di spinta attiva con sismiche $K'a$ (M-O)	0.48
Incr. di spinta attiva in condizione sismiche	1549 kN
Inerzia del Muro Frontale (H)	788 kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (H)	250 kN
Inerzia del Muro Frontale (V)	394 kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (V)	125 kN

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

Tabella 23 – Sollecitazioni alla base del muro frontale

BASE MURO FRONTALE					
Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
ULS_A1_Gr1(max)	13038	11646	2715	4227	156
ULS_A1_Gr2a(max)	11400	13006	2158	4632	157
ULS_A1_Gr2b(max)	11444	10477	2158	3998	157
ULS_A1_Gr1(min)	9347	10908	1073	4227	162
ULS_A1_Gr2a(min)	9221	12622	1085	4645	161
ULS_A1_Gr2b(min)	9264	10041	1085	3998	161
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	7104	14741	1687	4789	510
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	7353	6807	5622	2506	1700
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	7279	6803	1687	2509	510
SLS_RA_Gr1(max)	9658	8627	-704	3131	104
SLS_RA_Gr2a(max)	8444	9634	1582	3431	105
SLS_RA_Gr2b(max)	8477	7760	3937	2961	105
SLS_RA_Gr1(min)	6924	8080	715	3131	108
SLS_RA_Gr2a(min)	6830	9350	723	3441	107
SLS_RA_Gr2b(min)	6862	7438	723	2961	107
SLS_FR_Gr1(max)	9658	8627	1219	3131	2
SLS_FR_Gr2a(max)	8444	9634	802	3431	1
SLS_FR_Gr2b(max)	8477	7760	802	2961	1
SLS_FR_Gr1(min)	6924	8080	-11	3131	2
SLS_FR_Gr2a(min)	6830	9350	-2	3441	1
SLS_FR_Gr2b(min)	6862	7438	-2	2961	1
SLS_QP	6864	5575	0	2458	0

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

Tabella 24 – Geometria sezione e armatura del muro frontale

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Frontale	1.0	2.0	1φ26/10	1φ22/20	-

Tabella 25 – Verifiche del muro frontale

BASE MURO FRONTALE - Verifiche allo SLU						
Combinazioni		N kN/m	Mlong kNm/m	Tlong kN/m	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
Max N	ULS_A1_Gr1(max)	955	853	310	5.5	2.56
Min N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	520	1080	351	4.0	2.26
Max ML	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	520	1080	351	4.0	2.26
Max VL	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	520	1080	351	4.0	2.26

BASE MURO FRONTALE - Verifiche allo SLE							
Combinazioni		N	Mlong	Tlong	σ_c	σ_s	Wk
		kN/m	kNm/m	kN/m	Mpa	Mpa	mm
RARA	SLS_RA_Gr1(max) - Max N	708	632	229	-1.5	18.8	0.0
	SLS_RA_Gr2a(min) - Min N	500	685	252	-1.6	34.6	0.0
	SLS_RA_Gr2a(max) - Max ML	619	706	251	-1.7	29.6	0.0
FREQ	SLS_FR_Gr1(max) - Max N	708	632	229	-1.5	18.8	0.0
	SLS_FR_Gr2a(min) - Min N	500	685	252	-1.6	34.6	0.0
	SLS_RA_Gr2a(max) - Max ML	619	706	251	-1.7	29.6	0.0
QP	SLS_QP	503	408	180	-0.9	10.3	0.0

9.2 MURO PARAGHIAIA

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

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

Tabella 26 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro paraghiaia

MURO PARAGHIAIA		
Peso Muro Paraghiaia	64	kN/m
Altezza Muro Paraghiaia	3.2	m
Spessore Muro Paraghiaia	0.8	m
Coefficiente di spinta a riposo K_0	0.384	
Coefficiente di spinta attiva K_a	0.238	
Peso Specifico Terreno di Rilevato	20.0	kN/mc
Sovraccarico accidentale da traffico	20.0	kN/mq
Angolo di Attrito Terreno di Rilevato	38.0	
Spinta a riposo	69.0	kN/m
Spinta attiva	39.8	kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche $K'a$	0.48	
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	28.0	kN/m
Inerzia del Muro Paraghiaia /m	18.3	kN/m

Tabella 27 – Geometria sezione e armatura del muro paraghiaia

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Paraghiaia	1.0	0.8	1 ϕ 20/10	1 ϕ 16/20	-

Tabella 28 – Verifiche del muro paraghiaia

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	kN/m	kNm/m	kN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	64	92	69	-1.3	35.4	0

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S.	C.S.
	KN/m	kNm/m	KN/m	(NRd, MRd)	(VRd)
SLU	86	124	93	7.0	3.5
SLV	64	124	86	7.0	3.8

9.3 MURI LATERALI

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

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

Tabella 29 – Valutazioni pesi e spinte agenti sui muri laterali

MURI LATERALI	
Muro laterale H1	2.00 m
Muro laterale s1	1.50 m
Muro laterale H2	2.00 m
Muro laterale s2	1.00 m
Muro laterale H3	3.60 m
Muro laterale s3	0.50 m
Altezza totale muri laterali	7.6 m
Spessore medio Muri Laterali	0.89 m
Lunghezza Massima muri laterali	4.2 m
Peso Muro laterale (singolo)	714 kN
Peso totale Muri laterali	1428 kN
Spinta a riposo (con 100% sovraccarichi)	292.3 kN/m
Spinta a riposo (con 50% sovraccarichi)	263.0
Spinta attiva	173.9 kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'a	0.48
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	147.3 kN/m
Inerzia del Muro laterale /m	49 kN/m

Tabella 30 – Geometria sezione e armatura dei muri laterali (sezione di base H1)

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Laterale (H1)	1.0	1.5	1φ22/10	1φ20/20	1φ12/40x40

Tabella 31 – Verifiche dei muri laterali (sezione di base H1)

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ _c	σ _s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	183	865	269	-3.1	107	0

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
	KN/m	kNm/m	KN/m		
SLU	246	1168	404	2.63	1.82
SLV	183	1272	381	2.35	1.95

In maniera analoga si ottengono le sollecitazioni in corrispondenza dei cambiamenti di sezione del muro. Di seguito si riportano le relative verifiche strutturali.

Tabella 32 – Geometria sezione e armatura dei muri laterali (sezione intermedia H2)

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Laterale (H2)	1.0	1.0	1φ22/10	1φ20/20	-

Tabella 33 – Verifiche dei muri laterali (sezione intermedia H2)

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	89	310	132	-3.0	103.6	0.000

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
	KN/m	kNm/m	KN/m		
SLU	120	418	205	2.76	1.69
SLV	89	420	185	2.70	1.87

Tabella 34 – Geometria sezione e armatura dei muri laterali (sezione superiore H3)

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Laterale (H3)	1.0	0.5	1φ20/10	1φ16/20	-

Tabella 35 – Verifiche dei muri laterali (sezione superiore H3)

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	45	123	69	-3.6	93.1	0.046

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
	KN/m	kNm/m	KN/m		
SLU	61	166	112	3.32	2.27
SLV	45	152	96	3.38	2.66

9.4 PLINTO DI FONDAZIONE

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

Nella tabella che segue sono indicati i parametri geometrici, meccanici e di carico del plinto utilizzati nell'analisi per il calcolo della risultante e momento risultante rispetto al baricentro del plinto di fondazione. L'azione orizzontale derivante dall'impalcato è stata considerata sia con verso concorde che discorde alla spinta del terreno di rinterro.

Tabella 36 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul plinto di fondazione

PLINTO DI FONDAZIONE	
Eccentricità long Muri laterali -Plinto	-2.7 m
Peso Muro Frontale	2756 kN
Ecc. Long. Muro Frontale - Plinto	0.40 m
Ecc.Appoggi Plinto	0.60 m
Peso Muro Paraghiaia	874 m
Ecc. Long. Muro Paraghiaia - Plinto	-0.90 kN
Peso Terreno Interno	6557 kN
Peso Accidentali	818 kN
Eccentricità long Terreno -Plinto	-2.7 m
Spessore Plinto	1.8 m
Lunghezza plinto	9.6 m
Larghezza plinto	14.1 m
Peso plinto di fondazione	6091
Altezza Rilevato+H plinto	9.2 m
Spinta a riposo rilevato	4440 kN
Spinta a riposo sovraccarichi	965 kN
Spinta attiva rilevato	3346 kN
Incremento spinta sismica	2797 kN
Inerzia dei muri laterali (H)	449 kN
Inerzia dei muri laterali (V)	225 kN
Inerzia plinto di fondazione (H)	1742 kN
Inerzia plinto di fondazione (V)	871 kN
Inerzia rilevato interno(H)	1875 kN
Inerzia rilevato interno (V)	937 kN

Tabella 37 – Sollecitazioni ad intradosso plinto (quota testa pali)

SOLLECITAZIONI A QUOTA TESTA PALI (BARICENTRO PLINTO)										
Combinazioni	Taglio impalcato concorde con le spinte					Taglio impalcato discorde con le spinte				
	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
ULS_A1_Gr1(max)	33340	-5870	2996	7309	156	33340	-6005	2996	7286	156
ULS_A1_Gr2a(max)	30595	-3202	2441	7613	157	30595	-10639	2441	6331	157
ULS_A1_Gr2b(max)	30643	-6857	2441	6978	157	30643	-6932	2441	6965	157
ULS_A1_Gr1(min)	28557	-8085	1364	7309	162	28557	-8220	1364	7286	162

SOLLECITAZIONI A QUOTA TESTA PALI (BARICENTRO PLINTO)										
Combinazioni	Taglio impalcato concorde con le spinte					Taglio impalcato discorde con le spinte				
	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
ULS_A1_Gr2a(min)	28433	-4434	1374	7626	161	28433	-12022	1374	6318	161
ULS_A1_Gr2b(min)	34629	-8164	1374	6978	161	34629	-8240	1374	6965	161
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	22090	25097	6423	11928	1730	22090	17198	6423	10566	1730
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	22339	1201	21406	5925	5766	22339	-1216	21406	5508	5766
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	24051	1172	6422	5927	1730	24051	-1276	6422	5505	1730
SLS_RA_Gr1(max)	24696	-4348	-517	5414	104	24696	-4448	-517	5397	104
SLS_RA_Gr2a(max)	22663	-2372	1771	5639	105	22663	-7881	1771	4690	105
SLS_RA_Gr2b(max)	22695	-5079	4125	5169	105	22695	-5135	4125	5160	105
SLS_RA_Gr1(min)	21962	-5989	909	5414	108	21962	-6089	909	5397	108
SLS_RA_Gr2a(min)	21049	-3285	916	5649	107	21049	-8905	916	4680	107
SLS_RA_Gr2b(min)	21081	-6048	916	5169	107	21081	-6104	916	5160	107
SLS_FR_Gr1(max)	24696	-4348	1223	5414	2	24696	-4448	1223	5397	2
SLS_FR_Gr2a(max)	22663	-2372	804	5639	1	22663	-7881	804	4690	1
SLS_FR_Gr2b(max)	22695	-5079	804	5169	1	22695	-5135	804	5160	1
SLS_FR_Gr1(min)	21962	-5989	-7	5414	2	21962	-6089	-7	5397	2
SLS_FR_Gr2a(min)	21049	-3285	0	5649	1	21049	-8905	0	4680	1
SLS_FR_Gr2b(min)	21081	-6048	0	5169	1	21081	-6104	0	5160	1
SLS_QP	21085	-6074	0	4440	0	21085	-6074	0	4440	0

Per la valutazione delle sollecitazioni nel plinto di fondazione, è necessario valutare preventivamente le sollecitazioni agenti nei pali di fondazione. Tali sollecitazioni sono state valutate mediante una ripartizione rigida delle sollecitazioni agenti a base plinto. Nel calcolo degli sforzi nei pali si è tenuto del parametro α (vedi paragrafo 4) sia per la valutazione dello sforzo nei pali (effetto della deformabilità a taglio degli stessi pali) sia per la valutazione del momento flettente agente in testa al palo ($M_{Ed} = \alpha V_{Ed}$). La situazione peggiore risulta essere sempre quella sismica con taglio da impalcato concorde con le spinte dei terreni e con le spinte sismiche, per cui nel calcolo dei pali si fa riferimento solo a tale condizione.

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

Tabella 38 – Numero di pali e coordinate rispetto al baricentro del plinto

	Pali											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
z	-3.60	-3.60	-3.60	-3.60	0.00	0.00	0.00	0.00	3.60	3.60	3.60	3.60
y	5.85	1.90	-1.90	-5.85	5.85	1.90	-1.90	-5.85	5.85	1.90	-1.90	-5.85
z ²	12.96	12.96	12.96	12.96	0.00	0.00	0.00	0.00	12.96	12.96	12.96	12.96
y ²	29.16	3.24	3.24	29.16	29.16	3.24	3.24	29.16	29.16	3.24	3.24	29.16
W _y	36.00	108.00	-108.00	-36.00	36.00	108.00	-108.00	-36.00	36.00	108.00	-108.00	-36.00
W _z	-28.80	-28.80	-28.80	-28.80	0.00	0.00	0.00	0.00	28.80	28.80	28.80	28.80

Tabella 39 – Massime e minime sollecitazioni nei pali di fondazione

SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI						
Combo	N_{min}		N_{max}		V_{max} [kN]	M_{max} [kNm]
	Palo	[kN]	Palo	[kN]		
ULS_A1_Gr1(max)	4	-3678	9	-1878	609	1462
ULS_A1_Gr2a(max)	4	-3368	9	-1731	635	1523
ULS_A1_Gr2b(max)	4	-3446	9	-1661	582	1396
ULS_A1_Gr1(min)	4	-3315	9	-1445	609	1462
ULS_A1_Gr2a(min)	4	-3204	9	-1535	636	1526
ULS_A1_Gr2b(min)	4	-3796	9	-1975	582	1396
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	4	-3979	9	297	1004	2411
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	4	-3305	9	-418	689	1653
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	4	-2811	9	-1197	515	1235
SLS_RA_Gr1(max)	4	-2680	9	-1436	451	1083
SLS_RA_Gr2a(max)	4	-2493	9	-1284	470	1128
SLS_RA_Gr2b(max)	4	-2611	9	-1171	431	1034
SLS_RA_Gr1(min)	4	-2519	9	-1141	451	1083
SLS_RA_Gr2a(min)	4	-2369	9	-1139	471	1130
SLS_RA_Gr2b(min)	4	-2428	9	-1086	431	1034
SLS_FR_Gr1(max)	4	-2692	9	-1424	451	1083
SLS_FR_Gr2a(max)	4	-2462	9	-1315	470	1128
SLS_FR_Gr2b(max)	4	-2519	9	-1263	431	1034
SLS_FR_Gr1(min)	4	-2490	9	-1171	451	1083
SLS_FR_Gr2a(min)	4	-2339	9	-1169	471	1130
SLS_FR_Gr2b(min)	4	-2398	9	-1116	431	1034
SLS_QP	4	-2338	9	-1176	370	888
		-3979		297	1004	2411

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

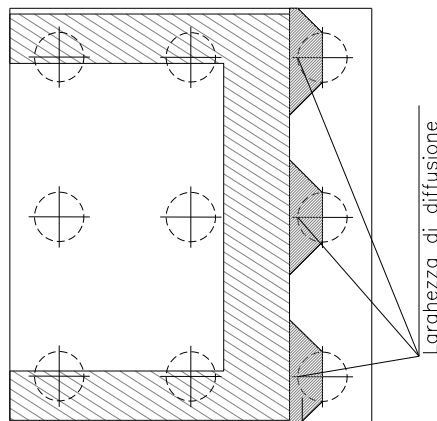

Figura 27 – Diffusione delle azioni dal palo al muro frontale

Tabella 40 – Verifica dello zoccolo anteriore del plinto di fondazione con meccanismo tirante-puntone
VERIFICA DELLO ZOCCOLO ANTERIORE DEL PLINTO DI FONDAZIONE

Nmax (palo)	3979	kN
Dist. Asse palo-bordo muro frontale	2.20	m
Diametro palo	1.20	m
Larghezza di diffusione	2.00	m
Spessore della Fondazione	1.80	m
Copriferro nominale	0.05	m
Altezza utile della sezione	1.71	m
Altezza della biella compressa	0.34	m
Sforzo di Trazione	6395	kN
Sforzo di compressione	7532	kN
Diametro armatura primo strato	26	mm
Passo armatura primo strato	10	cm
Diametro armatura secondo strato	26	mm
Passo armatura secondo strato	10	cm
Area complessiva delle armature	21237	mm ²
Tensione nel calcestruzzo	11.0	Mpa
Tensione nell'acciaio	301.1	Mpa

9.5 PALI DI FONDAZIONE

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

Si riportano di seguito le sollecitazioni e le verifiche di resistenza per le varie combinazioni di carico, e per i pali soggetti al massimo e al minimo sforzo normale. L'individuazione dei pali a cui corrispondono tali sollecitazioni può essere effettuata mediante le tabelle riportate nel paragrafo precedente. Confrontando il massimo sforzo di compressione agente nei pali con i valori riportate nelle curve di capacità portante dei pali, si è scelto di utilizzare dei pali aventi lunghezza pari a 23 m.

Le armature longitudinali consistono in una prima gabbia costituita da 40 ϕ 26 longitudinali, da una spirale ϕ 16/10 e in una seconda gabbia costituita da 20 ϕ 22 longitudinali e da una spirale ϕ 12/20.

Tabella 41 – Verifica dei pali di fondazione

Palo	Sezione di verifica	Armatura	
	D [m]	Armatura longitudinale	Taglio
Φ 1200	1.2	40 ϕ 26	Spirale ϕ 16/10

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica Sud/Castelraimondo Nord

PONTE MISTRIANO – Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. C	Pag.di Pag. 57 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

PALO - Verifiche allo SLU						
Combinazioni		N kN	Mlong kNm	Tlong kN	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
Max N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-3979	2411	1004	1.9	2.49
Min N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	297	2411	1004	1.4	2.49
Max VL	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	297	2411	1004	1.4	2.49

PALO - Verifiche allo SLE							
Combinazioni		N	Mlong	Tlong	σ_c	σ_s	Wk
		kN	kNm	kN	Mpa	Mpa	mm
RARA	SLS_RA_Gr1(max)	-2680	1083	451	-7.1	54.3	-
	SLS_RA_Gr2b(min)	-1086	1034	431	-6.6	107.6	-
FREQ	SLS_FR_Gr1(max)	-2692	1083	451	-7.1	53.9	0.035
	SLS_FR_Gr2b(min)	-1116	1034	431	-6.6	106.2	0.112
QP	SLS_QP	-2338	888	370	-5.9	40.5	0.000
	SLS_QP	-1176	888	370	-5.7	81.7	0.060

10. VERIFICA DELLA SPALLA MOBILE (S1)

Il calcolo della spalla mobile è eseguito analogamente a quanto mostrato per la spalla fissa. Si riportano quindi i risultati e le verifiche di resistenza nei diversi elementi.

10.1 MURO FRONTALE

Le sollecitazioni riportate nella seguente tabella sono state ottenute dal modello di calcolo sviluppato in Midas Civil e descritto nei paragrafi precedenti.

Tabella 42 – Scarichi dall’impalcato per combinazioni di carico a quota testa muro

TESTA MURO FRONTALE					
Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
ULS_A1_Gr1(max)	8138	0	2089	0	156
ULS_A1_Gr2a(max)	6587	0	1529	0	157
ULS_A1_Gr2b(max)	6543	0	1529	0	157
ULS_A1_Gr1(min)	4447	0	427	0	161
ULS_A1_Gr2a(min)	4407	0	443	0	160
ULS_A1_Gr2b(min)	4364	0	443	0	160
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	3480	0	0	0	198
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	3725	0	0	0	661
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	3650	0	0	0	198
SLS_RA_Gr1(max)	6028	0	-992	0	104
SLS_RA_Gr2a(max)	4879	0	1035	0	104
SLS_RA_Gr2b(max)	4847	0	3518	0	104
SLS_RA_Gr1(min)	3294	0	283	0	108
SLS_RA_Gr2a(min)	3265	0	294	0	107
SLS_RA_Gr2b(min)	3233	0	294	0	107
SLS_FR_Gr1(max)	6028	0	1212	0	2
SLS_FR_Gr2a(max)	4879	0	797	0	1
SLS_FR_Gr2b(max)	4847	0	797	0	1
SLS_FR_Gr1(min)	3294	0	-19	0	2
SLS_FR_Gr2a(min)	3265	0	-8	0	1
SLS_FR_Gr2b(min)	3233	0	-8	0	1
SLS_QP	3235	0	0	0	0

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

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

Tabella 43 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro frontale

MURO FRONTALE	
H Muro Frontale	6.50 m
Spessore Muro Frontale	2.00 m
Lunghezza Muro Frontale	13.65 m
Spessore massimo tratto ringrossato	2.70 m
H tratto ringrossato a spessore costante	0.80 m

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica Sud/Castelraimondo Nord

PONTE MISTRANO – Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. C	Pag.di Pag. 59 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

MURO FRONTALE	
H tratto a spessore variabile	1.40 m
Altezza Muro Paraghiaia	3.20 m
Spessore Muro Paraghiaia	0.80 m
Peso Muro Frontale	4463 kN
Peso Muro Paraghiaia	874 kN
Eccentr. appoggi - muro frontale (base)	0.20 m
Eccentr. paraghiaia - muro frontale (base)	-1.30 m
Peso Specifico Terreno di Rilevato	20 kN/mc
Angolo di Attrito Terreno di Rilevato	38 °
Coefficiente di spinta a riposo K_0	0.384
Coefficiente di spinta attiva K_a	0.238
Altezza del rilevato	9.9 m
Spinta a riposo	4398 kN
Spinta attiva	2722 kN
Sovraccarico accidentale da traffico	20 kN/mq
Accelerazione sismica di base a_g	0.206
Coefficiente stratigrafico SS	1.39
Coefficiente topografico ST	1.00
Accelerazione orizzontale massima attesa a_{max}	0.286
β_m (massa cls spalla)	1.000
K_h (cls spalla) =	0.286
K_v (cls spalla)=	0.143
β_m (massa terreno)	1.000
K_h (terreno) =	0.286
K_v (terreno)=	0.143
Coefficiente di spinta attiva con sismiche $K'a$ (M-O)	0.48
Incr. di spinta attiva in condizione sismiche	2770 kN
Inerzia del Muro Frontale (H)	1276 kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (H)	250 kN
Inerzia del Muro Frontale (V)	638 kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (V)	125 kN

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

Tabella 44 – Sollecitazioni alla base del muro frontale

Combinazioni	BASE MURO FRONTALE				
	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
ULS_A1_Gr1(max)	15342	25624	3102	7137	156
ULS_A1_Gr2a(max)	13790	23830	2548	6837	157
ULS_A1_Gr2b(max)	13747	23821	2548	6837	157
ULS_A1_Gr1(min)	11650	24886	1474	7137	161
ULS_A1_Gr2a(min)	11611	23394	1484	6837	160
ULS_A1_Gr2b(min)	11568	23385	1484	6837	160
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	8817	28427	3140	7018	656
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	9061	14557	10466	4011	2187
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	8986	14542	3140	4011	656

BASE MURO FRONTALE					
Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
SLS_RA_Gr1(max)	11364	18981	-318	5286	104
SLS_RA_Gr2a(max)	10215	17652	1713	5064	104
SLS_RA_Gr2b(max)	10183	17645	4197	5064	104
SLS_RA_Gr1(min)	8630	18434	982	5286	108
SLS_RA_Gr2a(min)	8601	17329	990	5064	107
SLS_RA_Gr2b(min)	8569	17322	990	5064	107
SLS_FR_Gr1(max)	11364	18981	1225	5286	2
SLS_FR_Gr2a(max)	10215	17652	806	5064	1
SLS_FR_Gr2b(max)	10183	17645	806	5064	1
SLS_FR_Gr1(min)	8630	18434	-7	5286	2
SLS_FR_Gr2a(min)	8601	17329	0	5064	1
SLS_FR_Gr2b(min)	8569	17322	0	5064	1
SLS_QP	8571	14024	0	4398	0

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

Tabella 45 – Geometria sezione e armatura del muro frontale

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Frontale	1.0	2.0	1φ26/10	1φ22/20	1φ14/20

Tabella 46 – Verifiche del muro frontale

BASE MURO FRONTALE - Verifiche allo SLU						
Combinazioni		N kN/m	Mlong kNm/m	Tlong kN/m	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
Max N	ULS_A1_Gr1(max)	1124	1877	523	2.6	1.52
Min N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	646	2083	514	2.1	1.54
Max ML	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	646	2083	514	2.1	1.54
Max VL	ULS_A1_Gr1(max)	1124	1877	523	2.1	1.52

BASE MURO FRONTALE - Verifiche allo SLE							
Combinazioni		N	Mlong	Tlong	σ _c	σ _s	Wk
		kN/m	kNm/m	kN/m	Mpa	Mpa	mm
RARA	SLS_RA_Gr1(max) - Max N	833	1391	387	-2.9	37.7	0.0
	SLS_RA_Gr2b(min) - Min N	628	1269	371	-3.2	69.2	0.0
	SLS_RA_Gr1(max) - Max ML	833	1391	387	-3.3	59.1	0.0
FREQ	SLS_FR_Gr1(max) - Max N	833	1391	387	-2.9	37.7	0.0
	SLS_FR_Gr2b(min) - Min N	628	1269	371	-3.2	69.2	0.0
	SLS_RA_Gr1(max) - Max ML	833	1391	387	-3.3	59.1	0.0
QP	SLS_QP	628	1027	322	-1.9	20.6	0.0

10.2 MURO PARAGHIAIA

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

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

Tabella 47 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro paraghiaia

MURO PARAGHIAIA		
Peso Muro Paraghiaia	64	KN/m
Altezza Muro Paraghiaia	3.2	m
Spessore Muro Paraghiaia	0.8	m
Coefficiente di spinta a riposo K_0	0.384	
Coefficiente di spinta attiva K_a	0.238	
Peso Specifico Terreno di Rilevato	20.0	kN/mc
Sovraccarico accidentale da traffico	20.0	kN/mq
Angolo di Attrito Terreno di Rilevato	38.0	
Spinta a riposo	69.0	kN/m
Spinta attiva	39.8	kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche $K'a$	0.48	
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	28.0	kN/m
Inerzia del Muro Paraghiaia /m	18.3	kN/m

Tabella 48 – Geometria sezione e armatura del muro paraghiaia

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Paraghiaia	1.0	0.8	1 ϕ 20/10	1 ϕ 16/20	-

Tabella 49 – Verifiche del muro paraghiaia

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	64	92	69	-1.3	35.4	0

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
	KN/m	kNm/m	KN/m		
SLU	86	124	93	7.0	3.5
SLV	64	124	86	7.0	3.8

10.3 MURI LATERALI

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

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

Tabella 50 – Valutazioni pesi e spinte agenti sui muri laterali

MURI LATERALI	
Muro laterale H1	3.00 m
Muro laterale s1	1.50 m
Muro laterale H2	3.50 m
Muro laterale s2	1.00 m
Muro laterale H3	3.70 m
Muro laterale s3	0.50 m
Altezza totale muri laterali	10.2 m
Spessore medio pesato muri laterali	0.97 m
Lunghezza Massima muri laterali	4.2 m
Peso Muro laterale (singolo)	1034 kN
Peso totale Muri laterali	2069 kN
Spinta a riposo (con 100% sovraccarichi)	494.1 kN/m
Spinta a riposo (con 50% sovraccarichi)	454.9
Spinta attiva	296.5 kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'a	0.48
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	261.9 kN/m
Inerzia del Muro laterale /m	70 kN/m

Tabella 51 – Geometria sezione e armatura dei muri laterali (sezione di base H1)

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Laterale (H1)	1.0	1.5	1+1 ϕ 22/10	1 ϕ 20/20	1 ϕ 12/(40x40)

Tabella 52 – Verifiche dei muri laterali (sezione di base H1)

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	264	1849	455	-6.0	180.4	0.132

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
	KN/m	kNm/m	KN/m		
SLU	356	2496	667	1.69	1.08
SLV	264	2782	634	1.51	1.14

In maniera analoga si ottengono le sollecitazioni in corrispondenza dei cambiamenti di sezione del muro. Di seguito si riportano le relative verifiche strutturali.

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica Sud/Castelraimondo Nord

PONTE MISTRIANO – Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. C	Pag.di Pag. 63 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

Tabella 53 – Geometria sezione e armatura dei muri laterali (sezione intermedia H2)

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Laterale (H2)	1.0	1.0	1 ϕ 22/10	1 ϕ 20/20	-

Tabella 54 – Verifiche dei muri laterali (sezione intermedia H2)

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	114	488	238	-3.9	135.9	0.070

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
	KN/m	kNm/m	KN/m		
SLU	154	659	277	2.13	1.42
SLV	114	680	253	2.04	1.55

Tabella 55 – Geometria sezione e armatura dei muri laterali (sezione superiore H3)

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Laterale (H3)	1.0	0.5	1 ϕ 20/10	1 ϕ 16/20	-

Tabella 56 – Verifiche dei muri laterali (sezione superiore H3)

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	41	99	60	-2.9	74.3	0.0

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
	KN/m	kNm/m	KN/m		
SLU	56	134	98	3.85	2.61
SLV	41	121	83	4.24	3.06

10.4 PLINTO DI FONDAZIONE

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

Nella tabella che segue sono indicati i parametri geometrici, meccanici e di carico del plinto utilizzati nell'analisi per il calcolo della risultante e momento risultante rispetto al baricentro del plinto di fondazione. L'azione orizzontale derivante dall'impalcato è stata considerata sia con verso concorde che discorde alla spinta del terreno di rinterro.

Tabella 57 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul plinto di fondazione

PLINTO DI FONDAZIONE	
Eccentricità long Muri laterali -Plinto	-2.7 m
Peso Muro Frontale	4463 kN
Ecc. Long. Muro Frontale - Plinto	0.40 m
Ecc.Appoggi Plinto	0.60 m
Peso Muro Paraghiaia	874 m
Ecc. Long. Muro Paraghiaia - Plinto	-0.90 kN
Peso Terreno Interno	9006 kN
Peso Accidentali	817 kN
Eccentricità long Terreno -Plinto	-2.7 m
Spessore Plinto	2.0 m
Lunghezza plinto	9.6 m
Larghezza plinto	14.1 m
Peso plinto di fondazione	6768
Altezza Rilevato+H plinto	11.9 m
Spinta a riposo rilevato	7429 kN
Spinta a riposo sovraccarichi	1249 kN
Spinta attiva rilevato	5371 kN
Incremento spinta sismica	4680 kN
Inerzia dei muri laterali (H)	590 kN
Inerzia dei muri laterali (V)	295 kN
Inerzia plinto di fondazione (H)	1935 kN
Inerzia plinto di fondazione (V)	968 kN
Inerzia rilevato interno(H)	2575 kN
Inerzia rilevato interno (V)	1288 kN

Tabella 58 – Sollecitazioni ad intradosso plinto (quota testa pali)

SOLLECITAZIONI A QUOTA TESTA PALI (BARICENTRO PLINTO)					
Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
ULS_A1_Gr1(max)	40526	5666	3414	11715	156
ULS_A1_Gr2a(max)	37868	4735	2862	11294	157
ULS_A1_Gr2b(max)	37829	4709	2862	11294	157
ULS_A1_Gr1(min)	35744	3451	1796	11715	161

SOLLECITAZIONI A QUOTA TESTA PALI (BARICENTRO PLINTO)					
Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
ULS_A1_Gr2a(min)	35706	3428	1805	11294	160
ULS_A1_Gr2b(min)	42501	3402	1805	11294	160
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	27648	53289	10968	16677	2186
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	27892	12287	36556	8763	7287
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	30137	12242	10967	8763	2186
SLS_RA_Gr1(max)	30019	4197	-110	8678	104
SLS_RA_Gr2a(max)	28051	3508	1922	8366	104
SLS_RA_Gr2b(max)	28018	3488	4405	8366	104
SLS_RA_Gr1(min)	27285	2557	1197	8678	108
SLS_RA_Gr2a(min)	26436	2539	1204	8366	107
SLS_RA_Gr2b(min)	26404	2520	1204	8366	107
SLS_FR_Gr1(max)	30019	4197	1229	8678	2
SLS_FR_Gr2a(max)	28051	3508	809	8366	1
SLS_FR_Gr2b(max)	28018	3488	809	8366	1
SLS_FR_Gr1(min)	27285	2557	-4	8678	2
SLS_FR_Gr2a(min)	26436	2539	3	8366	1
SLS_FR_Gr2b(min)	26404	2520	3	8366	1
SLS_QP	26408	2521	0	7429	0

Per la valutazione delle sollecitazioni nel plinto di fondazione, è necessario valutare preventivamente le sollecitazioni agenti nei pali di fondazione. Tali sollecitazioni sono state valutate mediante una ripartizione rigida delle sollecitazioni agenti a base plinto. Nel calcolo degli sforzi nei pali si è tenuto del parametro α (vedi paragrafo 4) sia per la valutazione dello sforzo nei pali (effetto della deformabilità a taglio degli stessi pali) sia per la valutazione del momento flettente agente in testa al palo ($M_{Ed} = \alpha V_{Ed}$). La situazione peggiore risulta essere sempre quella sismica.

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

Tabella 59 – Numero di pali e coordinate rispetto al baricentro del plinto

	Pali											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
z	-3.60	-3.60	-3.60	-3.60	0.00	0.00	0.00	0.00	3.60	3.60	3.60	3.60
y	5.85	1.90	-1.90	-5.85	5.85	1.90	-1.90	-5.85	5.85	1.90	-1.90	-5.85
z ²	12.96	12.96	12.96	12.96	0.00	0.00	0.00	0.00	12.96	12.96	12.96	12.96
y ²	29.16	3.24	3.24	29.16	29.16	3.24	3.24	29.16	29.16	3.24	3.24	29.16
W _y	36.00	108.00	-108.00	-36.00	36.00	108.00	-108.00	-36.00	36.00	108.00	-108.00	-36.00
W _z	-28.80	-28.80	-28.80	-28.80	0.00	0.00	0.00	0.00	28.80	28.80	28.80	28.80

Tabella 60 – Massime e minime sollecitazioni nei pali di fondazione

Combo	SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI					
	N _{min}		N _{max}		V _{max} [kN]	M _{max} [kNm]
	Palo	[kN]	Palo	[kN]		
ULS_A1_Gr1(max)	4	-4648	9	-2107	976	2343

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica Sud/Castelraimondo Nord

PONTE MISTRIANO – Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. C	Pag.di Pag. 66 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI						
Combo	N _{min}		N _{max}		V _{max} [kN]	M _{max} [kNm]
	Palo	[kN]	Palo	[kN]		
ULS_A1_Gr2a(max)	4	-4345	9	-1967	941	2259
ULS_A1_Gr2b(max)	4	-4341	9	-1964	941	2259
ULS_A1_Gr1(min)	4	-4131	9	-1826	976	2343
ULS_A1_Gr2a(min)	4	-4092	9	-1859	941	2259
ULS_A1_Gr2b(min)	4	-4657	9	-2426	941	2259
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	4	-5962	9	1354	1402	3364
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	4	-4874	9	225	950	2279
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	4	-4085	9	-938	753	1806
SLS_RA_Gr1(max)	4	-3380	9	-1623	723	1736
SLS_RA_Gr2a(max)	4	-3212	9	-1463	697	1673
SLS_RA_Gr2b(max)	4	-3273	9	-1397	697	1673
SLS_RA_Gr1(min)	4	-3123	9	-1424	723	1736
SLS_RA_Gr2a(min)	4	-3026	9	-1380	697	1673
SLS_RA_Gr2b(min)	4	-3023	9	-1378	697	1673
SLS_FR_Gr1(max)	4	-3402	9	-1601	723	1736
SLS_FR_Gr2a(max)	4	-3177	9	-1498	697	1673
SLS_FR_Gr2b(max)	4	-3174	9	-1496	697	1673
SLS_FR_Gr1(min)	4	-3086	9	-1462	723	1736
SLS_FR_Gr2a(min)	4	-2988	9	-1418	697	1673
SLS_FR_Gr2b(min)	4	-2985	9	-1416	697	1673
SLS_QP	4	-2907	9	-1494	619	1486
		-5962		1354	1402	3364

Il tacco anteriore del plinto di fondazione è stato verificato ipotizzando un meccanismo di tirante puntone. Si riporta di seguito la verifica, eseguita in corrispondenza del palo più sollecitato (generalmente quello di spigolo).

Tabella 61 – Verifica dello zoccolo anteriore del plinto di fondazione con meccanismo tirante-puntone

VERIFICA DELLO ZOCCOLO ANTERIORE DEL PLINTO DI FONDAZIONE

N _{max} (palo)	5962 kN
Dist. Asse palo-bordo muro frontale	2.20 m
Diametro palo	1.20 m
Larghezza di diffusione	1.70 m
Spessore della Fondazione	2.00 m
Copriferro nominale	0.05 m
Altezza utile della sezione	1.89 m
Altezza della biella compressa	0.38 m
Sforzo di Trazione	8698 kN
Sforzo di compressione	10545 kN
Diametro armatura primo strato	26 mm
Passo armatura primo strato	10 cm
Diametro armatura secondo strato	26 mm
Passo armatura secondo strato	10 cm
Diametro armatura terzo strato	26 mm
Passo armatura terzo strato	20 cm
Area complessiva delle armature	22564 mm ²
Tensione nel calcestruzzo	16.5 Mpa
Tensione nell'acciaio	385.5 Mpa

10.5 PALI DI FONDAZIONE

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

Si riportano di seguito le sollecitazioni e le verifiche di resistenza per le varie combinazioni di carico, e per i pali soggetti al massimo e al minimo sforzo normale. Confrontando il massimo sforzo di compressione agente nei pali con i valori riportate nelle curve di capacità portante dei pali, si è scelto di utilizzare dei pali aventi lunghezza pari a 29 m.

L’individuazione dei pali a cui corrispondono tali sollecitazioni può essere effettuata mediante le tabelle riportate nel paragrafo precedente (Tabella 59).

Le armature longitudinali consistono in una prima gabbia costituita da 40+20 ϕ 26 longitudinali, da una spirale ϕ 16/10 e in una seconda gabbia costituita da 20 ϕ 22 longitudinali e da una spirale ϕ 12/20.

Tabella 62 – Verifica dei pali di fondazione

Palo	Sezione di verifica	Armatura	
	D [m]	Armatura longitudinale	Taglio
Φ 1200	1.2	40+20 ϕ 26	Spirale ϕ 16/10

PALO - Verifiche allo SLU						
Combinazioni		N kN	Mlong kNm	Tlong kN	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
Max N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-5962	3364	1402	1.79	1.78
Min N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	1354	3364	1402	1.34	1.78
Max VL	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	1354	3364	1402	1.34	1.78

PALO - Verifiche allo SLE							
Combinazioni		N	Mlong	Tlong	σ_c	σ_s	Wk
		kN	kNm	kN	Mpa	Mpa	mm
RARA	SLS_RA_Gr1(max)	-3380	1736	723	-9.7	91.7	-
	SLS_RA_Gr2b(min)	-1378	1673	697	-8.9	142.4	-
FREQ	SLS_FR_Gr1(max)	-3402	1736	723	-9.7	91.1	0.101
	SLS_FR_Gr2b(min)	-1416	1673	697	-8.9	141.2	0.183
QP	SLS_QP	-2907	1486	619	-8.3	78.1	0.077
	SLS_QP	-1494	1486	619	-8.0	118.0	0.141

11. ISOLATORI, APPOGGI E GIUNTI

Nel seguente paragrafo si illustrano le caratteristiche degli isolatori sismici, degli apparecchi di appoggio e dei giunti in corrispondenza delle spalle.

Il ponte è dotato di un sistema di isolamento sismico sia in direzione trasversale che longitudinale. In particolare gli apparecchi di appoggio sono previsti tutti del tipo multidirezionali e pertanto i vincoli orizzontali sono costituiti dai dispositivi di isolamento.

Nella figura successiva, viene riportato lo schema relativo alla sistemazione dei dispositivi di isolamento e apparecchi di appoggio. Con la sigla “T” si indicano gli apparecchi d’appoggio, scorrevoli longitudinalmente e trasversalmente e dotati di dispositivi sismici in direzione trasversale (posizionati sulla spalla mobile), mentre con la sigla “LT” si indicano gli apparecchi di appoggio dotati di dispositivi sismici applicati sia in direzione longitudinale che in direzione trasversale (posizionati sulla spalla fissa).



Figura 28 – Schema di appoggi e isolatori

In entrambe le direzioni, i dispositivi sismici sono del tipo elastoplastico e cioè costituiti da elementi di acciaio opportunamente dimensionati e sagomati in modo da presentare una rigidità iniziale sufficientemente elevata e un comportamento plastico con lieve incrudimento per carichi superiori al carico di snervamento del dispositivo.

Il comportamento del dispositivo è del tipo isteretico con scarico elastico e i dati di progetto del dispositivo sono costituiti dalle coppie forza- spostamento all’atto dello snervamento (F_1, d_1) e in corrispondenza dei valori massimi previsti in presenza di azione sismica (F_2, d_2).

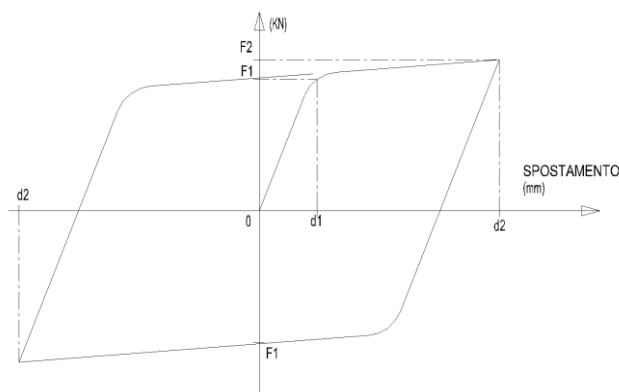


Figura 29 – Legame forza-spostamento per isolatori

Si evidenzia che il valore di soglia F1 garantisce un adeguato margine nei confronti delle azioni statiche e che le deformazioni termiche, nella direzione trasversale, comportano spostamenti trascurabili e contenuti nelle tolleranze del dispositivo.

Per il viadotto in esame i dati di progetto dei dispositivi sono stati valutati precedentemente e sono sinteticamente riportati nella tabella successiva.

Tabella 63 – Caratteristiche tecniche appoggi isolatori longitudinali e trasversali

CARATTERISTICHE TECNICHE APPOGGI-ISOLATORI LONGITUDINALI E TRASVERSALI											
SIGLA	CARICO VERTICALE [kN]	ESCURSIONI		F1		F2		D1		D2	
		LONG [mm]	TRASV [mm]	LONG [kN]	TRASV [kN]	LONG [kN]	TRASV [kN]	LONG [mm]	TRASV [mm]	LONG [mm]	TRASV [mm]
LT	5000	±150	± 80	300	300	340	340	±10	± 5	±100	± 50
T	5000	±300	± 80	-	300	-	340	-	± 5	-	± 50

Gli apparecchi di appoggio, sono del tipo in acciaio teflon con disco elastomerico confinato. La tipologia costruttiva prevista per gli apparecchi di appoggio, degli isolatori e dei giunti è riportata nell'elaborato grafico specifico.

Di seguito si riporta la valutazione delle corse degli apparecchi di appoggio multidirezionali e l'escursione dei giunti sulle due spalle in direzione trasversale e longitudinale.

Direzione trasversale

Le analisi dinamiche non lineari mediante accelerogrammi indicano valori massimi contenuti in 51 mm, mentre dall'analisi dinamica lineare si è ottenuto uno spostamento di 49 mm.

La corsa trasversale degli apparecchi di appoggio è quindi fissata pari a ± 80 mm.

Direzione longitudinale

Sono stati valutati i seguenti spostamenti:

- 1) spostamento relativo massimo longitudinale dell'isolatore in corrispondenza delle spalla sismica d_2 ;
- 2) spostamento relativo massimo tra la spalla fissa e la spalla mobile per effetto di moto sismico asincrono tra le spalle d_g .
- 3) spostamento relativo massimo dell'impalcato per effetto delle variazioni termiche d_t ;

In corrispondenza della spalla fissa, la corsa degli apparecchi di appoggio e l'escursione del giunto è pari a:

- $\Delta_{sp,f} = \pm d_2$

In corrispondenza della spalla mobile, la corsa degli apparecchi di appoggio e l'escursione del giunto è pari a:

- $\Delta_{sp,m} = \pm (d_2 + d_g + d_t)$

Lo spostamento d_2 è stato valutato pari a 100 mm con analisi lineare e a 101 mm con analisi dinamica non lineare. Pertanto si adotta il valore:

- $d_2 = \pm 101$ mm

Gli spostamenti dovuti alla dilatazione termica e al moto sismico asincrono (allo SLC) tra le spalle possono essere valutati come segue:

- $d_g = 0.025 \cdot S \cdot T_c \cdot T_D \cdot a_g = 0.025 \cdot 1.39 \cdot 0.508 \cdot 2.649 \cdot 0.34 \cdot 9.81 \cdot 10^3 = 156$ mm
- $d_t = \alpha \cdot \Delta T \cdot L = 1 \cdot 10^{-5} \cdot 20 \cdot 40 \cdot 10^3 = 8$ mm

Pertanto lo spostamento massimo in corrispondenza della spalla mobile vale circa ± 264 mm.

Sono state adottate corse longitudinali degli apparecchi di appoggio pari a ± 150 mm per la spalla fissa e ± 300 mm per la spalla mobile.

Per i giunti di estremità sono stati adottati giunti con escursioni pari a ± 300 mm in corrispondenza di entrambe le spalle.

11.1 VERIFICA DEI BAGGIOLI

Il dimensionamento delle armature nei baggioli previsti per l'alloggiamento degli apparecchi di appoggio sono condotti in base a quanto riportato nell'Eurocodice 2 del 1990 e/o nel Model Code CEB-FIP 1990, secondo un meccanismo resistente tipo "shear-friction".

Le formulazioni utilizzate sono in particolare, quelle di cui al P.to 6.10 - CEB-FIP Model Code 1990, per la valutazione della resistenza alle azioni orizzontali, ovvero quella del (P.to 6.7 - EC2 parte 1-1) per il calcolo della resistenza per azioni verticali.

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche effettuate in accordo alle formulazioni citate:

PORTATA ULTIMA APPOGGI (KN)			
TIPO	V	H _L	H _T
APPOGGIO LT	5000	0	340
Materiali			
Calcestruzzo			
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} =$	37	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} =$	30	MPa
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c =$	19.73	MPa
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0.27 \cdot (R_{ck})^{2/3} =$	3.00	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$	2.10	MPa
Resistenza car. a trazione per flessione	$f_{ctfk} = 1.2 \cdot f_{ctm} =$	3.60	MPa
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.40	MPa
Acciaio			
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	450	MPa
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391	MPa
Dimensioni piastre inferiore appoggi		a (long.)	b (trasv.)
Appoggio		800	800
Tipo e dimensioni baggioli		a' (long.)	b' (trasv.)
Baggiolo		1000	1000

VERIFICHE STRUTTURALI DEL BAGGIOLO			
Resistenza alle forze orizzontali (P.to 6.10 - CEB-FIP Model Code 1990)			
Azione tagliante ultima	$F_{sdu}=(H_L^2+H_T^2)^{1/2}=\quad\quad\quad$	340	KN
Utilizzando un meccanismo resistente di shear-friction si ottiene: $\mu=0.6$ (coefficiente di attrito cls-cls) $\beta=0.2$, essendo βf_{ctd} la coesione del calcestruzzo (resistenza per attrito) σ_{cd} =tensione di compressione dovuta ai carichi esterni La condizione di resistenza al taglio si esprime con la: $\tau_{sd}<\tau_{rd}$			
		7.40	MPa
	$\tau_{rd}=\beta f_{ctd}+\mu(pf_{yd}+\sigma_{cd})<0.25f_{cd}$	$0.25 f_{cd} =$	4.93 MPa
Trascurando l'influenza dell'attrito e della tensione di compressione σ_{cd} si ha:			
Num. ferri :	40		
Diametro singolo ferro:	22	mm	
Area complessiva $A_s=$	15205	mm ²	
Perc. di armatura $\rho=$	0.01521	(≥ 0.001)	OK
Resistenza a taglio teorica	$\tau_{rd}=\quad\quad\quad$	3.57	N/mm ²
Resistenza a taglio di calcolo	$\tau_{rd}=\quad\quad\quad$	3.57	N/mm ²
Taglio agente di progetto	$\tau_{sd}=\quad\quad\quad$	0.34	N/mm ² OK
Resistenza alle forze verticali (P.to 6.7 - EC2 parte 1-1)			
Azione di progetto ultima	$F_{sdu}=V=\quad\quad\quad$	5000	KN
area caricata $A_{c0}=\quad\quad\quad$		640000	mm ²
massima area di diffusione $A_{c1}=\quad\quad\quad$		1000000	mm ²
Resistenza ultima $F_{rdu}=A_{c0} * f_{cd} * (A_{c1}/A_{c0})^{1/2}=\quad\quad\quad$		15786.67	KN
$F_{rdu} < 3 * f_{cd} * A_{c0} =$	37888	kN	OK
Armatura di frettaggio per assorbire la reazione verticale			
Azione di progetto ultima	$F_{sdu}=V=\quad\quad\quad$	5000	KN
Area necessaria $A_s=0.25 * F_{sdu} * (1-(\min(a/a'-b/b')))/f_{yd}=\quad\quad\quad$		6	cm ²
Avendo disposto staffe $\phi 12$ a 4 braccia risulta per un totale di 2 staffe collaboranti nel tratto			
	Area resistente totale	9.0	cm ² OK