

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 Faranghe 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:	L0703	212	E	13	V13400	REL	02	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
B	MAGGIO 2017	EMISSIONE A SEGUITO VALIDAZIONE RINA E ANAS	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 CAPACITA' 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.....	20
5.10.3 Vento a ponte scarico.....	20
5.11 AZIONI SISMICHE (Q6)	20
5.12 RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI (Q7)	23
5.13 URTO DI VEICOLO IN SVIO (Q8)	23
5.14 SPINTA DELLA COLTRE IN FRANA (SPALLA S2).....	23
6. COMBINAZIONI DI CARICO	25
6.1 GRUPPI DI CARICO.....	25
6.2 COEFFICIENTI PARZIALI E DI COMBINAZIONE	26
6.3 COMBINAZIONI AGLI SLU	27
6.4 COMBINAZIONI AGLI SLE.....	27
7. MODELLI DI CALCOLO	28

7.1	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO	28
7.2	MODELLO GLOBALE	29
7.3	MODELLI A MENSOLA PER LA VERIFICA DELLE SPALLE	30
7.3.1	Condizioni statiche	31
7.3.2	Condizioni sismiche	31
8.	METODI DI ANALISI E DI VERIFICA	35
8.1	ANALISI STATICA	35
8.2	ANALISI SISMICA	35
8.2.1	Dimensionamento degli isolatori sismici	37
8.2.1.1	<i>Isolatore viscoelastico lineare "equivalente"</i>	37
8.2.1.2	<i>Isolatori elastoplastici</i>	40
8.2.2	Analisi dinamica lineare (analisi modale)	42
8.2.3	Analisi dinamica non lineare	42
8.2.4	Risultati dell'analisi in direzione longitudinale	45
8.2.5	Risultati dell'analisi in direzione trasversale	46
8.3	CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI	47
8.3.1	Verifiche allo SLU	47
8.3.2	Verifiche allo SLE	47
8.3.2.1	<i>Verifica di limitazione delle tensioni in esercizio</i>	47
8.3.2.2	<i>Verifica di fessurazione</i>	47
9.	VERIFICA DELLA SPALLA FISSA (S1)	48
9.1	MURO FRONTALE	48
9.2	MURO PARAGHIAIA	51
9.3	MURI LATERALI	52
9.4	PLINTO DI FONDAZIONE	54
9.5	PALI DI FONDAZIONE	57
10.	VERIFICA DELLA SPALLA MOBILE (S2)	59
10.1	MURO FRONTALE	59
10.2	MURO PARAGHIAIA	62
10.3	MURI LATERALI	63
10.4	PLINTO DI FONDAZIONE	64
10.5	PALI DI FONDAZIONE	67
11.	ISOLATORI, APPOGGI E GIUNTI	69
11.1	VERIFICA DEI BAGGIOLI	71

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 Faranghe posto tra le progressive 1+636 e 1+676 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 212E13VI3400REL01C (*Ponte Faranghe - Relazione di calcolo impalcato*).

1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il ponte Faranghe 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 13.0 m con cordoli per 1.25 m per lato e pavimentazione di ampiezza pari a 10.5m. 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 fissa mentre quella indicata con “S2” è la spalla mobile. 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.

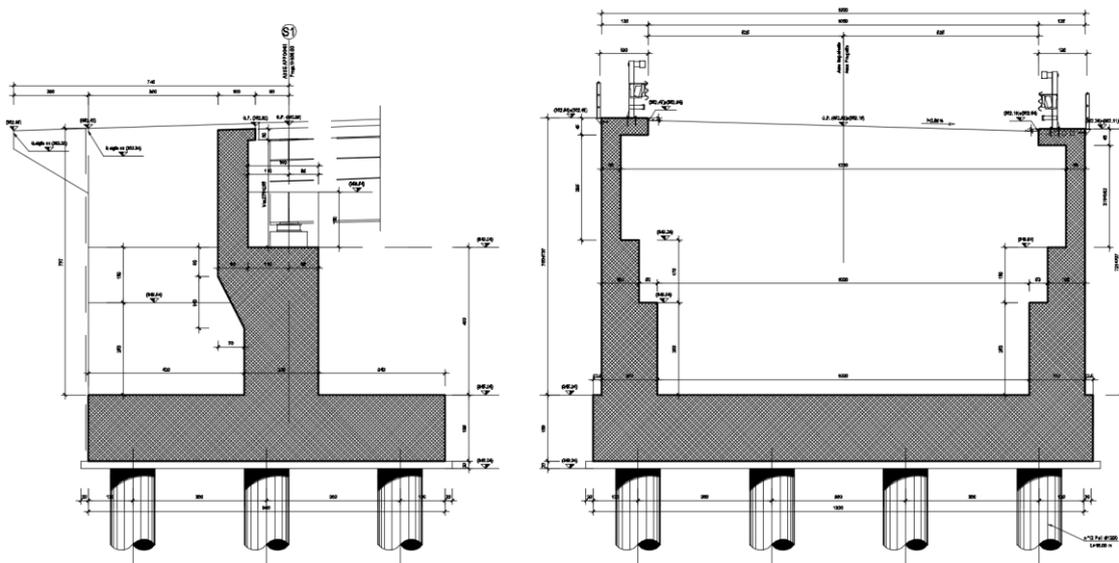
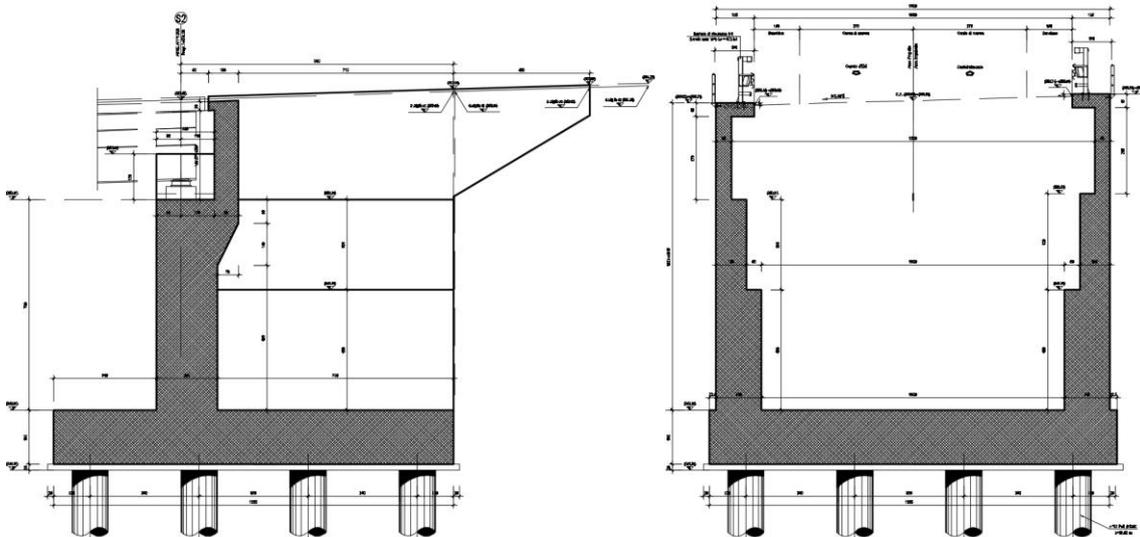
Tabella 1 – Caratteristiche geometriche spalla S1

SPALLA FISSA S1

Altezza muro frontale: 4.0 m
Spessore muro frontale: 2.0 m
Altezza muro paraghiaia: 3.2 m
Spessore muro paraghiaia: 0.7 m
Spessore plinto di fondazione: 1.8 m
Lunghezza plinto di fondazione: 9.6 m
Larghezza plinto di fondazione: 13.2 m
Spessori muri laterali: 1.5 m - 1.0 m - 0.5 m
Pali: 12 ϕ 1200, Interasse: 3.6 m, L = 15.0 m

Tabella 2 – Caratteristiche geometriche spalla S2
SPALLA MOBILE S2

Altezza muro frontale: 7.0 m
 Spessore muro frontale: 2.0 m
 Altezza muro paraghiaia: 3.2 m
 Spessore muro paraghiaia: 0.7 m
 Spessore plinto di fondazione: 2.0 m
 Lunghezza plinto di fondazione: 13.2 m
 Larghezza plinto di fondazione: 13.2 m
 Spessori muri laterali: 1.5 m - 1.0 m - 0.5 m
 Pali: 16 ϕ 1200, Interasse: 3.6 m, L = 20.0 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 FARANGHE – Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VB400	Id.doc. REL	N,prog. 02	Rev. C	Pag.di Pag. 6 di 72
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	---------------	-----------	------------------------

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 VB400	Id.doc REL	N,prog. 02	Rev. C	Pag.di Pag. 7 di 72
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	------------------------

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

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

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 ponte in esame si estende dalle progressive chilometriche 1+636.00 a 1+676.00 (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*.

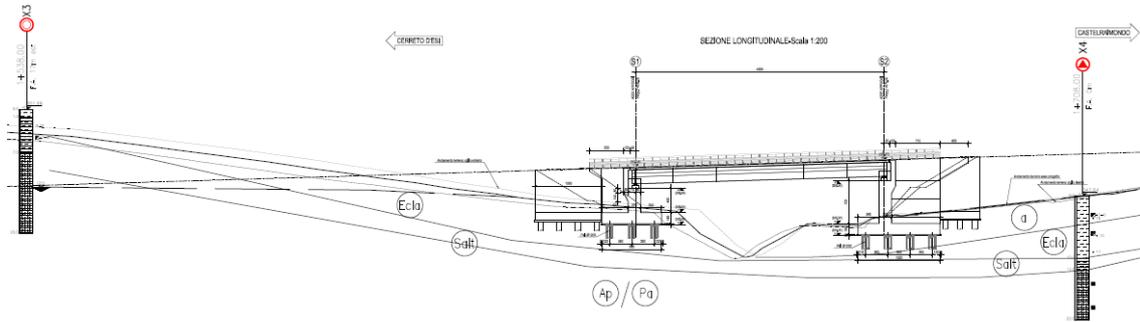


Figura 3 – Sezione longitudinale stratigrafica

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 Faranghe

Sondaggio	Profondità [m]	Quota boccaforo [m] s.l.m.	n. prove SPT	Prelievo campioni	Strumentazione installata
X3	20.0	361.68	1	C.I.: 1	T.A.[3÷20]
X4	20.0	347.64	3	C.I.: 2 C.L.: 2	I.[20]

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 X3.

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.)
X3	361.68	349.02	349.24	349.15

SONDAGGIO	Quota boccaforo m s.l.m.	Min (m da pc)	Max (m da pc)	MEDIA (m da pc)
X3	361.68	12.44	12.66	12.54

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 Faranghe

Stratigrafia	Spalla 1 (quota di riferimento testa palo)	
Unità geotecnica	Profondità [m] da p.c.	
ECl _a	0.0÷7.0	Depositi eluvio colluviali limoso argillosi
Salt	7.0÷9.5	Substrato alterato limoso argilloso
Ap/Pa	>9.5	Substrato arenaceo pelitico / Substrato pelitico arenaceo
Falda: a p.c. (*)		

Stratigrafia	Spalla 2 (quota di riferimento testa palo)	
Unità geotecnica	Profondità [m] da p.c.	
a	0.0÷3.0	Frana attiva. Vedasi elaborati geomorfologici
ECl _a	3.0÷4.0	Depositi eluvio colluviali limoso argillosi
Salt	4.0÷7.0	Substrato alterato limoso argilloso
Ap/Pa	>7.0	Substrato arenaceo pelitico / Substrato pelitico arenaceo
Falda: a p.c. (*)		

(*) per il dimensionamento delle fondazioni si assume il livello di falda prossimo al p.c. per la presenza del corso d'acqua

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

Tabella 7 – Parametri geotecnici per il viadotto Faranghe

	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	c_u [kPa]	E_o [MPa]	ϕ_r' [°]	c_r' [kPa]	$\sigma_{c,media}'$ [MPa]	E'_{op} [MPa]
a	19.0	-	-	15	100÷400	19÷21	0	-	-
ECl _a	19.0	24÷27	5÷15	75÷150	100÷400	-	-	-	-
Salt	20.0	27	20	300	150÷600	-	-	-	-
Ap/Pa	23.0	31	120	-	-	-	-	1.2	20+5.75z per z < 40m 250+0.8z 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
 ϕ_r' = angolo di resistenza al taglio residuo
 c_r' = coesione drenata residua
 $\sigma_{c,media}'$ = 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 Faranghe. 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	0

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 = $Q_{II}/F_{S,l} + Q_{bl}/F_{S,b} - W_p$

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

Tabella 9 – Viadotto Faranghe – 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	763	0	763	347	0	0	153	0	153	69
0.5	2	792	3	792	359	0.5	25	163	3	186	85
1	9	821	6	825	373	1	51	174	6	219	100
1.5	21	850	8	863	389	1.5	76	185	8	253	116
2	37	879	11	905	408	2	102	196	11	286	131
2.5	58	908	14	952	429	2.5	127	206	14	319	147
3	84	937	17	1004	453	3	153	217	17	353	162
3.5	114	966	20	1060	479	3.5	183	315	20	478	220
4	149	995	23	1121	508	4	218	413	23	609	280
4.5	189	1024	25	1187	539	4.5	258	814	25	1046	480
5	233	1053	28	1258	573	5	303	1215	28	1489	683
5.5	282	1082	31	1333	609	5.5	353	1616	31	1938	889
6	336	1110	34	1412	648	6	409	2016	34	2391	1098
6.5	394	1139	37	1497	689	6.5	469	2417	37	2850	1309
7	457	1168	40	1586	732	7	562	2818	40	3340	1537
7.5	525	1470	42	1953	902	7.5	818	3062	42	3837	1780
8	598	1773	45	2326	1075	8	1101	3305	45	4361	2037
8.5	676	2075	48	2703	1251	8.5	1383	3549	48	4884	2293
9	760	2377	51	3086	1429	9	1666	3793	51	5408	2550
9.5	872	2679	54	3498	1623	9.5	1949	4036	54	5932	2807
10	1131	2943	57	4017	1876	10	2232	4280	57	6455	3064
10.5	1414	3206	59	4561	2142	10.5	2514	4524	59	6979	3320
11	1697	3470	62	5104	2408	11	2797	4524	62	7259	3466
11.5	1980	3733	65	5648	2674	11.5	3080	4524	65	7539	3612
12	2262	3997	68	6191	2940	12	3363	4524	68	7819	3758

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	2545	4260	71	6735	3205	12.5	3645	4524	71	8099	3904
13	2828	4524	74	7278	3471	13	3928	4524	74	8379	4050
13.5	3111	4524	76	7558	3617	13.5	4211	4524	76	8658	4196
14	3393	4524	79	7838	3763	14	4494	4524	79	8938	4342
14.5	3676	4524	82	8118	3909	14.5	4776	4524	82	9218	4488
15	3963	4524	85	8403	4058	15	5064	4524	85	9503	4637
15.5	4279	4685	88	8877	4294	15.5	5380	4685	88	9977	4873
16	4600	4847	90	9356	4534	16	5700	4847	90	10457	5113
16.5	4920	5009	93	9835	4773	16.5	6020	5009	93	10936	5352
17	5241	5170	96	10315	5012	17	6341	5170	96	11415	5591
17.5	5561	5332	99	10794	5251	17.5	6661	5332	99	11894	5831
18	5881	5493	102	11273	5491	18	6982	5493	102	12373	6070
18.5	6202	5655	105	11752	5730	18.5	7302	5655	105	12852	6309
19	6522	5655	107	12070	5896	19	7623	5655	107	13170	6475
19.5	6843	5655	110	12387	6062	19.5	7943	5655	110	13488	6641
20	7163	5655	113	12705	6227	20	8264	5655	113	13805	6807
20.5	7484	5655	116	13023	6393	20.5	8584	5655	116	14123	6972
21	7804	5655	119	13340	6559	21	8904	5655	119	14441	7138
21.5	8124	5655	122	13658	6725	21.5	9225	5655	122	14758	7304
22	8445	5655	124	13975	6891	22	9545	5655	124	15076	7470
22.5	8765	5655	127	14293	7057	22.5	9866	5655	127	15393	7636
23	9086	5655	130	14611	7222	23	10186	5655	130	15711	7801
23.5	9406	5655	133	14928	7388	23.5	10507	5655	133	16029	7967
24	9727	5655	136	15246	7554	24	10827	5655	136	16346	8133
24.5	10047	5655	139	15563	7720	24.5	11148	5655	139	16664	8299
25	10368	5655	141	15881	7886	25	11468	5655	141	16981	8465
25.5	10688	5655	144	16199	8051	25.5	11788	5655	144	17299	8631
26	11008	5655	147	16516	8217	26	12109	5655	147	17617	8796
26.5	11329	5655	150	16834	8383	26.5	12429	5655	150	17934	8962
27	11649	5655	153	17152	8549	27	12750	5655	153	18252	9128
27.5	11970	5655	156	17469	8715	27.5	13070	5655	156	18570	9294
28	12290	5655	158	17787	8881	28	13391	5655	158	18887	9460
28.5	12611	5655	161	18104	9046	28.5	13711	5655	161	19205	9626
29	12931	5655	164	18422	9212	29	14032	5655	164	19522	9791
29.5	13252	5655	167	18740	9378	29.5	14352	5655	167	19840	9957
30	13572	5655	170	19057	9544	30	14672	5655	170	20158	10123

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):

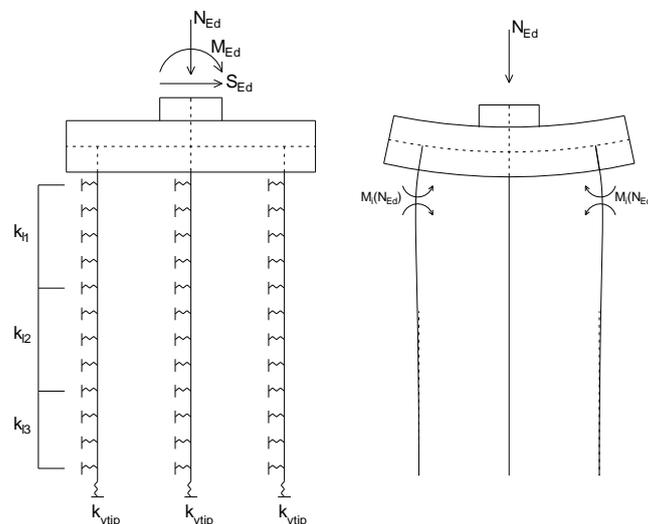
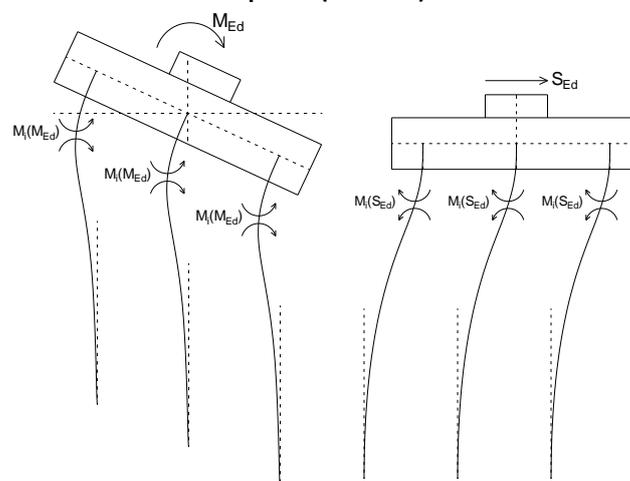
$$M_i(V_{Ed}) = \alpha \frac{V_{Ed}}{n}$$

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

Tabella 10 – Valori α

D_{palo} [m]	Sottostruttura	α [m]
1.2	Spalla S1	2.3
1.2	Spalla S2	3.5

Nel caso in esame si vede come la presenza di una frana attiva in corrispondenza delle spalla S2 del ponte comporti un aumento significativo del parametro α . Per i metodi di valutazione di tale parametro si rimanda alla *Relazione Geotecnica Generale*.


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

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

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 10.5 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	$G2.1 = 10.5 \times 3 \text{ kN/m}$	31.5 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	39.0 kN/m

5.3 EFFETTI DEI CEDIMENTI (E1)

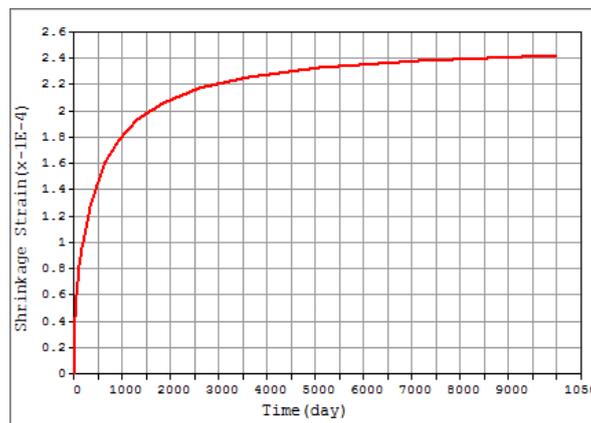
Nel caso in esame, essendo la struttura esternamente isostatica, eventuali cedimenti degli appoggi non generano sollecitazioni nella struttura.

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 omogenizzata 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.

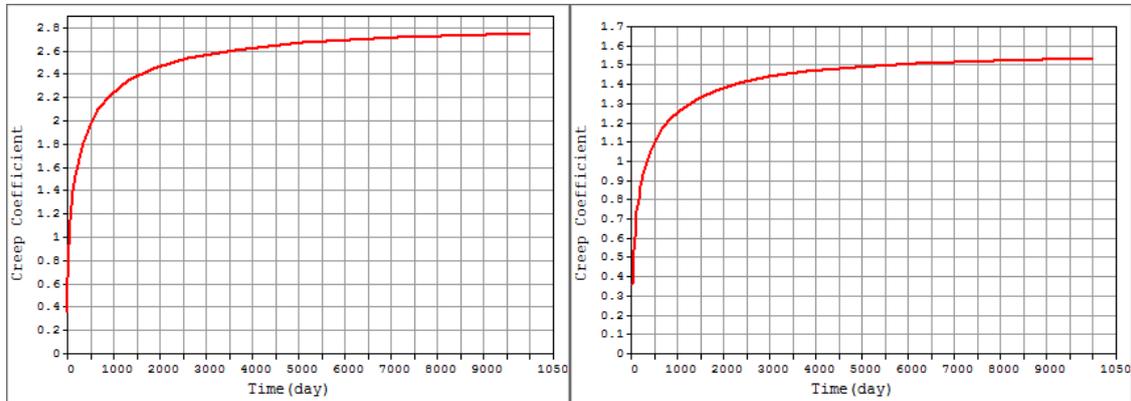


Figura 7 – Andamento del coefficiente di viscosità nel tempo per $t_0 = 3$ gg. e per $t_0 = 30$ gg.

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.

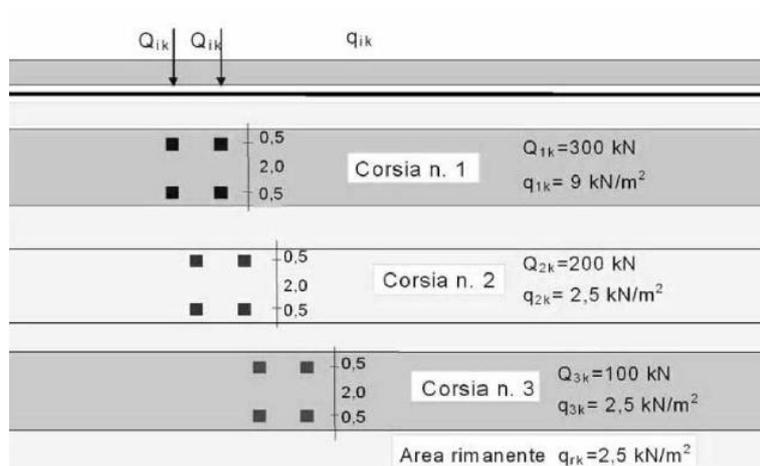


Figura 8 – Schema di carico 1

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VB400	Id.doc REL	N. prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 18 di 72
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	----------------	-----------	--------------------------

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 = 1.5 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 $Q_v = \sum_i 2 Q_v$

La geometria in pianta dell'impalcato non presenta tratti in curva, pertanto l'azione centrifuga è nulla.

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:

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

Nel caso di più travi multiple (C3.3.10.4.2), disposte parallelamente a distanza d non maggiore del doppio dell'altezza h ($d/h \leq 2$), il valore della pressione sull'elemento successivo sarà pari a quello sull'elemento precedente moltiplicato per un coefficiente di riduzione dato da:

- $\mu = 1 - 1.2\phi$ per $\phi \leq 2/3$;
- $\mu = 0.2$ per $\phi > 2/3$.

Per $d/h \geq 5$ gli elementi vengono considerati come isolati ($\mu = 1$).
Per $2 < d/h < 5$ si procede all'interpolazione lineare tra μ e 1.

Nel caso in esame, $\phi = 1$ e $d/h = 8/2.9 \approx 2.75$. Procedendo per interpolazione lineare tra 0.2 e 1, si ottiene il valore di $\mu = 0.4$. Quindi sulla seconda trave viene applicato un carico da vento pari al 40% di quello applicato sulla prima trave.

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. I valori dell'azione del vento per le due travi sono pari a:

- $q_{w,1} = (2.90 + 0.45 + 3.00) \times 1.51 \text{ kN/m} = 9.60 \text{ kN/m}$;
- $q_{w,2} = 0.4 q_{w,1} = 3.84 \text{ kN/m}$.

5.10.3 Vento a ponte scarico

In tal caso l'azione del vento viene considerata agente su un'altezza pari a quella dell'impalcato (travi e soletta). I valori dell'azione del vento per le due travi sono pari a:

- $q_{w,1} = (2.90 + 0.45) \times 1.51 \text{ kN/m} = 5.06 \text{ kN/m}$;
- $q_{w,2} = 0.4 q_{w,1} = 2.02 \text{ kN/m}$

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 , 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 sec.**

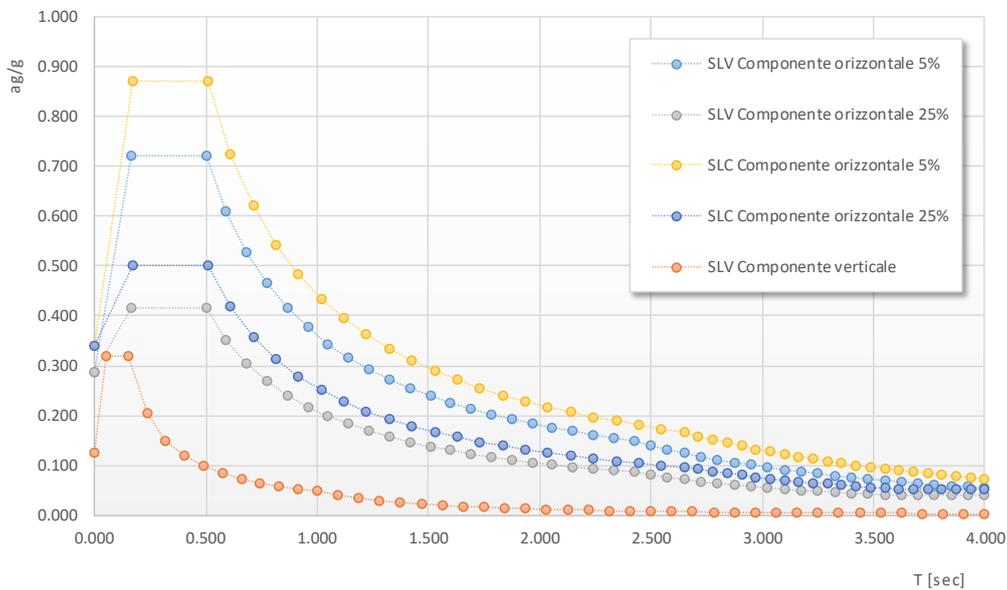
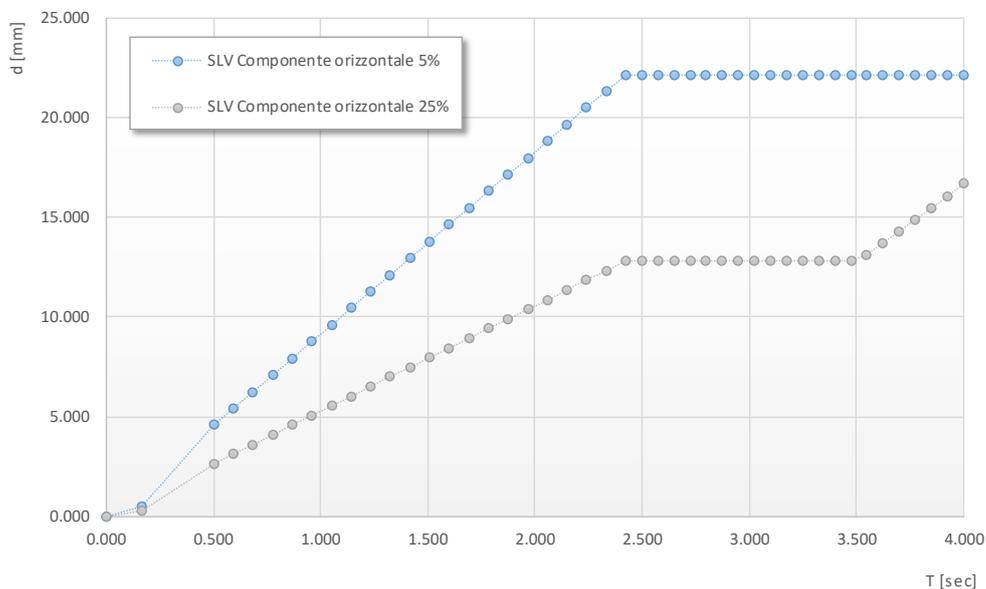
Tabella 13 - Accelerazione (a_g), fattore (F_0) e periodo (T^*c) per comune di riferimento - Fabriano

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. M. 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_gS (cfr. 7.3.2).

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.

5.13 URTO DI VEICOLO IN SVIO (Q8)

I sicurvia 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.

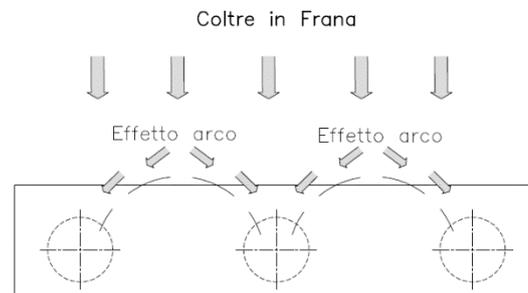
Ai sensi del DM 14/01/2008 nel progetto dell'impalcato deve essere considerata una condizione di carico eccezionale nella quale alla forza orizzontale d'urto su sicurvia si associa un carico verticale isolato costituito dallo schema di carico II, posizionato in adiacenza al sicurvia stesso e disposto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

5.14 SPINTA DELLA COLTRE IN FRANA (SPALLA S2)

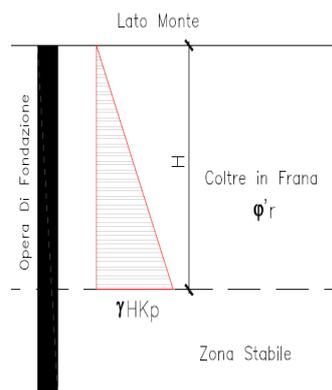
Per la valutazione degli effetti spingenti della frana sulla fondazione della spalla S2 (Unità geotecnica "a" fino ad una profondità z = 3 m, cfr. Tabella 6), si è ipotizzato di schematizzare la struttura di fondazione come un diaframma continuo che si interpone al movimento del terreno superficiale in frana, in virtù del potenziale effetto arco orizzontale che si sviluppa tra due pali adiacenti impedendo il movimento anche del terreno tra essi interposto.

Tale azione viene considerata quale azione permanente e, pertanto, ad essa vengono applicati gli opportuni coefficienti di combinazione agli SLU.


Figura 11 – Effetto arco orizzontale tra pali adiacenti

In queste ipotesi, con riferimento ad un diaframma di lunghezza unitaria, è possibile considerare, al limite del raggiungimento della resistenza passiva del terreno di monte, una spinta complessiva sull'opera pari a:

$$S_{frana} = 0.5 \cdot \gamma \cdot H \cdot k_p$$


Figura 12 – Schematizzazione spinta della coltre in frana

Si fa notare che nella *Relazione geotecnica generale sulle opere all'aperto*, per le aree individuate con fenomeni di instabilità attivi, la coltre è stata caratterizzata anche mediante back-analysis determinando, per tentativi, le caratteristiche di resistenza residua dei materiali che conducono all'equilibrio del pendio limite (FS=1) nelle condizioni idrauliche maggiormente critiche, ottenendo:

- $\phi'_r = 14^\circ$ angolo di resistenza al taglio residuo;
- $c'_r = 0$ kPa coesione drenata residua.

Nel caso in esame, si è scelto, cautelativamente, di adottare un angolo di attrito residuo pari a 18° essendo quest'ultimo, secondo la teoria di Rankine, direttamente proporzionale al coefficiente di spinta passiva k_p . Il valore di calcolo di S_{frana} è stato, quindi, determinato considerando:

- $\gamma = 19$ KN/m³;
- $H = 3$ m (spessore della massa instabile);
- $\phi'_r = 18^\circ$ (angolo d'attrito residuo coltre in frana, $K_p = 1.894$).

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
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.

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 codici 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 rigidzze 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.

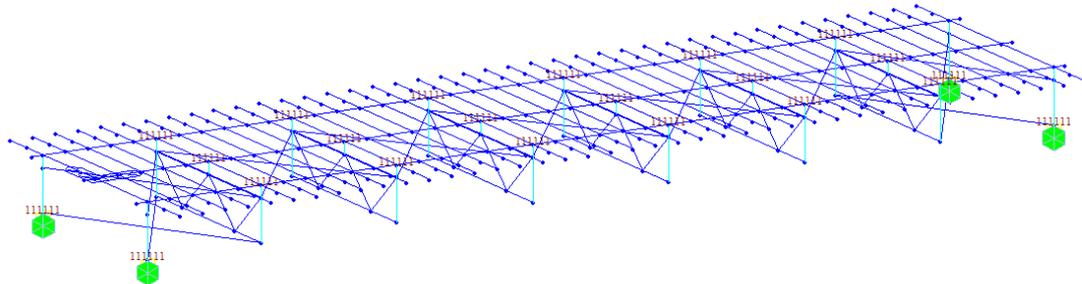


Figura 13 - Modello FEM vista wireframe

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 14 – 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 FARANGHE – Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VB400	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 34 di 72
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

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

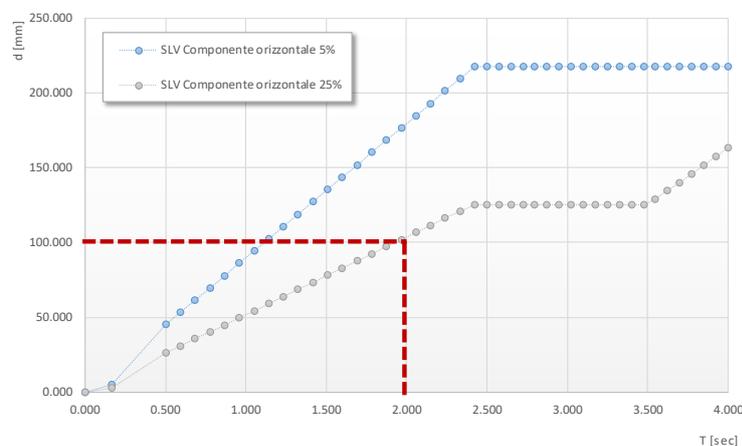


Figura 15 - Relazione fra spostamento di soglia e periodo di progetto (direzione longitudinale)

- 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);

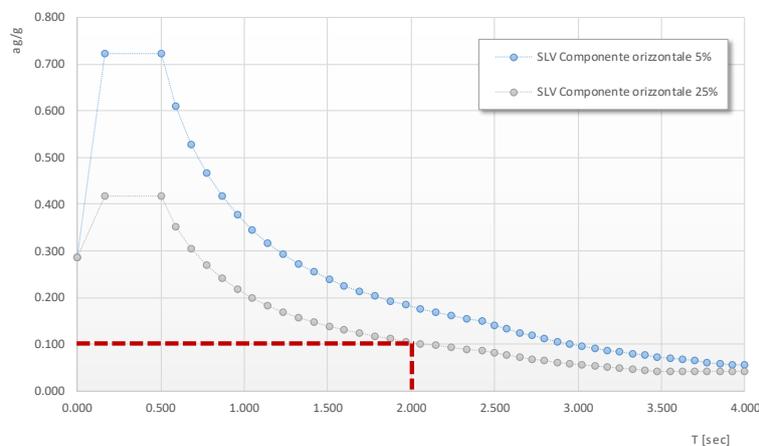


Figura 16 - Relazione fra spostamento di soglia e periodo di progetto (direzione longitudinale)

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

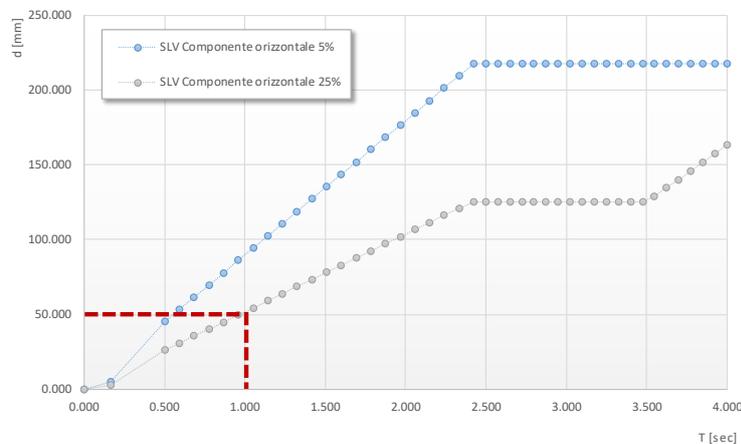


Figura 17 – Relazione fra spostamento di soglia e periodo di progetto (direzione trasversale)

- 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 ($0.2 \cdot P$);

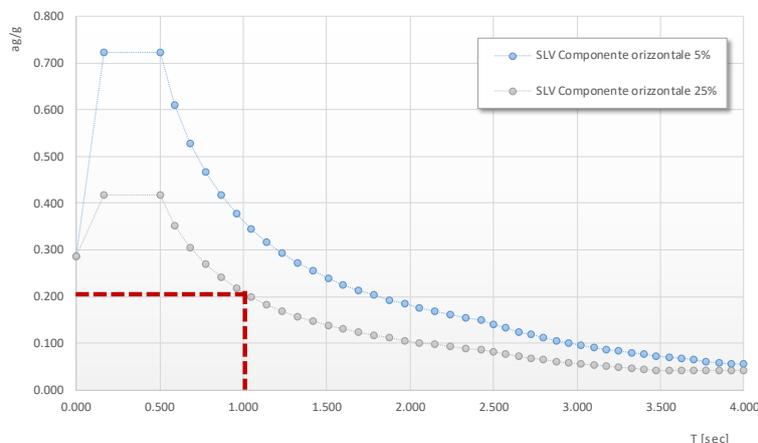


Figura 18 - Relazione fra spostamento di soglia e periodo di progetto (direzione trasversale)

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.

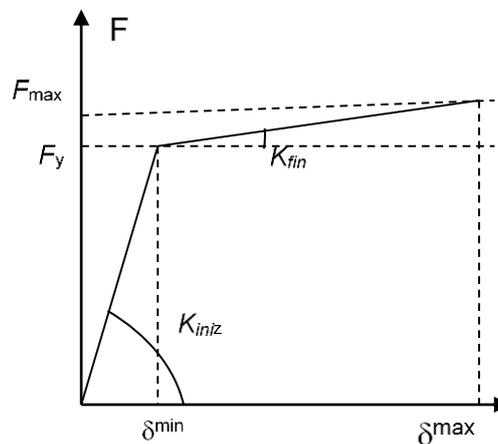


Figura 19 - Andamento qualitativo della legge forza-scorrimento caratteristica degli isolatori elastoplastici

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 incrudimento 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.

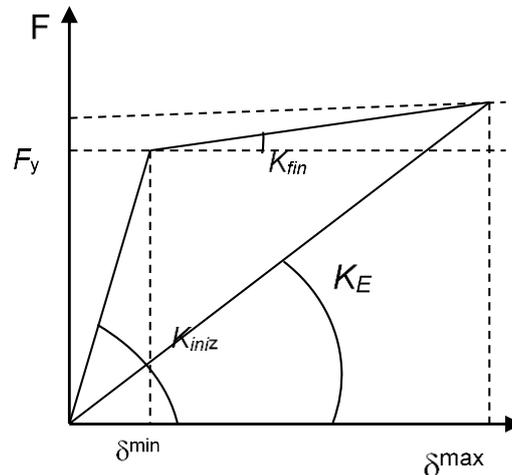


Figura 20 - Schema di equivalenza fra l'isolatore non lineare e l'isolatore lineare equivalente (K_E)

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 25 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 FARANGHE – Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VB400	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. C	Pag.di Pag. 43 di 72
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

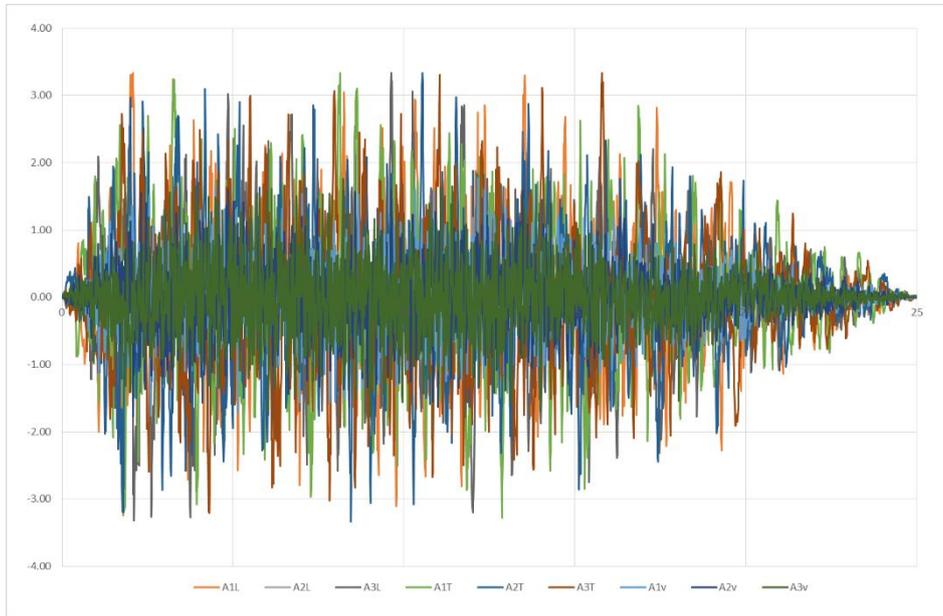


Figura 21 – Accelerogrammi 1, 2 e 3

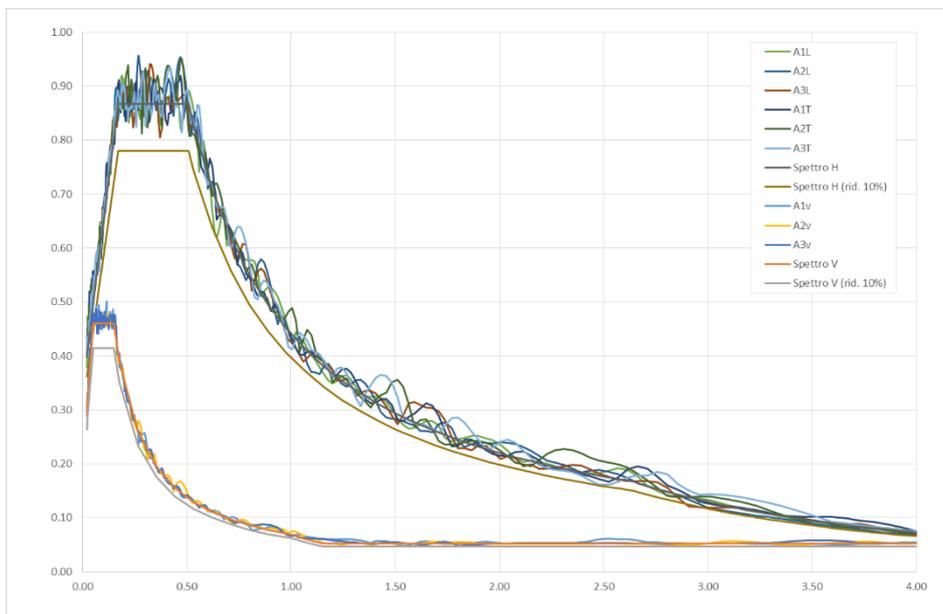


Figura 22 – Spettri associati agli accelerogrammi 1, 2 e 3 e confronto con lo spettro allo SLC

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

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

PONTE FARANGHE – Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VB400	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. C	Pag.di Pag. 44 di 72
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

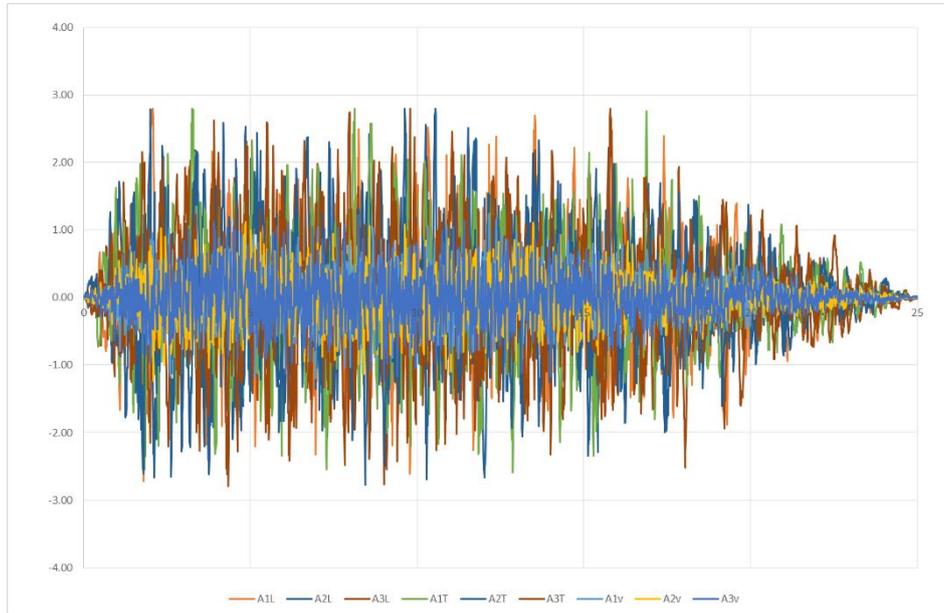


Figura 23 – Accelerogrammi spettrocompatibili (SLV)

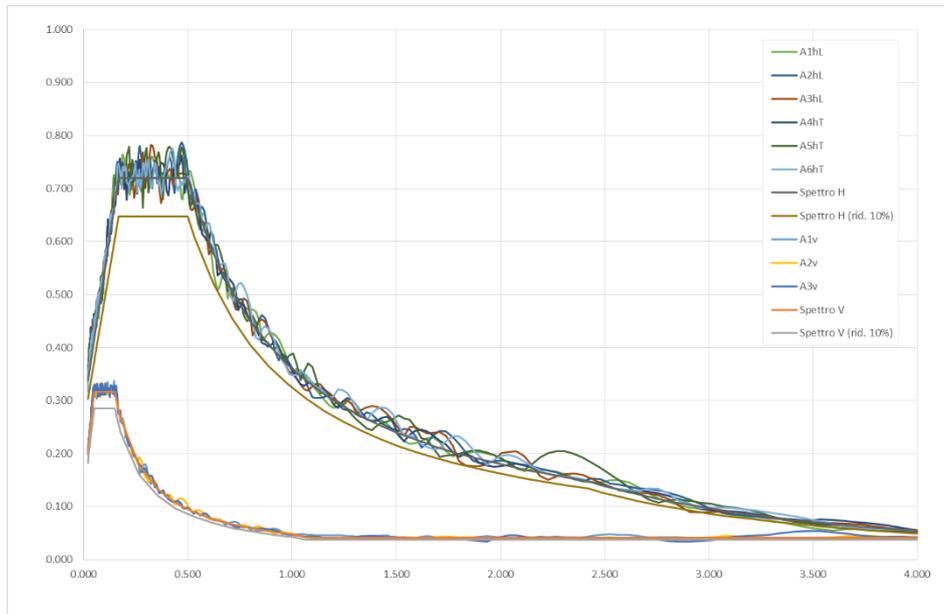


Figura 24 – Spettri associati agli accelerogrammi e confronto con lo spettro allo SLV

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.

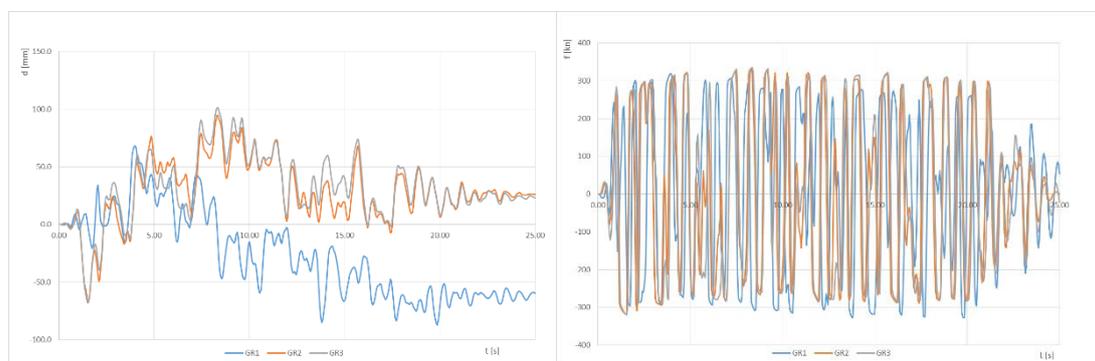


Figura 25 – Spostamenti relativi e forze impalcato-sottostrutture durante gli eventi sismici 1, 2 e 3

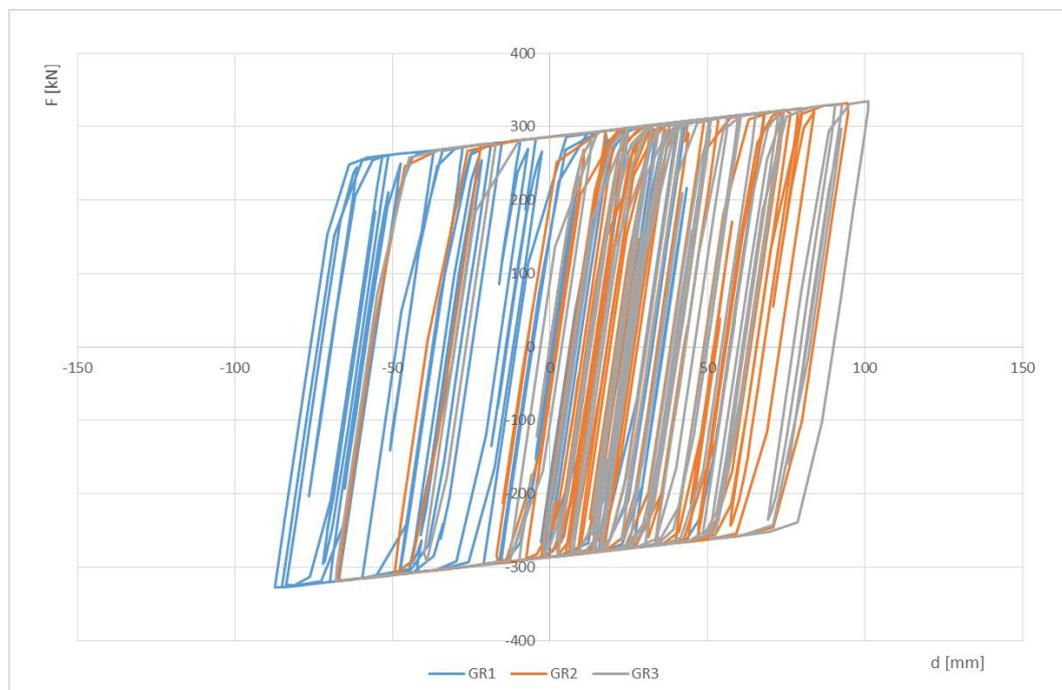


Figura 26 – Legame forza-spostamento nei dispositivi di isolamento longitudinale durante gli eventi sismici 1, 2 e 3

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.

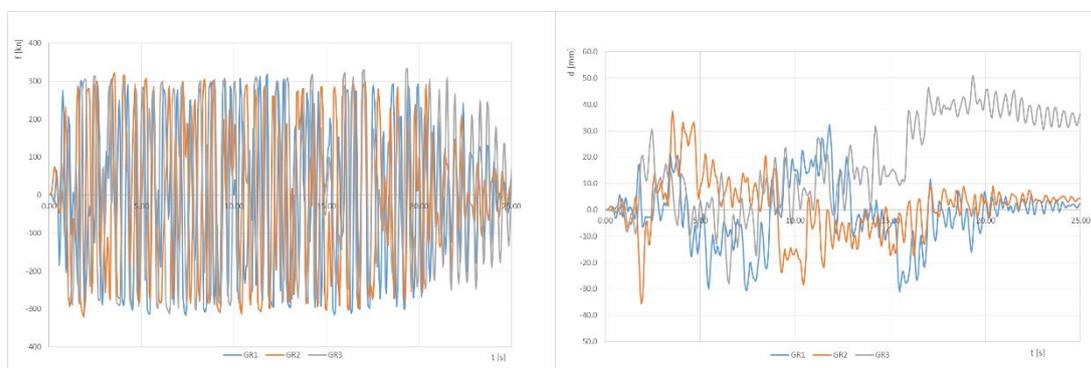


Figura 27 – Spostamenti relativi e forze impalcato-sottostrutture durante gli eventi sismici 1, 2 e 3

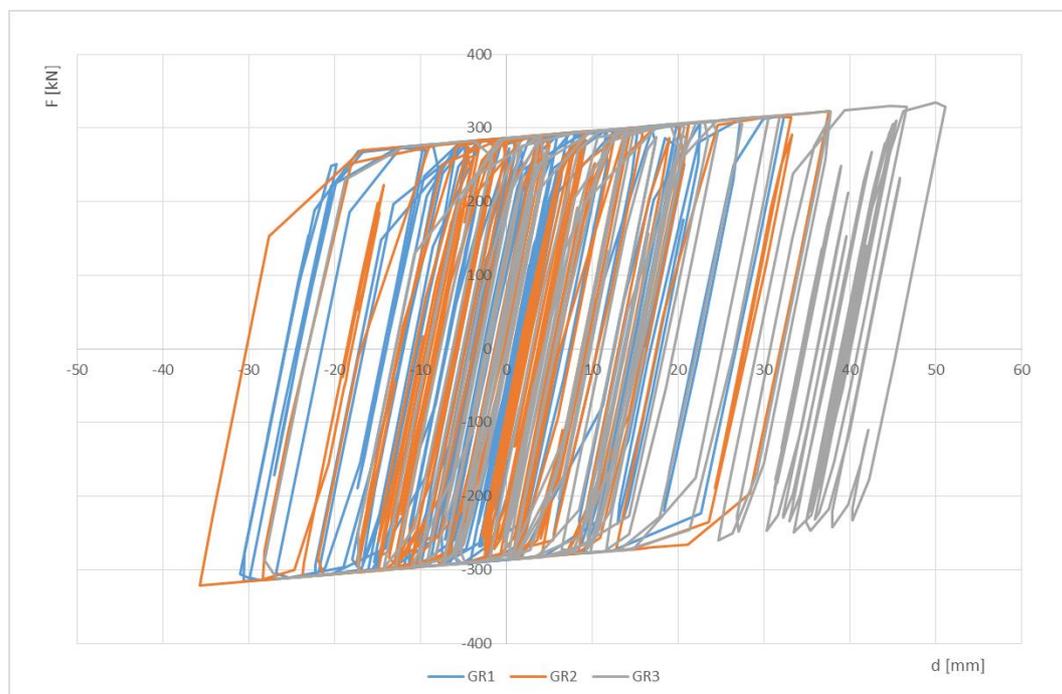


Figura 28 – Legame forza-spostamento nei dispositivi di isolamento trasversale durante gli eventi sismici 1, 2 e 3

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 (S1)

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	13.0 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	3.15 m
Spessore Muro Paraghiaia	0.80 m
Peso Muro Frontale	2626 kN
Peso Muro Paraghiaia	819 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	7.35 m
Spinta a riposo	2306 kN
Spinta attiva	1427 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	1453 kN
Inerzia del Muro Frontale (H)	751 kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (H)	234 kN
Inerzia del Muro Frontale (V)	375 kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (V)	117 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)	12789	10977	2715	3972	156
ULS_A1_Gr2a(max)	11151	12389	2158	4390	157
ULS_A1_Gr2b(max)	11194	9860	2158	3755	157
ULS_A1_Gr1(min)	9098	10239	1073	3972	162
ULS_A1_Gr2a(min)	8972	12005	1085	4403	161
ULS_A1_Gr2b(min)	9015	9424	1085	3755	161
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	6920	13997	1637	4546	494
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	7169	6454	5455	2367	1647
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	7094	6450	1637	2370	494
SLS_RA_Gr1(max)	9473	8131	-704	2942	104
SLS_RA_Gr2a(max)	8260	9177	1582	3252	105
SLS_RA_Gr2b(max)	8292	7303	3937	2782	105
SLS_RA_Gr1(min)	6739	7585	715	2942	108
SLS_RA_Gr2a(min)	6646	8893	723	3261	107
SLS_RA_Gr2b(min)	6678	6981	723	2782	107
SLS_FR_Gr1(max)	9473	8131	1219	2942	2
SLS_FR_Gr2a(max)	8260	9177	802	3252	1
SLS_FR_Gr2b(max)	8292	7303	802	2782	1
SLS_FR_Gr1(min)	6739	7585	-11	2942	2
SLS_FR_Gr2a(min)	6646	8893	-2	3261	1
SLS_FR_Gr2b(min)	6678	6981	-2	2782	1
SLS_QP	6680	5232	0	2306	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)	984	844	306	5.6	2.60
Min N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	532	1077	350	4.1	2.27
Max ML	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	532	1077	350	4.1	2.27
Max VL	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	532	1077	350	4.1	2.27

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	729	625	226	-1.5	17.4	0.0
	SLS_RA_Gr2a(min) - Min N	511	684	251	-1.6	33.8	0.0
	SLS_RA_Gr2a(max) - Max ML	635	706	250	-1.7	28.7	0.0
FREQ	SLS_FR_Gr1(max) - Max N	729	625	226	-1.5	17.4	0.0
	SLS_FR_Gr2a(min) - Min N	511	684	251	-1.6	33.8	0.0
	SLS_RA_Gr2a(max) - Max ML	635	706	250	-1.7	28.7	0.0
QP	SLS_QP	514	402	177	-0.9	9.5	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 i 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	63	KN/m
Altezza Muro Paraghiaia	3.15	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	67.3	kN/m
Spinta attiva	38.8	kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche $K'a$	0.48	
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	27.2	kN/m
Inerzia del Muro Paraghiaia /m	18.0	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	63	89	67	-1.2	33.9	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	85	120	91	7.3	3.6
SLV	63	119	84	7.3	3.9

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 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	2.50 m
Muro laterale s1	1.50 m
Muro laterale H2	1.50 m
Muro laterale s2	1.00 m
Muro laterale H3	3.50 m
Muro laterale s3	0.50 m
Altezza totale muri laterali	7.5 m
Spessore medio Muri Laterali	0.93 m
Lunghezza Massima muri laterali	4.2 m
Peso Muro laterale (singolo)	735 kN
Peso totale Muri laterali	1470 kN
Spinta a riposo (con 100% sovraccarichi)	285.5 kN/m
Spinta a riposo (con 50% sovraccarichi)	256.7
Spinta attiva	169.9 kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'a	0.48
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	143.6 kN/m
Inerzia del Muro laterale /m	50 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	175	807	257	-3.1	102.4	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	236	1089	385	2.73	1.87
SLV	175	1181	363	2.48	1.99

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	81	280	123	-2.3	76.2	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	110	378	192	3.67	2.04
SLV	81	375	172	3.66	2.28

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	44	115	66	-3.4	86.8	0.043

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
	KN/m	kNm/m	KN/m		
SLU	59	155	107	3.32	2.38
SLV	44	141	92	3.64	2.78

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 spinta delle inerzie

Nella tabella che segue sono indicati i parametri geometrici, meccanici e di carico del plinto utilizzati nell'analisi per il calcolo della risultante e momento risultante rispetto al baricentro del plinto di fondazione. 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	2626	kN
Ecc. Long. Muro Frontale - Plinto	0.40	m
Ecc.Appoggi Plinto	0.60	m
Peso Muro Paraghiaia	819	m
Ecc. Long. Muro Paraghiaia - Plinto	-0.90	kN
Peso Terreno Interno	6196	kN
Peso Accidentali	777	kN
Eccentricità long Terreno -Plinto	-2.7	m
Spessore Plinto	1.8	m
Lunghezza plinto	9.6	m
Larghezza plinto	13.2	m
Peso plinto di fondazione	5702	
Altezza Rilevato+H plinto	9.15	m
Spinta a riposo rilevato	4183	kN
Spinta a riposo sovraccarichi	914	kN
Spinta attiva rilevato	3155	kN
Incremento spinta sismica	2635	kN
Inerzia dei muri laterali (H)	426	kN
Inerzia dei muri laterali (V)	213	kN
Inerzia plinto di fondazione (H)	1630	kN
Inerzia plinto di fondazione (V)	815	kN
Inerzia rilevato interno(H)	1772	kN
Inerzia rilevato interno (V)	886	kN

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

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)	31915	-5423	2996	6893	156	31915	-5558	2996	6870	156
ULS_A1_Gr2a(max)	29224	-2755	2441	7214	157	29224	-10192	2441	5932	157
ULS_A1_Gr2b(max)	29272	-6410	2441	6579	157	29272	-6485	2441	6566	157
ULS_A1_Gr1(min)	27187	-7638	1364	6893	162	27187	-7773	1364	6870	162
ULS_A1_Gr2a(min)	27061	-3987	1374	7227	161	27061	-11575	1374	5919	161
ULS_A1_Gr2b(min)	32865	-7717	1374	6579	161	32865	-7793	1374	6566	161
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	21032	23869	6132	11285	1643	21032	15970	6132	9923	1643
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	21280	1219	20437	5598	5475	21280	-1198	20437	5181	5475
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	22891	1190	6132	5601	1643	22891	-1258	6132	5179	1643
SLS_RA_Gr1(max)	23641	-4017	-517	5106	104	23641	-4117	-517	5089	104
SLS_RA_Gr2a(max)	21648	-2041	1771	5344	105	21648	-7550	1771	4394	105
SLS_RA_Gr2b(max)	21680	-4748	4125	4874	105	21680	-4804	4125	4864	105
SLS_RA_Gr1(min)	20906	-5658	909	5106	108	20906	-5758	909	5089	108
SLS_RA_Gr2a(min)	20033	-2954	916	5353	107	20033	-8574	916	4384	107
SLS_RA_Gr2b(min)	20066	-5717	916	4874	107	20066	-5773	916	4864	107
SLS_FR_Gr1(max)	23641	-4017	1223	5106	2	23641	-4117	1223	5089	2
SLS_FR_Gr2a(max)	21648	-2041	804	5344	1	21648	-7550	804	4394	1
SLS_FR_Gr2b(max)	21680	-4748	804	4874	1	21680	-4804	804	4864	1
SLS_FR_Gr1(min)	20906	-5658	-7	5106	2	20906	-5758	-7	5089	2
SLS_FR_Gr2a(min)	20033	-2954	0	5353	1	20033	-8574	0	4384	1
SLS_FR_Gr2b(min)	20066	-5717	0	4874	1	20066	-5773	0	4864	1
SLS_QP	20070	-5743	0	4183	0	20070	-5743	0	4183	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	5.40	1.80	-1.80	-5.40	5.40	1.80	-1.80	-5.40	5.40	1.80	-1.80	-5.40
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	-3492	9	-1828	575	1322
ULS_A1_Gr2a(max)	4	-3185	9	-1686	601	1383
ULS_A1_Gr2b(max)	4	-3265	9	-1614	548	1261
ULS_A1_Gr1(min)	4	-3129	9	-1402	575	1322
ULS_A1_Gr2a(min)	4	-3019	9	-1491	602	1386
ULS_A1_Gr2b(min)	4	-3581	9	-1897	548	1261
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	4	-3758	9	253	950	2186
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	4	-3180	9	-366	653	1501
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	4	-2671	9	-1144	486	1119
SLS_RA_Gr1(max)	4	-2538	9	-1402	426	979
SLS_RA_Gr2a(max)	4	-2357	9	-1250	445	1024
SLS_RA_Gr2b(max)	4	-2482	9	-1131	406	934
SLS_RA_Gr1(min)	4	-2379	9	-1106	426	979
SLS_RA_Gr2a(min)	4	-2232	9	-1107	446	1026
SLS_RA_Gr2b(min)	4	-2292	9	-1052	406	934
SLS_FR_Gr1(max)	4	-2551	9	-1389	426	979
SLS_FR_Gr2a(max)	4	-2324	9	-1284	445	1024
SLS_FR_Gr2b(max)	4	-2383	9	-1230	406	934
SLS_FR_Gr1(min)	4	-2347	9	-1138	426	979
SLS_FR_Gr2a(min)	4	-2200	9	-1139	446	1026
SLS_FR_Gr2b(min)	4	-2260	9	-1084	406	934
SLS_QP	4	-2206	9	-1139	349	802
		-3758		253	950	2186

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, limitata al massimo ad una lunghezza pari all'interasse tra i pali (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).

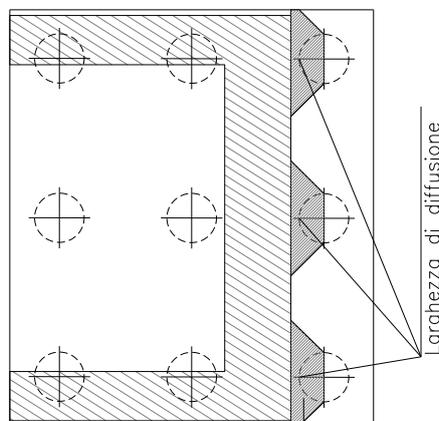

Figura 29 – Diffusione delle azioni dal palo al muro frontale

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

Nmax (palo)	3757	kN
Dist. Asse palo-bordo muro frontale	2.20	m
Diametro palo	1.20	m
Larghezza di diffusione	3.60	m
Spessore della Fondazione	1.80	m
Copriferro nominale	0.09	m
Altezza utile della sezione	1.67	m
Altezza della biella compressa	0.3	m
Sforzo di Trazione	6184	kN
Sforzo di compressione	7236	kN
Diametro armatura primo strato	26	mm
Passo armatura primo strato	15	cm
Diametro armatura secondo strato	26	mm
Passo armatura secondo strato	15	cm
Area complessiva delle armature	25485	mm ²
Tensione nel calcestruzzo	6.0	Mpa
Tensione nell'acciaio	242.6	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 (Tabella 39). Confrontando il massimo sforzo di compressione agente nei pali con i valori riportate nelle curve di capacità portante dei pali (Tabella 9), si è scelto di utilizzare dei pali aventi lunghezza pari a 15 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 FARANGHE – Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VB400	Id.doc REL	N. prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 58 di 72
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	----------------	-----------	--------------------------

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	-3758	2186	950	2.1	2.6
Min N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	253	2186	950	1.6	2.6
Max VL	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	253	2186	950	1.6	2.6

PALO - Verifiche allo SLE							
Combinazioni		N	Mlong	Tlong	σ_c	σ_s	Wk
		kN	kNm	kN	Mpa	Mpa	mm
RARA	SLS_RA_Gr1(max)	-2538	979	426	-6.4	45.7	-
	SLS_RA_Gr2b(min)	-1052	934	406	-6.0	94.0	-
FREQ	SLS_FR_Gr1(max)	-2551	979	426	-6.4	45.3	0.029
	SLS_FR_Gr2b(min)	-1084	934	406	-6.0	92.6	0.082
QP	SLS_QP	-2206	802	349	-5.3	33.9	0.000
	SLS_QP	-1139	802	349	-5.1	70.5	0.046

10. VERIFICA DELLA SPALLA MOBILE (S2)

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	7.00 m
Spessore Muro Frontale	2.00 m
Lunghezza Muro Frontale	13.0 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 FARANGHE – Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VB400	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. C	Pag.di Pag. 60 di 72
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

MURO FRONTALE	
H tratto a spessore variabile	1.40 m
Altezza Muro Paraghiaia	3.15 m
Spessore Muro Paraghiaia	0.80 m
Peso Muro Frontale	4576 kN
Peso Muro Paraghiaia	819 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	10.35 m
Spinta a riposo	4497 kN
Spinta attiva	2783 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	2833 kN
Inerzia del Muro Frontale (H)	1308 kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (H)	234 kN
Inerzia del Muro Frontale (V)	654 kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (V)	117 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)	15422	27203	3180	7243	156
ULS_A1_Gr2a(max)	13870	25375	2627	6950	157
ULS_A1_Gr2b(max)	13827	25367	2627	6950	157
ULS_A1_Gr1(min)	11730	26465	1555	7243	161
ULS_A1_Gr2a(min)	11691	24940	1565	6950	160
ULS_A1_Gr2b(min)	11648	24931	1565	6950	160
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	8876	30480	3365	7158	661
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	9120	15656	11214	4096	2204
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	9046	15641	3365	4096	661

BASE MURO FRONTALE					
Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
SLS_RA_Gr1(max)	11423	20151	-266	5365	104
SLS_RA_Gr2a(max)	10274	18797	1765	5148	104
SLS_RA_Gr2b(max)	10242	18790	4249	5148	104
SLS_RA_Gr1(min)	8689	19604	1036	5365	108
SLS_RA_Gr2a(min)	8660	18474	1043	5148	107
SLS_RA_Gr2b(min)	8628	18467	1043	5148	107
SLS_FR_Gr1(max)	11423	20151	1226	5365	2
SLS_FR_Gr2a(max)	10274	18797	807	5148	1
SLS_FR_Gr2b(max)	10242	18790	807	5148	1
SLS_FR_Gr1(min)	8689	19604	-6	5365	2
SLS_FR_Gr2a(min)	8660	18474	1	5148	1
SLS_FR_Gr2b(min)	8628	18467	1	5148	1
SLS_QP	8630	15095	0	4497	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	-

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)	1186	2093	557	2.36	1.42
Min N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	683	2345	551	1.92	1.31
Max ML	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	683	2345	551	1.92	1.31
Max VL	ULS_A1_Gr1(max)	1186	2093	557	2.36	1.42

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	879	1550	413	-3.6	94.8	0
	SLS_RA_Gr2b(min) - Min N	664	1421	396	-3.3	96.9	0
	SLS_RA_Gr1(max) - Max ML	879	1550	413	-3.6	94.8	0
FREQ	SLS_FR_Gr1(max) - Max N	879	1550	413	-3.6	94.8	0
	SLS_FR_Gr2b(min) - Min N	664	1421	396	-3.3	96.9	0
	SLS_RA_Gr1(max) - Max ML	879	1550	413	-3.6	94.8	0
QP	SLS_QP	664	1161	346	-2.7	70.6	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	63	KN/m
Altezza Muro Paraghiaia	3.15	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	67.3	kN/m
Spinta attiva	38.8	kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche $K'a$	0.48	
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	27.2	kN/m
Inerzia del Muro Paraghiaia /m	18.0	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	63	89	67	-1.2	34.0	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	85	120	91	7.28	3.59
SLV	63	119	84	7.28	3.86

10.3 MURI LATERALI

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

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

Tabella 50 – Valutazioni pesi e spinte agenti sui muri laterali

MURI LATERALI	
Muro laterale H1	4.00 m
Muro laterale s1	1.50 m
Muro laterale H2	3.00 m
Muro laterale s2	1.00 m
Muro laterale H3	3.50 m
Muro laterale s3	0.50 m
Altezza totale muri laterali	10.5 m
Spessore medio pesato muri laterali	1.02 m
Lunghezza Massima muri laterali	7.8 m
Peso Muro laterale (singolo)	2096 kN
Peso totale Muri laterali	4193 kN
Spinta a riposo (con 100% sovraccarichi)	520.7 kN/m
Spinta a riposo (con 50% sovraccarichi)	480.4
Spinta attiva	312.7 kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'a	0.48
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	277.2 kN/m
Inerzia del Muro laterale /m	77 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+1φ22/10	1φ20/20	1φ12/(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	269	1785	480	-5.9	172.4	0.122

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
	KN/m	kNm/m	KN/m		
SLU	363	2702	703	1.57	1.03
SLV	269	3009	667	1.39	1.08

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

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 di base H2)

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	119	553	198	-4.4	155.2	0.083

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
	KN/m	kNm/m	KN/m		
SLU	160	746	300	1.89	1.31
SLV	119	772	274	1.80	1.43

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 di base H3)

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	44	115	66	-3.9	134.2	0.120

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
	KN/m	kNm/m	KN/m		
SLU	59	155	107	2.19	2.38
SLV	44	141	92	2.33	2.78

10.4 PLINTO DI FONDAZIONE

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

Nella tabella che segue sono indicati i parametri geometrici, meccanici e di carico del plinto utilizzati nell'analisi per il calcolo della risultante e momento risultante rispetto al baricentro del plinto di fondazione. 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	4576 kN
Ecc. Long. Muro Frontale - Plinto	2.20 m
Ecc.Appoggi Plinto	2.40 m
Peso Muro Paraghiaia	819 m
Ecc. Long. Muro Paraghiaia - Plinto	0.90 kN
Peso Terreno Interno	16984 kN
Peso Accidentali	1551 kN
Eccentricità long Terreno -Plinto	-2.7 m
Spessore Plinto	2 m
Lunghezza plinto	13.2 m
Larghezza plinto	13.2 m
Peso plinto di fondazione	8712
Altezza Rilevato+H plinto	12.35 m
Spinta a riposo rilevato	7621 kN
Spinta a riposo sovraccarichi	1234 kN
Spinta attiva rilevato	5481 kN
Incremento spinta sismica	4801 kN
Inerzia dei muri laterali (H)	1182 kN
Inerzia dei muri laterali (V)	591 kN
Inerzia plinto di fondazione (H)	2491 kN
Inerzia plinto di fondazione (V)	1246 kN
Inerzia rilevato interno(H)	4856 kN
Inerzia rilevato interno (V)	2428 kN

Come specificato al paragrafo 5.14, a partire da quota testa pali si considera un'azione orizzontale (cautelativamente assunta in direzione longitudinale) dovuta alla spinta della coltre in frana (Unità geotecnica "a") per una profondità pari a 3 m. Tale azione si somma, a quota intradosso fondazione, alle azioni derivanti dall'elevazione della spalla.

Tabella 58 – Calcolo spinta alla coltre in frana

SPINTA DELLA COLTRE IN FRANA (DIREZIONE LONGITUDINALE)					
Y [kN/m ³]	φr [°]	kp [-]	H [m]	Sf [kN/m]	Rf [kN]
19.0	18.0	1.894	3.0	162.0	2138

Tabella 59 – 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)	57935	-894	3492	14840	156
ULS_A1_Gr2a(max)	54282	-4617	2940	14424	157
ULS_A1_Gr2b(max)	54243	-4722	2940	14424	157
ULS_A1_Gr1(min)	52162	-9753	1877	14840	161
ULS_A1_Gr2a(min)	52119	-9847	1885	14424	160
ULS_A1_Gr2b(min)	60883	-9952	1885	14424	160

SOLLECITAZIONI A QUOTA TESTA PALI (BARICENTRO PLINTO)					
Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	40328	65668	17269	22522	3229
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	40572	9376	57559	12090	10763
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	44033	9197	17268	12090	3229
SLS_RA_Gr1(max)	42915	-662	-59	10993	104
SLS_RA_Gr2a(max)	40209	-3420	1974	10684	104
SLS_RA_Gr2b(max)	40177	-3498	4457	10684	104
SLS_RA_Gr1(min)	40181	-7225	1251	10993	108
SLS_RA_Gr2a(min)	38595	-7294	1257	10684	107
SLS_RA_Gr2b(min)	38562	-7372	1257	10684	107
SLS_FR_Gr1(max)	42915	-662	1230	10993	2
SLS_FR_Gr2a(max)	40209	-3420	809	10684	1
SLS_FR_Gr2b(max)	40177	-3498	809	10684	1
SLS_FR_Gr1(min)	40181	-7225	-3	10993	2
SLS_FR_Gr2a(min)	38595	-7294	3	10684	1
SLS_FR_Gr2b(min)	38562	-7372	3	10684	1
SLS_QP	38566	-7367	0	9759	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 60 – Numero di pali e coordinate rispetto al baricentro del plinto

	Pali															
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
z	-5.40	-5.40	-5.40	-5.40	-1.80	-1.80	-1.80	-1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	5.4	5.4	5.4	5.4
y	5.40	1.80	-1.80	-5.40	5.40	1.80	-1.80	-5.40	5.40	1.80	-1.80	-5.40	5.4	1.8	-1.8	-5.4
z ²	29.2	29.2	29.2	29.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	29.2	29.2	29.2	29.2
y ²	29.2	3.2	3.2	29.2	29.2	3.2	3.2	29.2	29.2	3.2	3.2	29.2	29.2	3.2	3.2	29.2
W _y	48.0	144.0	-144.0	-48.0	48.0	144.0	-144.0	-48.0	48.0	144.0	-144.0	-48.0	48.0	144.0	-144.0	-48.0
W _z	-48.0	-48.0	-48.0	-48.0	-144.0	-144.0	-144.0	-144.0	144.0	144.0	144.0	144.0	48.0	48.0	48.0	48.0

Tabella 61 – Massime e minime sollecitazioni nei pali di fondazione

Combo	SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI						
	Palo	N _{min}		N _{max}		V _{max} [kN]	M _{max} [kNm]
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]		
ULS_A1_Gr1(max)	4	-4806	13	-2436	928	3246	
ULS_A1_Gr2a(max)	4	-4613	13	-2172	902	3155	
ULS_A1_Gr2b(max)	4	-4613	13	-2167	902	3155	
ULS_A1_Gr1(min)	4	-4596	13	-1924	928	3247	
ULS_A1_Gr2a(min)	4	-4565	13	-1950	902	3155	

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

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

PONTE FARANGHE – Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VB400	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. C	Pag.di Pag. 67 di 72
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI						
Combo	N _{min}		N _{max}		V _{max} [kN]	M _{max} [kNm]
	Palo	[kN]	Palo	[kN]		
ULS_A1_Gr2b(min)	4	-5115	13	-2495	902	3155
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	4	-6126	13	1085	1422	4977
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	4	-5597	13	525	1012	3541
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	4	-4420	13	-1084	782	2737
SLS_RA_Gr1(max)	4	-3506	13	-1858	687	2405
SLS_RA_Gr2a(max)	4	-3412	13	-1614	668	2337
SLS_RA_Gr2b(max)	4	-3463	13	-1559	668	2337
SLS_RA_Gr1(min)	4	-3497	13	-1525	687	2405
SLS_RA_Gr2a(min)	4	-3377	13	-1447	668	2337
SLS_RA_Gr2b(min)	4	-3377	13	-1444	668	2337
SLS_FR_Gr1(max)	4	-3523	13	-1841	687	2405
SLS_FR_Gr2a(max)	4	-3380	13	-1646	668	2337
SLS_FR_Gr2b(max)	4	-3380	13	-1642	668	2337
SLS_FR_Gr1(min)	4	-3464	13	-1559	687	2405
SLS_FR_Gr2a(min)	4	-3343	13	-1481	668	2337
SLS_FR_Gr2b(min)	4	-3343	13	-1477	668	2337
SLS_QP	4	-3275	13	-1545	610	2135
		-6126		1085	1422	4977

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

Nmax (palo)	6126	kN
Dist. Asse palo-bordo muro frontale	2.20	m
Diametro palo	1.20	m
Larghezza di diffusione	3.60	m
Spessore della Fondazione	2.00	m
Copriferro nominale	0.09	m
Altezza utile della sezione	1.87	m
Altezza della biella compressa	0.37	m
Sforzo di Trazione	9004	kN
Sforzo di compressione	10890	kN
Diametro armatura primo strato	26	mm
Passo armatura primo strato	15	cm
Diametro armatura secondo strato	26	mm
Passo armatura secondo strato	15	cm
Area complessiva delle armature	25485	mm ²
Tensione nel calcestruzzo	8.1	Mpa
Tensione nell'acciaio	353.3	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 20 m (Tabella 9). Tale lunghezza garantisce un certo margine di sicurezza rispetto alla normale verifica di capacità portante del palo in quanto si tiene conto del fatto che la spalla 2 dell’opera in esame si trova in un contesto geologico di frana attiva.

L’individuazione dei pali a cui corrispondono tali sollecitazioni può essere effettuata mediante le tabelle riportate nel paragrafo precedente (Tabella 60).

Le armature longitudinali consistono in una prima gabbia costituita da 40+30 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 63 – Verifica dei pali di fondazione

Palo	Sezione di verifica	Armatura	
	D [m]	Armatura longitudinale	Taglio
ϕ 1200	1.2	40 ϕ 26+30 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	-6126	4977	1422	1.30	1.76
Min N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	1085	4977	1422	1.08	1.76
Max VL	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	1085	4977	1422	1.08	1.76

PALO - Verifiche allo SLE							
Combinazioni		N	Mlong	Tlong	σ_c	σ_s	Wk
		kN	kNm	kN	Mpa	Mpa	mm
RARA	SLS_RA_Gr1(max)	-3506	2405	687	-12.4	144.7	-
	SLS_RA_Gr2b(min)	-1444	2337	668	-11.5	192.6	-
FREQ	SLS_FR_Gr1(max)	-3523	2405	687	-12.4	144.2	0.169
	SLS_FR_Gr2b(min)	-1477	2337	668	-11.5	191.6	0.247
QP	SLS_QP	-3275	2135	610	-11.1	124.4	0.148
	SLS_QP	-1545	2135	610	-10.6	169.6	0.197

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 30 – 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).

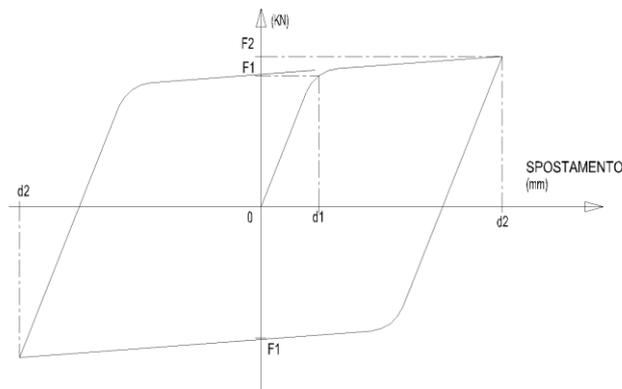


Figura 31 – Legame forza-spostamento per isolatori

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 64 – 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 della 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 $F_{sdu}=(H_L^2+H_T^2)^{1/2}=$ 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:

$$\tau_{sd} < \tau_{rd} \quad 7.40 \quad \text{MPa}$$

$$\tau_{rd} = \beta f_{ctd} + \mu(p f_{yd} + \sigma_{cd}) < 0.25 f_{cd} \quad 0.25 f_{cd} = 4.93 \quad \text{MPa}$$

 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 mm²

 Perc. di armatura $p =$

 0.01521 (≥ 0.001)

OK

 Resistenza a taglio teorica $\tau_{rd} =$ 3.57 N/mm²

 Resistenza a taglio di calcolo $\tau_{rd} =$ 3.57 N/mm²

 Taglio agente di progetto $\tau_{sd} =$ 0.34 N/mm² OK

Resistenza alle forze verticali (P.to 6.7 - EC2 parte 1-1)

 Azione di progetto ultima $F_{sdu}=V=$ 5000 KN

 area caricata $A_{c0} =$ 640000 mm²

 massima area di diffusione $A_{c1} =$ 1000000 mm²

 Resistenza ultima $F_{rd} = A_{c0} * f_{cd} * (A_{c1}/A_{c0})^{1/2} =$ 15786.67 KN

$$F_{rd} < 3 * f_{cd} * A_{c0} = 37888 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

Armatura di frettaggio per assorbire la reazione verticale

 Azione di progetto ultima $F_{sdu}=V=$ 5000 KN

 Area necessaria $A_s = 0.25 * F_{sdu} * (1 - (\min(a/a' - b/b'))) / f_{yd} =$ 6 cm²

 Avendo disposto staffe $\phi 12$ a 4 braccia risulta per un totale di 2 staffe collaboranti nel tratto

Area resistente totale

 9.0 cm²

OK