

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.

PERIZIA DI VARIANTE

CONTRAENTE GENERALE:



Il responsabile del Contraente Generale:


Ing. Federico Montanari

Il responsabile Integrazioni delle Prestazioni Specialistiche:


Ing. Salvatore Lieto

PROGETTAZIONE: Associazione Temporanea di Imprese

Mandataria:



Mandanti:



SGAI s.r.l.
di E.Forlani & C.
Studio di Ingegneria e Geologia Applicata
Via Martelli, 20 - 47833 Mercatino di Romagna (RN) - ITALY
P.IVA 01894420403 - tel/fax +39 054 1988277 - e-mail: sgai@sgai.com
pec: sgai@sgai.pec.com

RESPONSABILE DELLA PROGETTAZIONE
PER L'A.T.I.

Prof. Ing. Antonio Grimaldi

GEOLOGO

Dott. Geol. Fabrizio Pontoni

COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI
PROGETTAZIONE

Ing. Michele Curiale



IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. Iginio Farotti

IL COORDINATORE DELLA
SICUREZZA IN FASE DI ESECUZIONE

Ing. Vincenzo Pardo

IL DIRETTORE DEI LAVORI

Ing. Peppino Marascio

2.1.2 - PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord - Matelica sud/Castelraimondo nord

*OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI
PONTE FRATTE*

Relazione di calcolo sottostrutture

SCALA:

DATA:

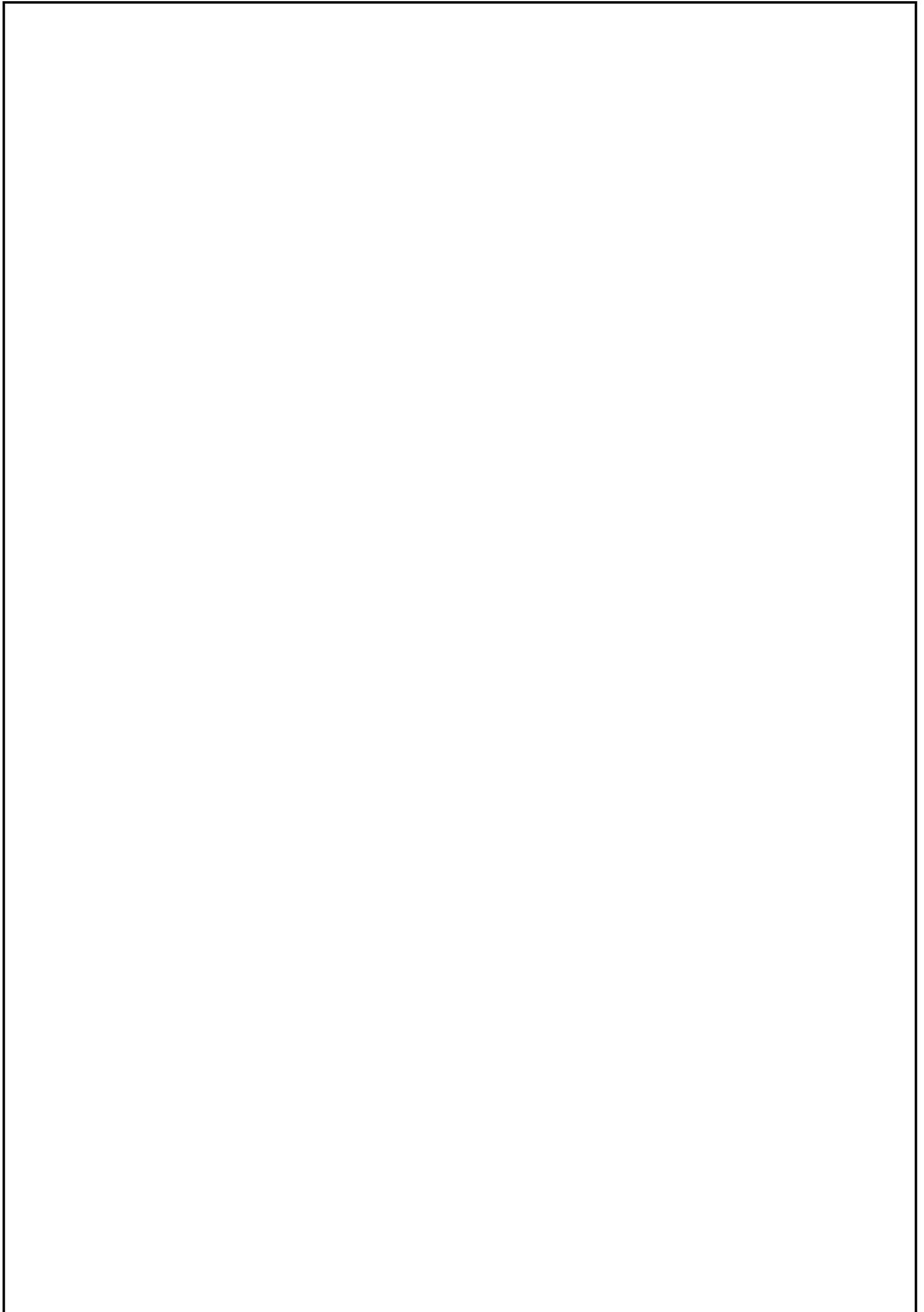
Febbraio 2020

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

Codice elaborato:

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

REV.	DATA	DESCRIZIONE	Redatto		Controllato	Approvato
E	Febbraio 2020	Variata tipologia ponte	M. Vari	A. Tosiani	S. Lieto	A. Grimaldi



Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 2 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	-------------------------

I N D I C E

1. GENERALITA'	4
1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	4
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	7
3.1 RESISTENZE DI PROGETTO	7
3.1.1 Calcestruzzo C30/37	7
3.1.2 Calcestruzzo C32/40.....	8
3.1.3 Acciaio di armatura B450C	8
4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	9
4.1 INDAGINI GEOTECNICHE ESEGUITE.....	9
4.2 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO	10
4.3 CAPACITA' PORTANTE DEI PALI	10
4.4 RAPPORTO MOMENTO-TAGLIO IN TESTA AI PALI	12
5. ANALISI DEI CARICHI	14
5.1 PESI PROPRI E CARICHI PERMANENTI (G1 ,G2)	14
5.2 SOVRACCARICHI DA TRAFFICO (Q1 , Q2)	15
5.3 RITIRO E VISCOSITÀ DEL CALCESTRUZZO (E2)	17
5.4 VARIAZIONE TERMICA (E3)	17
5.5 AZIONE DI FRENAMENTO (Q3).....	17
5.6 AZIONE CENTRIFUGA (Q4).....	17
5.7 AZIONE DEL VENTO (Q5).....	17
5.8 AZIONI SISMICHE (Q6)	19
5.9 RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI (Q7)	21
6. COMBINAZIONI DI CARICO	22
6.1 GRUPPI DI CARICO	22
6.2 COEFFICIENTI PARZIALI E DI COMBINAZIONE	23
6.3 COMBINAZIONI AGLI SLU.....	24
6.4 COMBINAZIONI AGLI SLE.....	24
7. MODELLI DI CALCOLO	25
7.1 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO.....	25
7.2 MODELLO GLOBALE	26
7.3 MODELLO A MENSOLA PER LA VERIFICA DELLE SPALLE	28
7.3.1 Condizioni statiche	29
7.3.2 Condizioni sismiche.....	29
8. METODI DI ANALISI E DI VERIFICA	33
8.1 ANALISI STATICA	33
8.2 ANALISI SISMICA.....	33
8.2.1 Dimensionamento degli isolatori sismici	35
8.2.1.1 <i>Isolatore viscoelastico lineare "equivalente"</i>	35
8.2.1.2 <i>Isolatori elastoplastici</i>	38
8.2.2 Analisi dinamica lineare (analisi modale)	40

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id. doc. REL	N. prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L073	212	E	13	VI4400		02	E	3 di 79

8.2.3	Analisi dinamica non lineare	41
8.2.4	Risultati dell'analisi in direzione longitudinale	43
8.2.5	Risultati dell'analisi in direzione trasversale	44
8.3	CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI	45
8.3.1	Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi	45
8.3.2	Verifiche allo stato limite di fessurazione	46
8.3.3	Verifiche delle tensioni di esercizio	46
9.	VERIFICA DELLA SPALLA S1 (FISSA)	47
9.1	VERIFICA DEL MURO FRONTALE	47
9.2	VERIFICA DEL MURO PARAGHIAIA	50
9.3	VERIFICA DEL MURO LATERALE	51
9.4	VERIFICA DEL PLINTO DI FONDAZIONE	53
9.5	VERIFICA DEI PALI	61
10.	VERIFICA DELLA SPALLA S2 (MOBILE)	63
10.1	VERIFICA DEL MURO FRONTALE	63
10.2	VERIFICA DEL MURO PARAGHIAIA	67
10.3	VERIFICA DEL MURO LATERALE	67
10.4	VERIFICA DEL PLINTO DI FONDAZIONE	69
10.5	VERIFICA DEI PALI	75
11.	ISOLATORI, APPOGGI E GIUNTI	76

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE**Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord – PONTE FRATTE****Relazione di calcolo sottostrutture**

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 4 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	-------------------------

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 Fratte posto tra le progressive 4+256 e 4+279 del tracciato di progetto.

La presente relazione, emessa nell'ambito della redazione del progetto esecutivo, ha per oggetto la verifica delle sottostrutture del ponte, mentre, per quanto concerne la verifica dell'impalcato, si rimanda all'elaborato 212E13VI4400RELO1B (*Ponte Fratte - Relazione di calcolo impalcato*).

1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il ponte è lungo 25 m, con una luce in asse appoggi pari a 23 m, sviluppandosi tra la progr. 4+256 e 4+279. La campata è in c.a.p. ed è costituita da tre cassoncini prefabbricati e precompressi alti 1.6 m, ad interasse trasversale di 3.75 m.

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.

SPALLA FISSA S1

Altezza muro frontale: 6.36 m
Spessore muro frontale: 2.0 m
Altezza muro paraghiaia: 2.4 m
Spessore muro paraghiaia: 0.5 m
Spessore plinto di fondazione: 1.8 m
Lunghezza plinto di fondazione: 9.6 m
Larghezza plinto di fondazione: 14.1 m
Spessori muri laterali: 1.5 m - 1.0 m - 0.5 m
Pali: 12φ1200, Interasse longitudinale/traversale: 3.6 m/3.9m

SPALLA MOBILE S2

Altezza muro frontale: 6.44 m
Spessore muro frontale: 2.0 m
Altezza muro paraghiaia: 2.4 m
Spessore muro paraghiaia: 0.5 m
Spessore plinto di fondazione: 1.8 m
Lunghezza plinto di fondazione: 9.6 m
Larghezza plinto di fondazione: 14.1 m
Spessori muri laterali: 1.5 m - 1.0 m - 0.5 m
Pali: 12φ1200, Interasse longitudinale/traversale: 3.6 m/3.9m

Si riportano le sezioni delle sottostrutture in esame.

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord – PONTE FRATTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id. doc. REL	N. prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L073	212	E	13	VI4400	REL	02	E	5 di 79

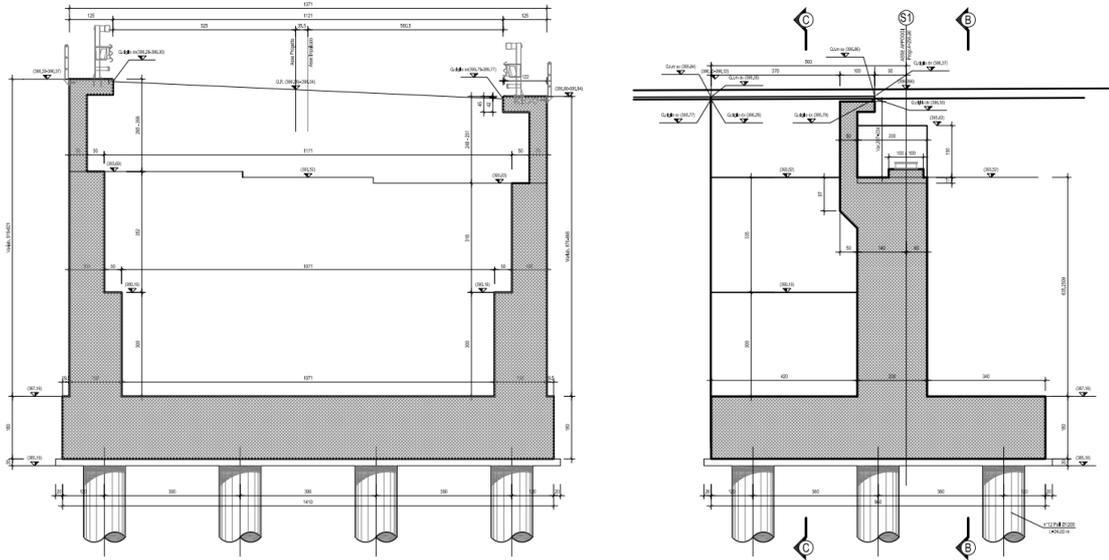


Figura 1 – Spalla S1

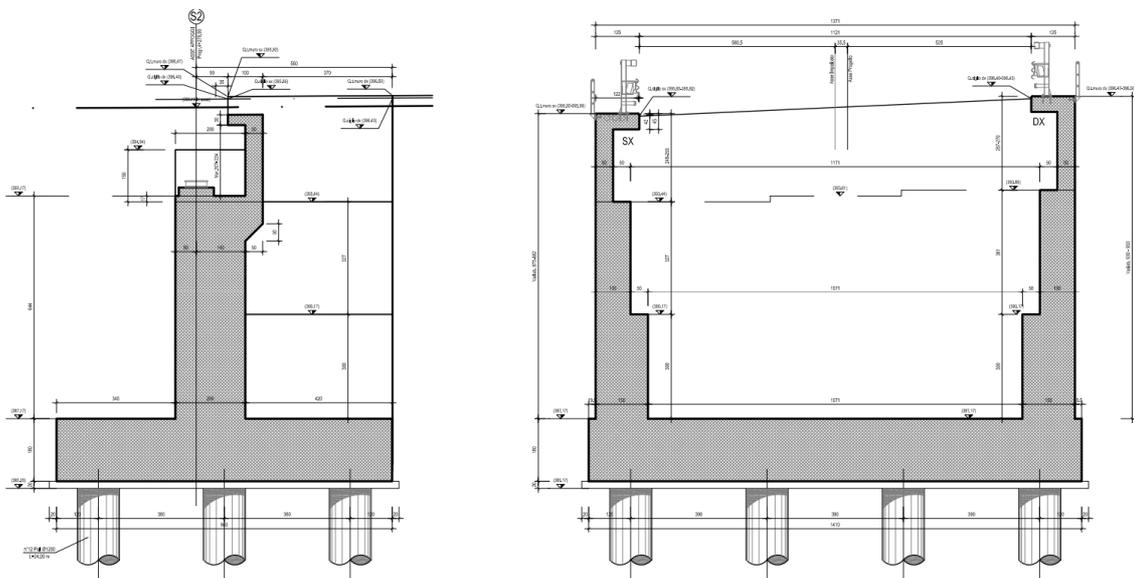


Figura 2 – Spalla S2

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

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE**Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord – PONTE FRATTE****Relazione di calcolo sottostrutture**

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 6 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	-------------------------

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 3, parte 1.3. Progettazione delle strutture in acciaio. Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN1992-2:2006.
EUROCODICE 2, Parte 2. Ponti di calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi
- UNI EN1998-2:2006.
EUROCODICE 8, Parte 2. Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Ponti.

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 7 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	-------------------------

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 1 – 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

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

Resistenze di progetto allo SLU

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

Resistenze di progetto allo SLE

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

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 8 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	-------------------------

3.1.2 Calcestruzzo C32/40

$R_{ck} = 40 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cubica a 28 giorni
$f_{ck} = 32 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 40 \text{ MPa}$	resistenza cilindrica valore medio
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.02 \text{ MPa}$	resistenza media a trazione semplice (assiale)
$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.12 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica a trazione
$E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 33346 \text{ MPa}$	modulo elastico
$\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$	peso per unità di volume

Resistenze di progetto allo SLU

$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 18.1 \text{ MPa}; \gamma_c = 1.50$	resistenza di progetto a compressione
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.41 \text{ MPa}$	resistenza di progetto a trazione

Resistenze di progetto allo SLE

$\sigma_{c,r} = 0.60 \cdot f_{ck} = 19.2 \text{ MPa}$	tensione limite in comb. caratteristica (rara)
$\sigma_{c,f} = 0.45 \cdot f_{ck} = 14.4 \text{ MPa}$	tensione limite in comb. quasi permanente
$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.52 \text{ MPa}$	tensione limite di fessurazione (trazione)

3.1.3 Acciaio di armatura B450C

$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica di snervamento
$f_{tk} = 540 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica a rottura
$E_s = 210000 \text{ MPa}$	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
--	-------------------------------

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 9 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	-------------------------

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Il viadotto 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*.

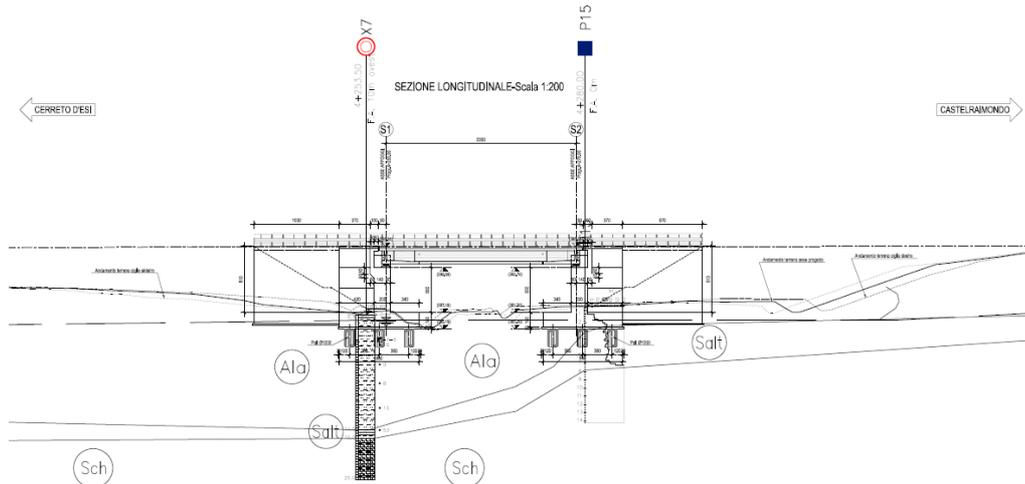


Figura 3 – Sezione longitudinale stratigrafica

4.1 INDAGINI GEOTECNICHE ESEGUITE

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

Tabella 2 – Riepilogo dei sondaggi e delle prove eseguite per il viadotto Fratte

Sondaggio	Profondità [m]	Quota boccaforo [m] s.l.m.	n. prove SPT	Prelievo campioni	Strumentazione installata
X7	20.0	386.89	5	C.I.: 1	T.A. [3÷20]

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

Nella seguente tabella si riportano le letture piezometriche eseguite nel sondaggio X3.

Tabella 3 – Letture piezometriche eseguite

SONDAGGIO	Quota boccaforo m s.l.m.	Min (m s.l.m.)	Max (m s.l.m.)	MEDIA (m s.l.m.)	SONDAGGIO	Quota boccaforo m s.l.m.	Min (m da pc)	Max (m da pc)	MEDIA (m da pc)
X7	386.89	386.27	386.30	386.28	X7	386.89	0.59	0.62	0.61

4.2 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

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

Tabella 4 – Stratigrafia di riferimento per il viadotto Fratte

Stratigrafia	Spalla 1 e 2 (quota di riferimento testa palo)	
Unità geotecnica	Profondità [m] da p.c.	
Ala	0.0÷12.5	Depositi alluvionali limoso argillosi
Salt	12.5÷13.5	Substrato alterato limoso argilloso
Sch	>13.5	Formazione dello Schlier
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 5 – Parametri geotecnici per il viadotto Fratte

	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	c_u [kPa]	E_o [MPa]	$\sigma_{c,media}'$ [MPa]	E'_{op} [MPa]
Ala	19	24÷26	0÷5	75 per $z < 5m$ 50 per $z < 12.5m$	70÷250	-	-
Salt	20.0	27	20	300	150÷600	-	-
Sch	23.0	26	50	-	-	0.6	20+5.75·z per $z < 40m$ 250+0.8·z per $z > 40m$

γ = peso di volume naturale
 ϕ' = angolo di resistenza al taglio
 c' = coesione drenata
 c_u = resistenza al taglio in condizioni non drenate
 E_o = modulo di deformazione elastico iniziale
 $\sigma_{c,media}'$ = resistenza a compressione monoassiale media
 E'_{op} = modulo di deformazione elastico operativo

4.3 CAPACITA' PORTANTE DEI PALI

Nella seguente tabella si riportano i parametri principali per il calcolo della capacità portante dei pali dell'opera in esame. Per i parametri geotecnici di calcolo adottati vedasi paragrafo 4.2, mentre per la metodologia di calcolo si rimanda alla *Relazione Geotecnica Generale*.

Tabella 6 – Viadotto Fratte. Parametri per il calcolo della capacità portante dei pali

Approccio	n. di verticali	ξ_3	γ_s	γ_b	F_{SL}	F_{SB}	D_{palo} [mm]	Quota testa palo da	Quota falda da
-----------	-----------------	---------	------------	------------	----------	----------	--------------------	---------------------	----------------

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 11 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

	indagate							p.c. [m]	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 = $Q_{II}/F_{s,I} + Q_{bl}/F_{s,b} - W_p$

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

Tabella 7 – Viadotto Fratte – Spalla 1 e 2. Capacità portante palo D=1200 mm

Lp m	CAPACITA' PORTANTE - SPALLA 1 e 2					
	QII kN	Qbl kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN	
0	0	763	0	763	347	
0.5	2	774	3	774	350	
1	9	785	6	789	356	
1.5	21	796	8	808	364	
2	37	770	11	796	358	
2.5	58	744	14	789	355	
3	84	719	17	786	354	
3.5	114	693	20	788	355	
4	149	668	23	794	359	
4.5	189	642	25	805	366	
5	233	616	28	821	375	
5.5	282	627	31	878	403	
6	336	638	34	940	433	
6.5	394	649	37	1006	466	
7	457	659	40	1077	501	
7.5	525	670	42	1153	538	
8	597	681	45	1233	579	
8.5	672	692	48	1316	620	
9	748	702	51	1399	662	
9.5	823	713	54	1483	704	
10	899	724	57	1566	745	
10.5	974	735	59	1649	787	
11	1049	745	62	1732	829	
11.5	1125	756	65	1816	871	
12	1200	767	68	1899	912	
12.5	1281	778	71	1988	957	
13	1395	1152	74	2474	1184	
13.5	1534	1527	76	2985	1425	
14	1764	1794	79	3479	1665	
14.5	2009	2060	82	3988	1912	
15	2259	2327	85	4501	2162	
15.5	2537	2641	88	5090	2448	
16	2820	2955	90	5684	2737	

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord – PONTE FRATTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 12 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

CAPACITA' PORTANTE - SPALLA 1 e 2						
Lp m	QII kN	QbI kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN	
16.5	3103	3268	93	6278	3025	
17	3385	3582	96	6871	3314	
17.5	3668	3896	99	7465	3603	
18	3951	4210	102	8059	3891	
18.5	4234	4524	105	8653	4180	
19	4516	4524	107	8933	4326	
19.5	4799	4524	110	9213	4472	
20	5082	4524	113	9493	4618	
20.5	5364	4524	116	9772	4764	
21	5647	4524	119	10052	4910	
21.5	5930	4524	122	10332	5056	
22	6213	4524	124	10612	5202	
22.5	6495	4524	127	10892	5348	
23	6778	4524	130	11172	5494	
23.5	7061	4524	133	11452	5640	
24	7344	4524	136	11732	5786	
24.5	7626	4524	139	12012	5932	
25	7909	4524	141	12292	6078	
25.5	8192	4524	144	12572	6224	
26	8475	4524	147	12852	6370	
26.5	8757	4524	150	13131	6516	
27	9040	4524	153	13411	6662	
27.5	9323	4524	156	13691	6808	
28	9606	4524	158	13971	6954	
28.5	9888	4524	161	14251	7100	
29	10171	4524	164	14531	7246	
29.5	10454	4524	167	14811	7392	
30	10737	4524	170	15091	7538	

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 8 – Valori di α

D _{palo} [m]	Sottostruttura	α [m]
-----------------------	----------------	--------------

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 13 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

1.2	Spalla S1	2.3
1.2	Spalla S2	2.3

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

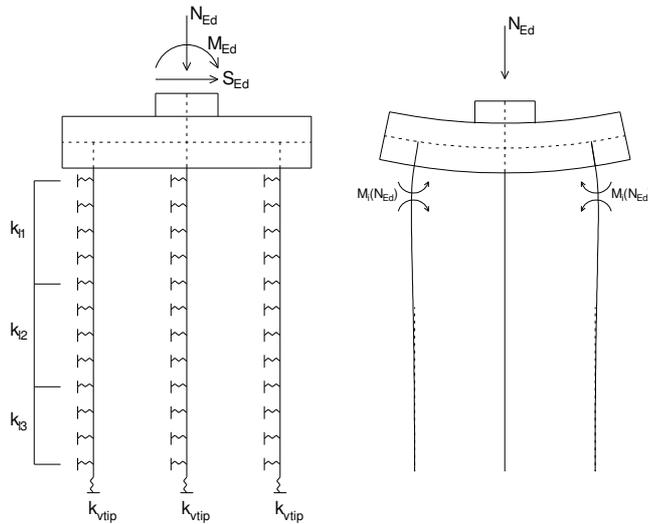


Figura 4 - Modello del plinto su pali ed effetto flessionale su pali dovuto al carico assiale agente sul plinto (a destra)

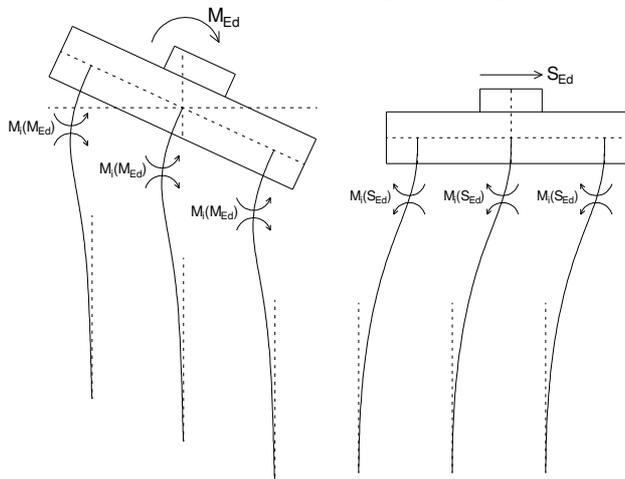


Figura 5 - Effetto flessionale sui pali dovuti al momento flettente (a sinistra) e al taglio (a destra) agenti sul plinto

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 14 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

5. ANALISI DEI CARICHI

Per l'impalcato è stata analizzata la campata di luce 25 m in cap (23 m in asse appoggi), adottando lo schema di impalcato appoggiato all'estremità e soggetto ai carichi verticali, permanenti, mobili e sismici.

Per quanto riguarda i carichi e le azioni utilizzate si è fatto riferimento alle indicazioni della vigente normativa sia per la valutazione delle singole azioni sia per le loro combinazioni.

Nel seguito si riportano le condizioni di carico utilizzate per l'analisi delle sollecitazioni e le relative verifiche.

Si precisa che le variazioni termiche non sono state considerate in considerazione dello schema statico adottato. Inoltre non è stata considerata la condizione relativa alle resistenze parassite dei vincoli, in quanto tale condizione produce modeste sollecitazioni nelle travi e nella soletta degli impalcati.

Di seguito si riportano le modalità e i valori delle azioni di carico considerate.

5.1 PESI PROPRI E CARICHI PERMANENTI (G1 ,G2)

Peso proprio dei cassoncini in c.a.p. (G1.1), calcolato in automatico dal software di calcolo assumendo un peso specifico del calcestruzzo armato pari a 25 kN/m³. Il peso degli elementi di carpenteria principale

$$G1.1 = 19.55 \text{ kN/m}$$

Peso della soletta (G1.2), considerando uno spessore di 30 cm, per una larghezza complessiva di piattaforma pari a 11.2 m

Peso dei cordoli (G1.3), considerando uno spessore di 45 cm, per una larghezza complessiva dei cordoli di 2.5 m

$$G1.2+G1.3 = 112 \text{ kN/m}$$

Rinterro

Per il terreno di rinterro a tergo della spalla si è considerato un peso per unità di volume pari a 20 kN/m³.

Carichi permanenti portati (G2)

I carichi permanenti portati agenti sulla struttura di impalcato sono:

Pavimentazione	G2.1 = 11.2 x 3 kN/m	33.6 kN/m
Guard Rail	G2.2 = 2 x 1.25 kN/m	2.50 kN/m
Velette	G2.3 = 2 x 1.0 kN/m	2.00 kN/m
Corrimano	G2.4 = 2 x 0.5 kN/m	1.00 kN/m
Impianti	G2.5 = 2 x 1.0 kN/m	2.00 kN/m
Totale	G2	41.1 kN/m

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 15 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

5.2 SOVRACCARICHI DA TRAFFICO (Q₁, Q₂)

Coerentemente con quanto indicato al p.to 5.1.3.3.3 del D. M.14/01/2008, i sovraccarichi da traffico, relativamente allo “schema di carico 1”, sono schematizzati mediante colonne di carico costituite, come riportato nelle figure seguenti, da forze concentrate e da carichi uniformemente distribuiti.

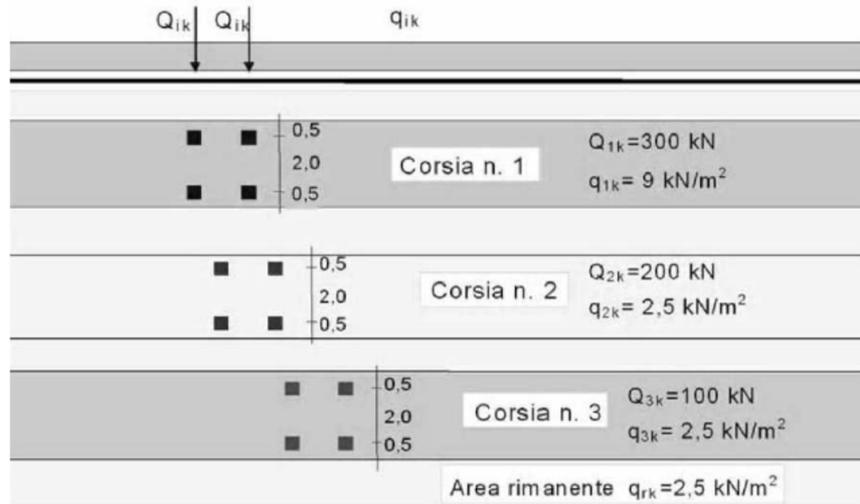


Figura 6 Schema di carico 1

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

- una colonna di carichi (ingombro = 3 m) costituita da un automezzo convenzionale Q_{1k} di 600 kN dotato di 2 assi di 2 ruote ciascuno, distanti 1.20 m in senso longitudinale e con interasse ruote in senso trasversale di 2.00 m; un carico ripartito q_{1k} di 9 kN/m² uniformemente distribuito;
- una seconda colonna di carichi (ingombro = 3 m), analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente a 400 kN di Q_{1k} e 2.5 kN/m² di q_{1k} e posta ad interasse di 3.00 m. da essa;
- una terza colonna di carichi (ingombro = 3 m), analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente a 200 kN di Q_{1k} e 2.5 kN/m² di q_{1k} e posta ad interasse di 3.00 m. da essa;
- una colonna di carico (ingombro = 2.2 m) q_{rk} = 2.5 kN/m² nella zona di carreggiata non impegnata dai carichi precedenti.

Carico da Folla

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

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord – PONTE FRATTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 16 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

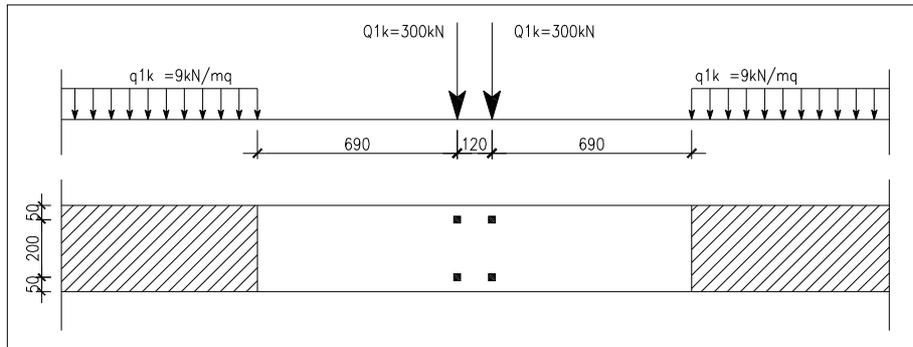


Figura 7 Prima colonna di carico

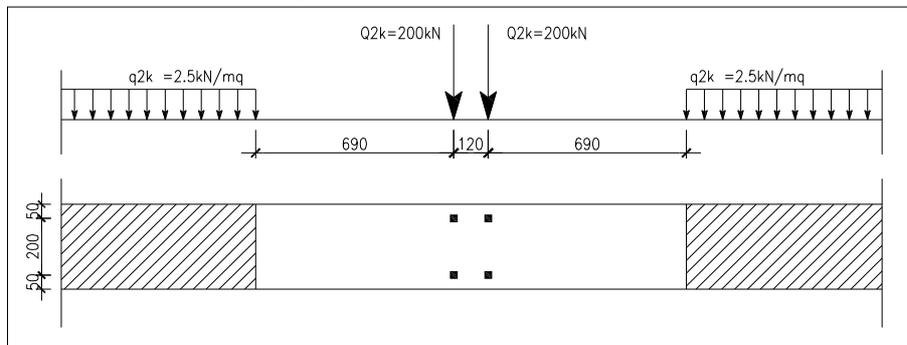


Figura 8 Seconda colonna di carico

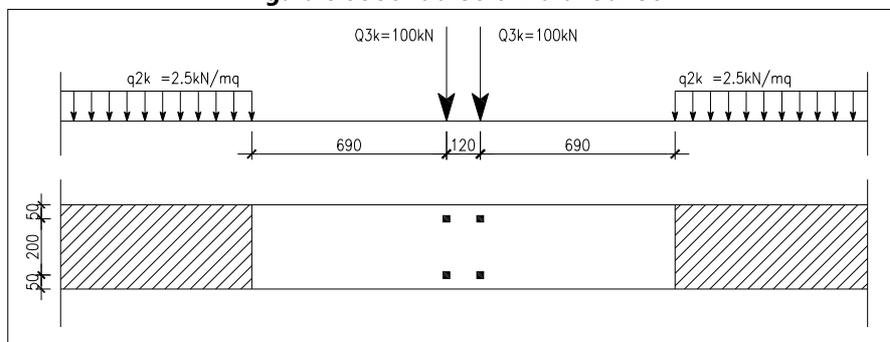


Figura 9 Terza colonna di carico

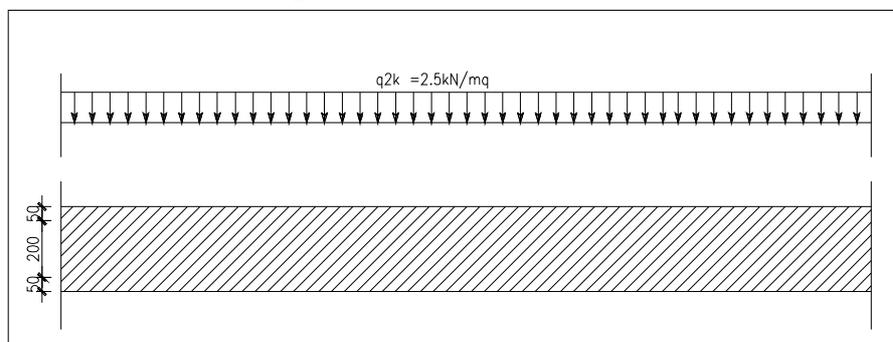


Figura 10 Quarta colonna di carico (area rimanente)

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 17 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

5.3 RITIRO E VISCOSITÀ DEL CALCESTRUZZO (E2)

Nel caso in esame, essendo la struttura esternamente isostatica, gli effetti di ritiro e viscosità non generano sollecitazioni nella sottostruttura.

5.4 VARIAZIONE TERMICA (E3)

Nel caso in esame, essendo la struttura esternamente isostatica, gli effetti delle dilatazioni termiche (differenziali o uniformi) non generano sollecitazioni nella sottostruttura.

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.

Si è inoltre considerata una variazione termica uniforme pari a +/-20°C lungo tutto lo sviluppo dell'opera.

5.5 AZIONE DI FRENAMENTO (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 $Q_3 = 422.1\text{ kN} = 18.35\text{ kN/m}$.

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

5.6 AZIONE CENTRIFUGA (Q4)

L'azione centrifuga per ogni colonna di carico è valutata convenzionalmente come segue:

$$R < 60\text{ m} \quad q_4 = 5.00\text{ kN/m}$$

$$60\text{ m} \leq R \leq 1500\text{ m} \quad q_4 = 300/R\text{ kN/m}$$

$$1500\text{ m} \leq R \quad q_4 = 0.00\text{ kN/m}$$

Per il viadotto in esame l'azione centrifuga è nulla in quanto l'impalcato si sviluppa in rettilineo.

5.7 AZIONE DEL VENTO (Q5)

L'azione del vento viene convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte.

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 18 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

La superficie dei carichi transitanti esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3.m a partire dal piano stradale.

Si riporta di seguito il calcolo della pressione del vento per unità di superficie.

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:

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

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:

$$p = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d = 456 \text{ N/m}^2 \times 2.36 \times 1.4 \times 1 = 1.51 \text{ kN/m}^2$$

A vantaggio di sicurezza si assume comunque una pressione da vento pari a 2.5 kN/m^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.

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 19 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

$$q_w = (1.6 + 0.45 + 3.00) \times 2.5 \text{ kN/m} = 12.6 \text{ kN/m.}$$

Vento a ponte scarico

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

5.8 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 $C_U = 1$.

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 P_{VR} .

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 9 - Accelerazione (a_g), fattore (F_0) e periodo (T_c^*) per comune di riferimento -

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 20 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

Fabriano

V_R [anni]	Stato Limite	PV_R -	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	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 T_C^*	= 1.5.

Si riportano nell'immagine seguente, a titolo di riferimento, gli *spettri elastici allo SLV* in accelerazione in direzione orizzontale e verticale.

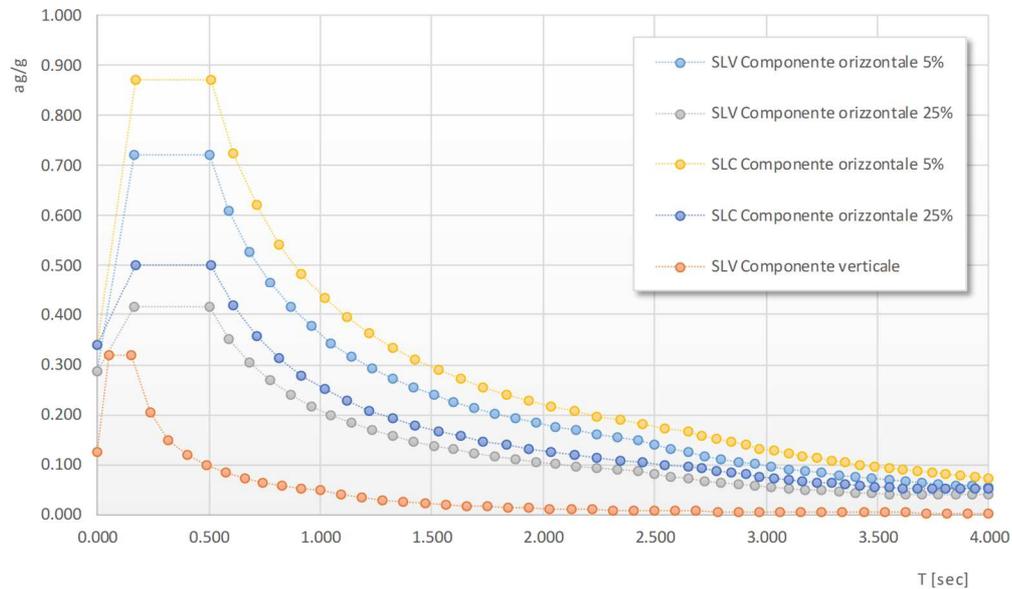


Figura 11 – SLV: Spettri elastici in accelerazione ($q = 1$)

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 21 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

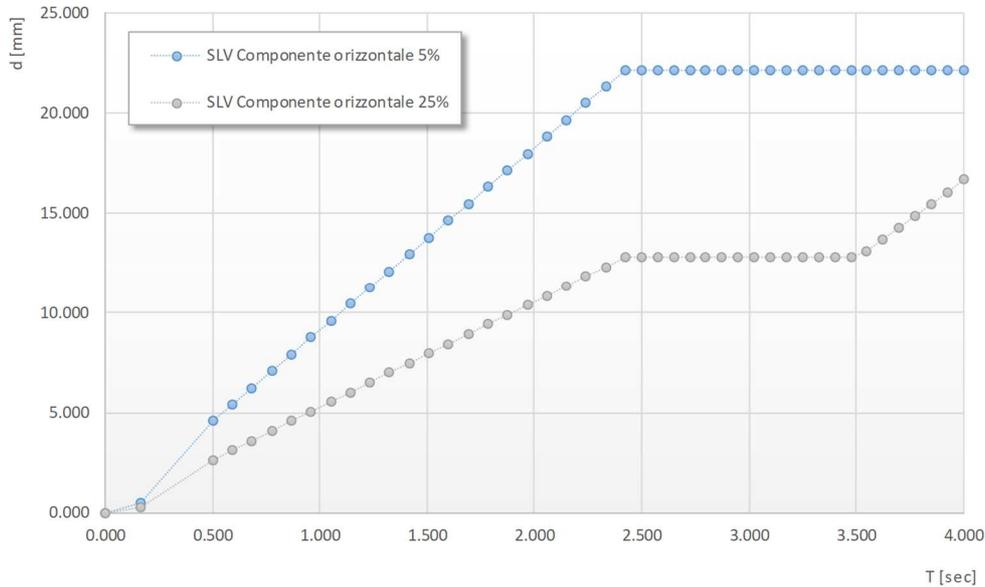


Figura 12 – Spettri in spostamento allo SLV

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 $a_g S$.

5.9 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 (permanententi 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 permanententi 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.

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 10 – 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 3^a 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 11 – 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 12 – 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

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 24 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

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:

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

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	1	0	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:

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

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

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 25 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

7. MODELLI DI CALCOLO

L'analisi delle sottostrutture, e cioè spalle e plinti di fondazione, è stata effettuata sulla base dei seguenti modelli e criteri di verifica:

Modello globale

L'impalcato è costituito da una sola campata appoggiata sulle due spalle (fissa e mobile) con vincoli longitudinali in corrispondenza della soletta e con vincoli orizzontali trasversali (isolatori sismici) tra travi e spalle. Longitudinalmente la catena degli impalcati è vincolata solo ad una delle due spalle (spalla fissa) con vincolo costituito dall'isolatore sismico longitudinale.

Per la valutazione delle sollecitazioni generate dalle azioni sull'impalcato, il modello adottato è costituito da un telaio con aste orizzontali corrispondenti agli impalcati.

Il modello consente la valutazione delle sollecitazioni globali generate dai carichi verticali sugli impalcati, dalle azioni orizzontali tipo vento e frenatura e specificamente dalle azioni sismiche derivanti dalle masse degli impalcati.

Tale modello è stato realizzato attraverso il software di calcolo strutturale SAP2000 v11 distribuito dalla Computers and Structures, Inc. (CSI), i cui test di validazione sono divisi per categoria di elemento finito, e la soluzione ottenuta dal software è confrontata con la soluzione nota del relativo problema. La procedura di validazione è ampiamente descritta nei documenti allegati al software di calcolo e reperibile in rete.

Spalle

Per le spalle sono stati adottati modelli tipo "mensola" per le pareti frontali ed i muri andatori e il modello piastra per il plinto soggetto a carichi verticali corrispondenti agli sforzi assiali nei pali. Le valutazioni numeriche sono state effettuate attraverso un apposito foglio di calcolo.

Fondazioni pile

Per la valutazione delle sollecitazioni flettenti e taglianti nel plinto è stato adottato un modello piastra elastico ed uno infinitamente rigido su vincoli elastici per la platea su pali. Le valutazioni numeriche sono state effettuate attraverso un apposito foglio di calcolo.

Nel seguito si illustra il modello globale adottato per le valutazioni delle sollecitazioni nelle pile e nelle spalle e si riportano i risultati di carattere generale ottenuti con tale analisi.

Per le spalle l'analisi del sistema plinti pali soggetto alle azioni verticali ed orizzontali è stata sviluppata nella "Relazione geotecnica generale sulle opere all'aperto e gallerie artificiali (geotecnica-geomeccanica)" al fine della valutazione dell'interazione terreno – struttura e delle sollecitazioni nei pali.

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.

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE**Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord – PONTE FRATTE****Relazione di calcolo sottostrutture**

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 26 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

Nello specifico, l'analisi del comportamento delle strutture d'impalcato è stato effettuato con l'ausilio del Software SAP 2000 prodotto dalla **CSI Computers & Structures** (Berkeley, California, USA) e distribuito in Italia dalla **Brunetta e Brunetta Engineering Srl** (Pordenone), di cui si possiede regolare licenza, identificata nello specifico da Key Serial Number n° FD6E 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 di ulteriori verifiche effettuate quali elementi in acciaio e/o elementi strutturali secondari.

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.

7.2 MODELLO GLOBALE

L'impalcato è costituito da una campata in c.a.p. di luce 25 m. Esso è poggiato sulle spalle con un apparecchio di appoggio per trave. Tutti gli apparecchi di appoggio sono di tipo multidirezionale e i vincoli orizzontali longitudinali e trasversali sono costituiti unicamente dagli isolatori sismici.

Nella direzione trasversale gli isolatori sono accoppiati agli apparecchi di appoggio e,

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 27 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

pertanto, ogni campata è vincolata trasversalmente alle due estremità tramite tali isolatori. Nella direzione longitudinale l'intero impalcato è vincolato solo ad una spalla con isolatori orizzontali disposti tra la testata delle travi e la parete frontale della spalla (muro paraghiaia).

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.

Il comportamento globale del viadotto in presenza di carichi verticali e di azioni orizzontali è stato analizzato con un modello a telaio i cui elementi delle singole campate sono schematizzati con un elemento trave con asse longitudinale coincidente con l'asse baricentrico dell'impalcato; il modello unifilare per la valutazione degli scarichi sulle sottostrutture è stato realizzato attraverso il software di calcolo strutturale SAP2000 v11 distribuito dalla Computers and Structures, Inc. (CSI). L'impalcato è quindi modellato come elemento monodimensionale rettilineo che congiunge due nodi. A tali elementi vengono assegnate le corrispondenti caratteristiche dei materiali (modulo elastico, peso per unità di volume, ecc.) e di sezione (base, altezza, spessore, ecc.).

La connessione tra gli elementi trave corrispondenti agli impalcati e le spalle avviene mediante un sistema di vincoli idoneo a simulare gli appoggi verticali, gli isolatori sismici trasversali e la connessione longitudinale.

Nelle figure seguenti è riportata una vista completa del modello di calcolo per il ponte in esame con gli schemi della numerazione dei nodi e degli elementi ed i particolari dei vincoli in corrispondenza della spalla mobile e della spalla fissa.

Si evidenzia in particolare che la connessione fra sezione di estremità degli impalcati (nodo J) e sezione di testa delle spalle (nodo I) è ottenuta mediante vincoli di tipo "constraints" (link rigidi) che garantiscono la coincidenza degli spostamenti verticali e delle rotazioni torsionali e cioè delle rotazioni intorno all'asse longitudinale del modello.

La rotazione relativa intorno all'asse trasversale e lo spostamento relativo longitudinale risultano libere.

Per quanto riguarda lo spostamento relativo trasversale, sono stati introdotti elementi link con comportamento lineare o non lineare al fine di simulare la presenza dell'isolatore.



Figura 13 Vista modello globale – numerazione degli elementi e dei nodi

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id. doc. REL	N. prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L073	212	E	13	VI4400	REL	02	E	28 di 79

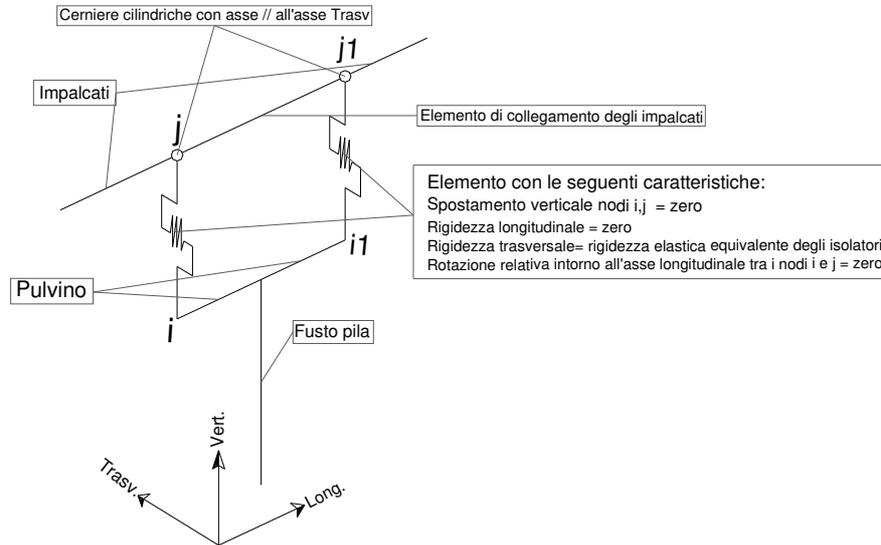


Figura 14 Schema del modello in corrispondenza delle sottostrutture

Il modello descritto è stato analizzato in presenza dei carichi e delle azioni corrispondenti alle azioni (e combinazioni) già definite precedentemente

Per quanto riguarda i carichi permanenti e le altre azioni, ad esclusione dell'azione sismica, è stata sviluppata un'analisi statica utilizzando il codice di calcolo SAP 2000, con 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.

In presenza di azioni sismiche è stata sviluppata un'analisi dinamica modale basata su un modello lineare viscoso equivalente degli isolatori elastoplastici, ed infine un'analisi dinamica non lineare basata su accelerogrammi generati artificialmente.

7.3 MODELLO A MENSOLA PER LA VERIFICA DELLE SPALLE

Nel seguito si riportano le sollecitazioni e le verifiche di resistenza dei manufatti spalle. Le sollecitazioni globali che le spalle ricevono dall'impalcato, sono state ottenute dai modelli di calcolo globali implementati in SAP2000. A tali sollecitazioni sono stati 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.

$\varphi = 38^\circ$ (angolo d'attrito);
 $c = 0$ (coesione interna);

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 29 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

$\gamma = 20\text{kN/mc}$ (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 $Q = 20.00 \text{ KN/m}^2$.

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

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 30 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

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 15 – 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.

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 31 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

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 è 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 FRATTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 32 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

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.

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 33 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

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 (g_1, g_2, g_3): sono stati applicati i carichi distribuiti lungo gli impalcati. In particolare, è stato utilizzato un carico distribuito risultante sull'elemento trave pari a 202.5 kN/m per le campate in cap a 3 cassoncini. Per gli impalcati in cls-acciaio, il carico distribuito è pari a 177.5KN/m
- sovraccarichi da traffico (q_1, q_2): sono stati applicati i sovraccarichi da traffico (q_1, q_2) specificati precedentemente, ipotizzando la presenza di tre colonne di carico parallele e valutando il carico equivalente risultante e relative azioni torcenti lungo l'asse della trave.

L'effetto massimo dei sovraccarichi da traffico è stato valutato automaticamente utilizzando l'opzione "linee di influenza" disponibile nel codice di calcolo.

Le azioni di frenamento e l'azione del vento, q_3, q_4, q_5 , hanno i seguenti valori sono applicati come carichi uniformemente distribuiti orizzontali.

Le resistenze parassite dei vincoli q_7 , 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.

I dati del modello ed i risultati in termini di spostamenti e sollecitazione sono forniti nei files elencati in allegato e che si intendono parte integrante della presente relazione.

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

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE**Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord – PONTE FRATTE****Relazione di calcolo sottostrutture**

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 34 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

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. 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 5.8. 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

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.

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 35 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

rigidezza 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;
- 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 rigidezza 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

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 36 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

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 rigidezza "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 = 5545 kN;
 M = massa dell'impalcato = 565 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

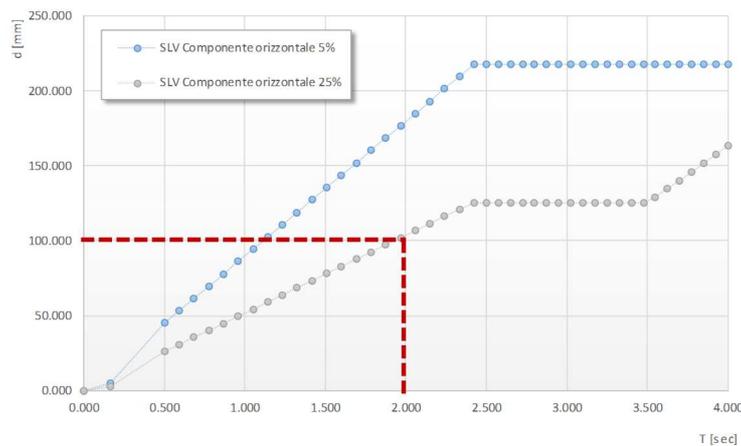


Figura 16 - Relazione fra spostamento di soglia e periodo di progetto (direzione longitudinale)

4. Si valuta la rigidezza $K = M \cdot (T/(2\pi))^{-2}$ corrispondente al periodo T : $K_{E,Eq} = 5581$ kN/m
5. Si determina nello spettro di risposta in termini di accelerazioni la forza massima denotata con $F_{max} = 558$ kN ($0.1 \cdot P$);

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 37 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

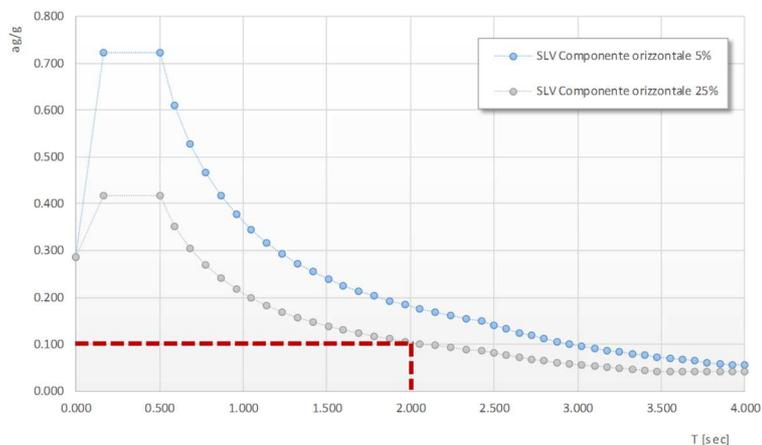


Figura 17 - Relazione fra spostamento di soglia e periodo di progetto (direzione longitudinale)

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 = 2773 kN;
 M = massa dell'impalcato = 283 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} : $T(\delta_{max}) = 1.0$ s

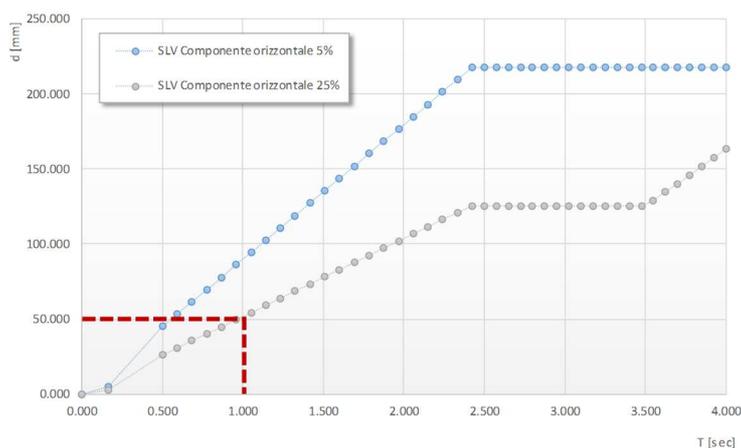


Figura 18 - Relazione fra spostamento di soglia e periodo di progetto (direzione trasversale)

4. Si valuta la rigidezza $K = M \cdot (T/(2\pi))^2$ corrispondente al periodo T : $K_{E,Eq} = 11162$ kN/m
5. Si determina nello spettro di risposta in termini di accelerazioni la forza massima denotata con $F_{max}=558$ kN ($0.2 \cdot P$);

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 38 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

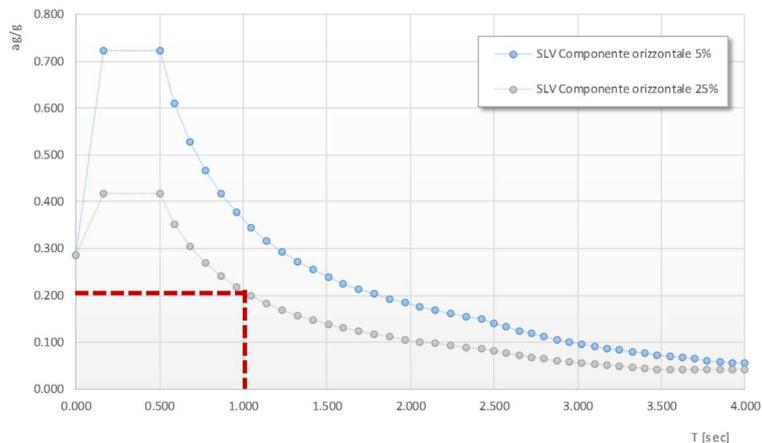


Figura 19 - Relazione fra spostamento di soglia e periodo di progetto (direzione trasversale)

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.

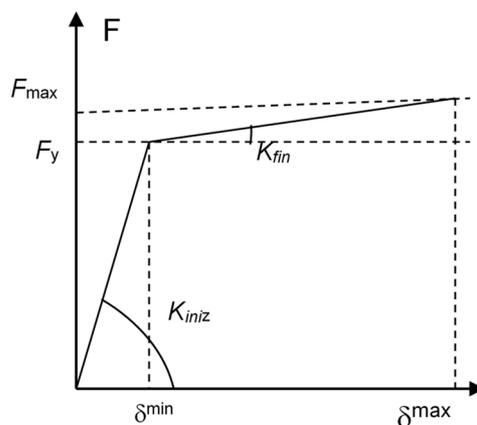


Figura 20 - Andamento qualitativo della legge forza-scorrimento caratteristica degli isolatori elastoplastici

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 39 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

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.

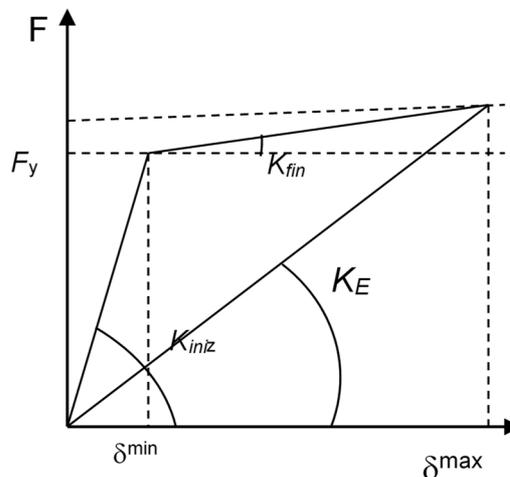


Figura 21 - Schema di equivalenza fra l'isolatore non lineare e l'isolatore lineare equivalente (KE)

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

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord – PONTE FRATTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 40 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

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 13 – 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	5545	565	100	2	5581	558	3	1860
	S2	-	-	-	-	-	-	-	-
Trasversale	S1	2773	283	50	1	11162	558	3	3721
	S2	2773	283	50	1	11162	558	3	3721

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

Tabella 14 – 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	558	485	100	10	48530	809	3	16177	270
	S2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Trasversale	S1	558	485	50	5	97060	1618	3	32353	539
	S2	558	485	50	5	97060	1618	3	32353	539

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.

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 41 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

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.



Figura 22 – Accelerogrammi spettrocompatibili (SLC)

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord – PONTE FRATTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 42 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------

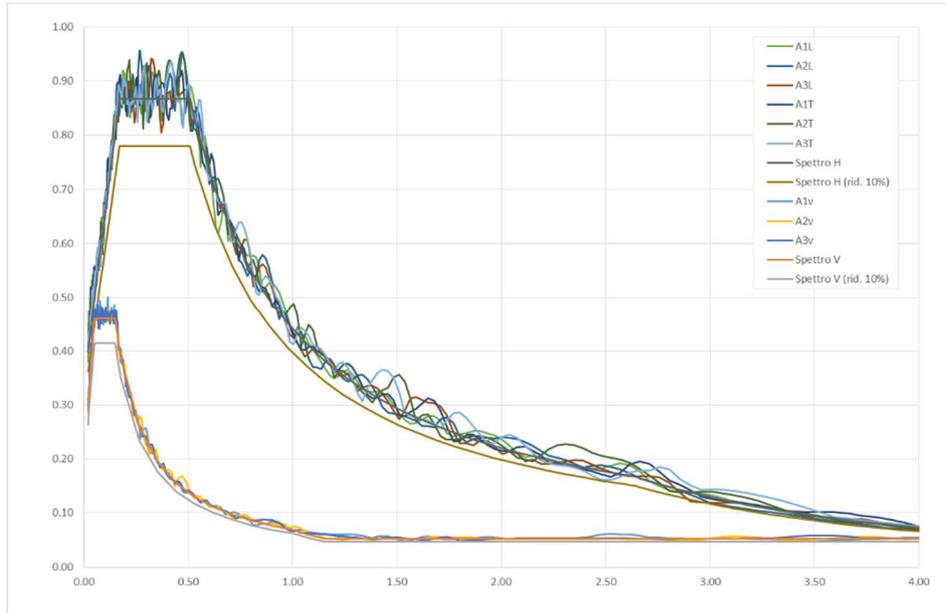


Figura 23 – Spettri associati agli accelerogrammi e confronto con lo spettro allo SLC

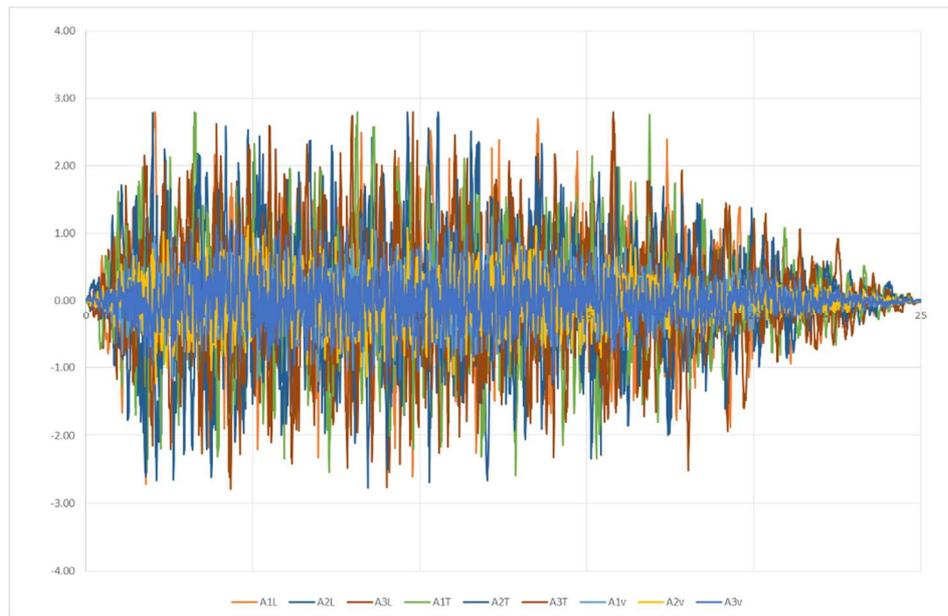


Figura 24 – Accelerogrammi spettrocompatibili (SLV)

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 43 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

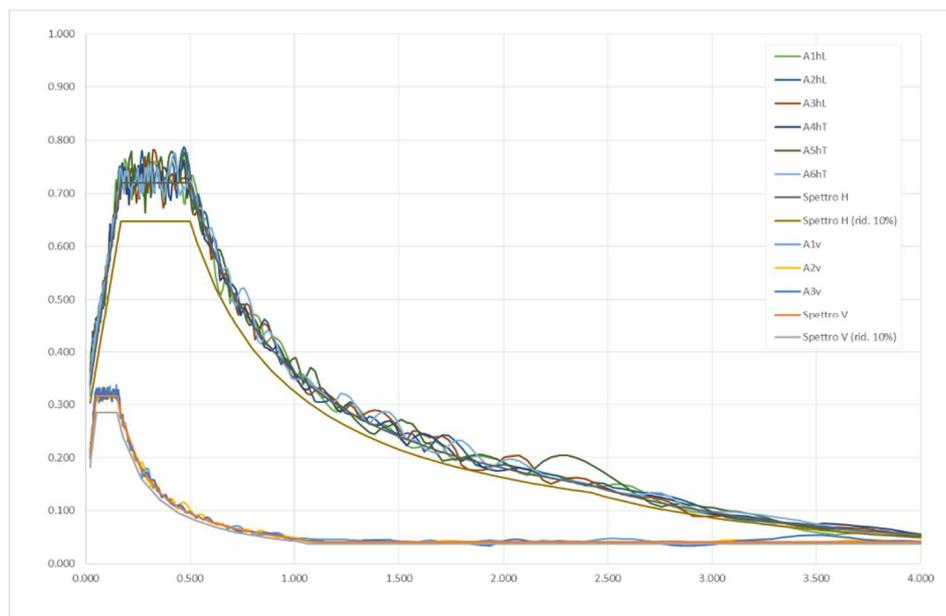


Figura 25 – Spettri associati agli accelerogrammi e confronto con lo spettro allo SLV

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 99 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 rigidità degli isolatori.

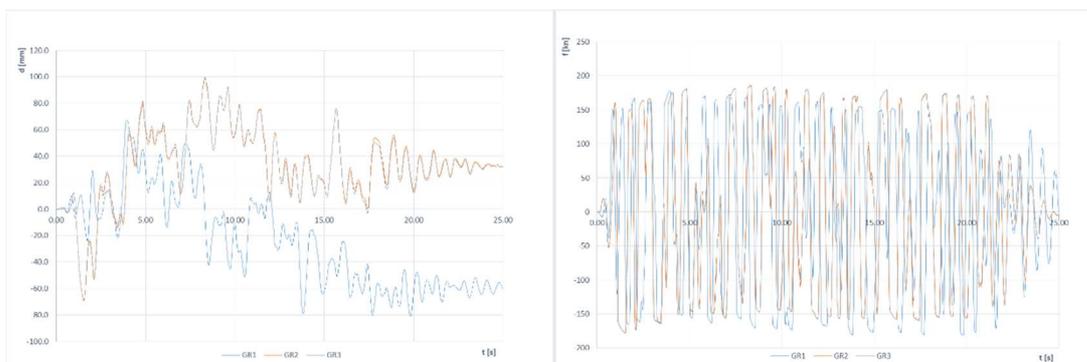


Figura 26 – Spostamenti relativi e forze impalcato-sottostrutture per i tre gruppi di accelerogrammi

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 44 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

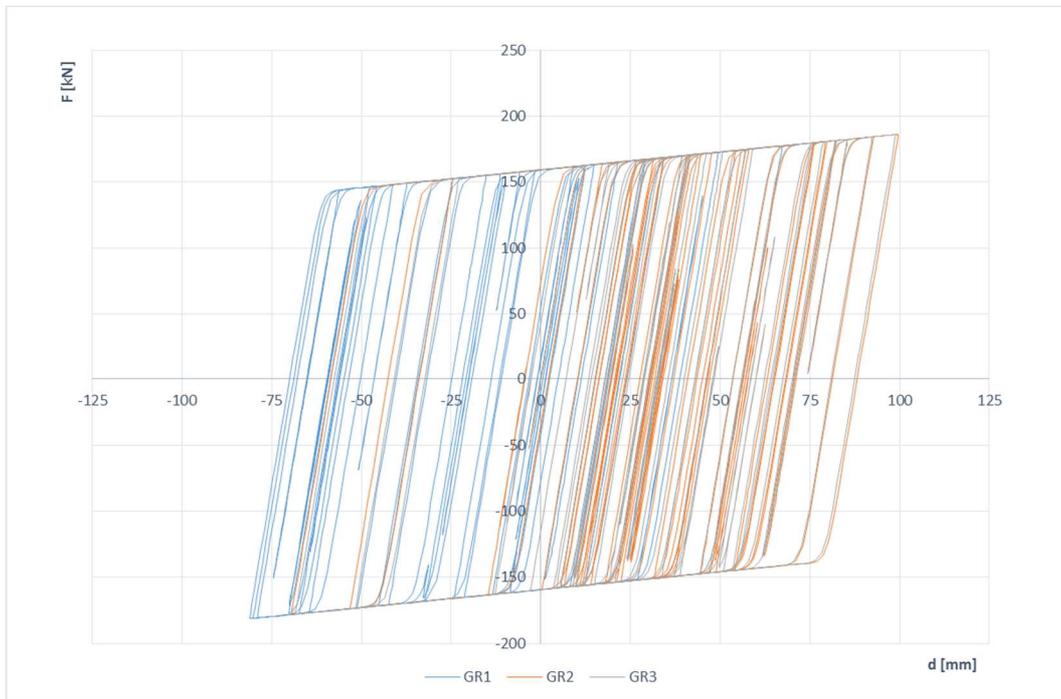


Figura 27 – Legame forza-spostamento nei dispositivi di isolamento longitudinale per i tre gruppi di accelerogrammi

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 49 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 rigidità degli isolatori.

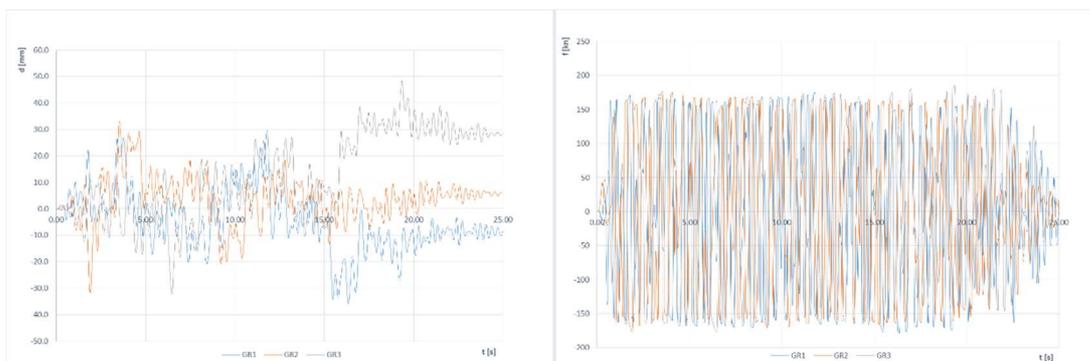


Figura 28 – Spostamenti relativi e forze impalcato-sottostrutture per i tre gruppi di accelerogrammi

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 45 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

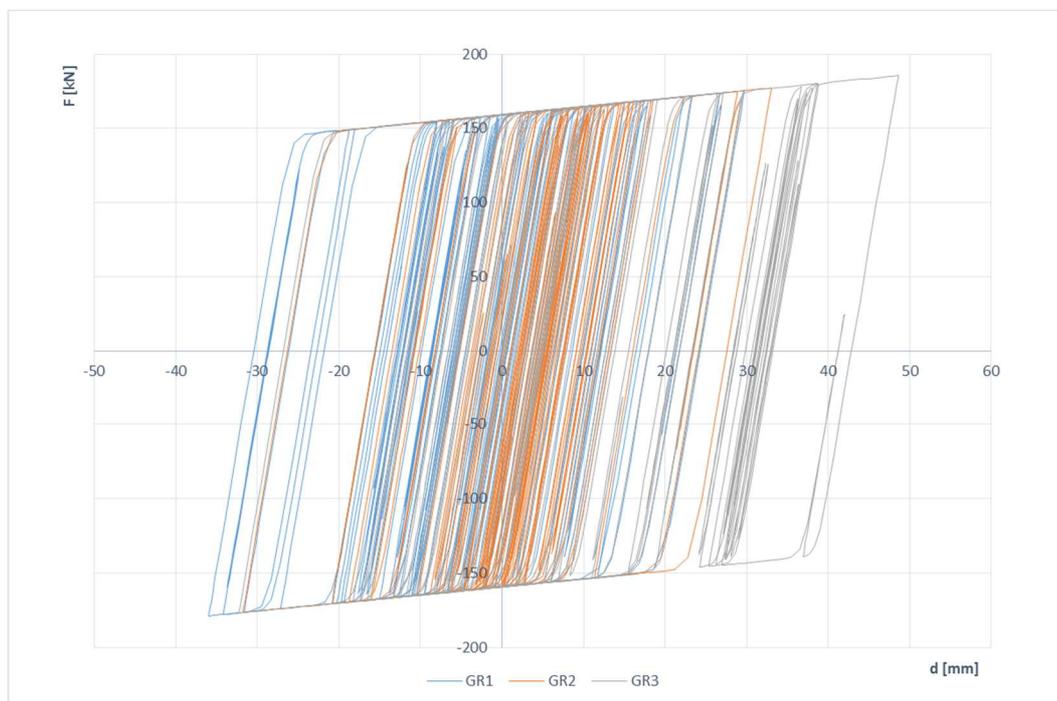


Figura 29 – Legame forza-spostamento nei dispositivi di isolamento trasversale per i tre gruppi di accelerogrammi

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 di resistenza agli stati limite ultimi

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 assumendo i legami costitutivi per il cls e l'acciaio specificati dal D.M.14/01/2008.

Per quanto riguarda le verifiche a taglio ultimo, si è fatto riferimento alle formulazioni del D.M. 14/01/2008. Per la valutazione del taglio resistente per elementi non armati a taglio si è fatto riferimento al p.to 4.1.2.1.3.1, mentre per gli di elementi che richiedono armatura a taglio al p.to 4.1.2.1.3.2. In quest'ultimo caso si è operato assumendo per la biella compressa

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE**Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord – PONTE FRATTE****Relazione di calcolo sottostrutture**

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 46 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

una inclinazione ($\theta = 45^\circ$). Il valore del taglio resistente è stato invece calcolato in accordo con la normativa attraverso un apposito foglio di calcolo.

8.3.2 Verifiche allo stato limite di fessurazione

E' stata valutata l'ampiezza della fessura per le combinazioni di carico indicate dal D.M.14/01/2008 seguendo le indicazioni riportate al punto 4.1.2.2.4, assumendo come valore limite di apertura delle fessure $w_1 = 0.2$ mm.

8.3.3 Verifiche delle tensioni di esercizio

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

$\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ per combinazione caratteristica;

$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente.

La massima tensione dell'acciaio deve rispettare la limitazione:

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

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 47 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

9. VERIFICA DELLA SPALLA S1 (FISSA)

Di seguito si riporta il calcolo completo delle azioni agenti sulla spalla fissa.

Il modello utilizzato per il calcolo e la verifica delle spalle è il seguente: la spalla è suddivisa in tre muri: quello frontale e i due laterali. Il muro frontale include il muro paraghiaia di spessore ridotto.

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 risulta cautelativo, tuttavia i quantitativi di armatura previsti non risultano eccessivi.

Per quanto riguarda la platea, 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 VERIFICA DEL MURO FRONTALE

Si riportano le sollecitazioni risultanti globali provenienti dal modello sviluppato in SAP2000 ed agenti sul muro frontale corrispondenti alle combinazioni di carico.

TESTA MURO FRONTALE					
Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
ULS_A1_Gr1(max)	7523	0	3329	4	85
ULS_A1_Gr2a(max)	6084	0	2330	575	85
ULS_A1_Gr2b(max)	6135	0	2330	2	85
ULS_A1_Gr1(min)	3262	0	498	4	87
ULS_A1_Gr2a(min)	3341	0	428	580	87
ULS_A1_Gr2b(min)	3391	0	428	2	87
SLV-EX+0.3EY+0.3EZ	3044	0	4	573	172
SLV-0.3EX+EY+0.3EZ	3148	0	4	173	573
SLV-0.3EX+0.3EY+EZ	3585	0	13	176	172
SLS_RA_Gr1(max)	5573	0	2450	3	56
SLS_RA_Gr2a(max)	4507	0	1710	426	57
SLS_RA_Gr2b(max)	4544	0	1710	2	57
SLS_RA_Gr1(min)	2417	0	353	3	58
SLS_RA_Gr2a(min)	2475	0	301	429	58
SLS_RA_Gr2b(min)	2512	0	301	2	58
SLS_FR_Gr1(max)	4544	0	1565	2	1
SLS_FR_Gr2a(max)	4507	0	1565	426	1
SLS_FR_Gr2b(max)	4544	0	1565	2	1
SLS_FR_Gr1(min)	2512	0	156	2	1
SLS_FR_Gr2a(min)	2475	0	156	429	1
SLS_FR_Gr2b(min)	2512	0	156	2	1
SLS_QP	2723	0	0	0	0

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord – PONTE FRATTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 48 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

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

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

MURO FRONTALE	
H Muro Frontale	6.36 m
Spessore Muro Frontale	2 m
Lunghezza Muro Frontale	13.7 m
Spessore massimo tratto ringrossato	2.5 m
H tratto ringrossato a spessore costante	0.97 m
H tratto a spessore variabile	0.5 m
Altezza Muro Paraghiaia	2.35 m
Spessore Muro Paraghiaia	0.5 m
Peso Muro Frontale	4566 kN
Peso Muro Paraghiaia	402 kN
Eccentr. appoggi - muro frontale (base)	0.4 m
Eccentr. paraghiaia - muro frontale (base)	-1.25 m
Peso Specifico Terreno di Rilevato	20 kN/mc
Angolo di Attrito Terreno di Rilevato	38 °
Coefficiente di spinta a riposo K_0	0.38
Coefficiente di spinta attiva K_a	0.238
Altezza del rilevato	8.87 m
Lunghezza rilevato	11.71 m
Largezza rilevato	4.2 m
Spinta a riposo	3541 kN
Spinta attiva	2193 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
Accelerazione orizzontale massima attesa a_{max}	0.286
β_m (massa cls spalla)	1
K_h (cls spalla) =	0.286
K_v (cls spalla)=	0.143
β_m (massa terreno)	1
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	2230 kN
Inerzia del Muro Frontale (H)	1306 kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (H)	115 kN
Inerzia del Muro Frontale (V)	653 kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (V)	58 kN

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 49 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

Si ottengono la seguente tabella di sollecitazioni, con riferimento alle combinazioni maggiormente significative.

BASE MURO FRONTALE					
Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
ULS_A1_Gr1(max)	14230	22082	3870	6045	85
ULS_A1_Gr2a(max)	12791	25138	2871	6616	85
ULS_A1_Gr2b(max)	12842	20064	2871	5716	85
ULS_A1_Gr1(min)	9969	18927	1051	5718	87
ULS_A1_Gr2a(min)	10048	22622	981	6294	87
ULS_A1_Gr2b(min)	10098	18966	981	5716	87
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	8225	28261	11012	6575	1594
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	8329	14719	16469	3536	3030
SLV-0.3*Ex+0.3Ey+Ez	8766	14151	10246	3462	1594
SLS_RA_Gr1(max)	10541	16357	2806	4478	56
SLS_RA_Gr2a(max)	9475	18621	2073	4901	57
SLS_RA_Gr2b(max)	9512	15939	2073	4477	57
SLS_RA_Gr1(min)	7385	15095	722	4478	58
SLS_RA_Gr2a(min)	7443	17827	670	4904	58
SLS_RA_Gr2b(min)	7480	15127	670	4477	58
SLS_FR_Gr1(max)	9512	14904	1571	4244	1
SLS_FR_Gr2a(max)	9475	17585	1571	4668	1
SLS_FR_Gr2b(max)	9512	14904	1571	4244	1
SLS_FR_Gr1(min)	7480	14091	162	4244	1
SLS_FR_Gr2a(min)	7443	16792	162	4671	1
SLS_FR_Gr2b(min)	7480	14091	162	4244	1
SLS_QP	7691	11056	0	3541	0

Essendo le sollecitazioni in direzione trasversale trascurabili rispetto a quelle in direzione longitudinale, tenuto anche conto della geometria della sezione del muro frontale, le verifiche di resistenza di seguito riportate si riferiscono ad una striscia di un metro.

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Frontale	1.0	2.0	1φ26/10	1φ22/20	1φ14/30X60

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord – PONTE FRATTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 50 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

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)	1039	1612	441	2.95	1.41
Min N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	600	2063	480	2.14	1.31
Max ML	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	600	2063	480	2.14	1.31
Max VL	ULS_A1_Gr2a(max)	934	1835	483	2.56	1.29

BASE MURO FRONTALE - Verifiche allo SLE							
Combinazioni		N kN/m	Mlong kNm/m	Tlong kN/m	σ_c Mpa	σ_s Mpa	Wk mm
RARA	SLS_RA_Gr1(max)	769	1194	327	2.83	-67.47	-
	SLS_RA_Gr1(min)	539	1102	327	2.6	-74.09	-
	SLS_RA_Gr2a(max)	692	1359	358	3.21	-89.42	-
FREQ	SLS_FR_Gr1(max)	694	1088	310	2.58	-61.93	0.062
	SLS_FR_Gr2a(min)	543	1226	341	2.89	-86.54	0.086
	SLS_FR_Gr2a(max)	692	1284	341	3.04	-81.78	0.081
QP	SLS_QP	561	807	0	1.91	-42.9	0.043

9.2 VERIFICA DEL MURO PARAGHIAIA

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

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

MURO PARAGHIAIA	
Peso Muro Paraghiaia	29 KN/m
Altezza Muro Paraghiaia	2.35 m
Spessore Muro Paraghiaia	0.5 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	43.1 kN/m
Spinta attiva	24.5 kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'_a	0.48
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	15.7 kN/m
Inerzia del Muro Paraghiaia /m	8.4 kN/m

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord – PONTE FRATTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 51 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

Di seguito si riportano le sollecitazioni e le verifiche di resistenza, allo stato limite di esercizio (T), di fessurazione (F) e allo stato limite ultimo (U) in condizione sismica e in condizione statica.

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	-

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	29	44	43	-1.3	31.0	0

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
	KN/m	kNm/m	KN/m		
SLU	40	60	58	3.0	5.6
SLV	29	52	49	3.7	6.7

9.3 VERIFICA DEL MURO LATERALE

In questo paragrafo si riporta il calcolo e la verifica dei muri laterali della spalla. 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 plinto di fondazione. 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.

MURI LATERALI	
Muro laterale H1	3 m
Muro laterale s1	1.5 m
Muro laterale H2	3.52 m
Muro laterale s2	1 m
Muro laterale H3	2.65 m
Muro laterale s3	0.5 m
Altezza totale muri laterali	9.17 m
Spessore medio Muri Laterali	1.02 m
Lunghezza Massima muri laterali	4.2 m
Peso Muro laterale (singolo)	981 kN
Peso totale Muri laterali	1962 kN
Spinta a riposo (con 100% sovraccarichi)	394 kN/m
Spinta a riposo (con 50% sovraccarichi)	358 kN/m
Spinta attiva	244 kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'a	0.48
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	203.5 kN/m
Inerzia del Muro laterale /m	67 kN/m

Di seguito si riportano le sollecitazioni e le verifiche di resistenza, allo stato limite di esercizio (T), di fessurazione (F) e allo stato ultimo (U) in condizione sismica e in condizione statica. In particolare la sezione in c.a. da verificare ha le seguenti caratteristiche geometriche:

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Laterale (H1)	1.0	1.5	1 ϕ 26/10	1 ϕ 20/20	1 ϕ 12/40x20

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	234	1311	394	4.85	-169.85	0.172
VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV						
Combinazione	N	M	V	C.S.	C.S.	
	KN/m	kNm/m	KN/m	(NRd, MRd)	(VRd)	
SLU	315	1770	531	1.73	1.43	
SLV	234	2227	593	1.35	1.29	

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

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	-

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord – PONTE FRATTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 53 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	121	447	194	3.68	-124.42	0.132
VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV						
Combinazione	N	M	V	C.S.	C.S.	
	KN/m	kNm/m	KN/m	(NRd, MRd)	(VRd)	
SLU	164	604	262	2.3	1.53	
SLV	121	830	318	1.66	1.24	

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	-

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	33	44	41	-1.3	30.9	0.000

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S.	C.S.
	KN/m	kNm/m	KN/m	(NRd, MRd)	(VRd)
SLU	45	79	70	6.50	3.66
SLV	33	70	59	7.30	4.35

9.4 VERIFICA DEL 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. 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.

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord – PONTE FRATTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 54 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

PLINTO DI FONDAZIONE	
Eccentricità long Muri laterali -Plinto	-2.7 m
Peso Muro Frontale	4566 kN
Ecc. Long. Muro Frontale - Plinto	0.4 m
Ecc.Appoggi Plinto	0.8 m
Peso Muro Paraghiaia	402 m
Ecc. Long. Muro Paraghiaia - Plinto	-0.85 kN
Peso Terreno Interno	8725 kN
Peso Accidentali	984 kN
Eccentricità long Terreno -Plinto	-2.7 m
Spessore Plinto	1.8 m
Lunghezza plinto	9.6 m
Larghezza plinto	14.1 m
Peso plinto di fondazione	6091
Altezza Rilevato+H plinto	10.67 m
Spinta a riposo rilevato	5995 kN
Spinta a riposo sovraccarichi	1249 kN
Spinta attiva rilevato	3712 kN
Incremento spinta sismica	3775 kN
Inerzia dei muri laterali (H)	561 kN
Inerzia dei muri laterali (V)	281 kN
Inerzia plinto di fondazione (H)	1742 kN
Inerzia plinto di fondazione (V)	871 kN
Inerzia rilevato interno(H)	2495 kN
Inerzia rilevato interno (V)	1248 kN

Si riportano di seguito la suddetta somma (azioni provenienti dall'impalcato riportati a quota intradosso plinto nel baricentro del plinto e risultate azioni spalla) con riferimento alle condizioni maggiormente significative e per lo stato limite di esercizio (T), di fessurazione (F) e lo stato limite ultimo (U).

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 55 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

Combinazioni	Taglio impalcato concorde con le spinte					Taglio impalcato discorde con le spinte				
	N	Mlong	Mtrasv	Tlong	Ttrasv	N	Mlong	Mtrasv	Tlong	Ttrasv
	KN	kNm	kNm	KN	KN	KN	kNm	kNm	KN	KN
ULS_A1_Gr1(max)	40842	10459	4023	9785	85	40842	10374	4023	9774	85
ULS_A1_Gr2a(max)	38899	15401	3024	10556	85	38899	3130	3024	9003	85
ULS_A1_Gr2b(max)	38624	7924	3024	9345	85	38624	7881	3024	9340	85
ULS_A1_Gr1(min)	34745	5647	1208	9348	87	34745	5562	1208	9337	87
ULS_A1_Gr2a(min)	34852	11856	1138	10125	87	34852	-521	1138	8559	87
ULS_A1_Gr2b(min)	34919	5729	1138	9345	87	34919	5686	1138	9340	87
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	24790	50031	13414	16562	2294	24790	37803	13414	15416	2294
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	24894	37611	42403	9125	6400	24894	33919	42403	9022	6400
SLV-0.3Ex+0.3Ey+Ez	25331	40986	13020	9126	1546	25331	37230	13020	9021	1546
SLS_RA_Gr1(max)	28303	7748	2907	7247	56	28303	7684	2907	7241	56
SLS_RA_Gr2a(max)	27237	11409	2175	7670	57	27237	2318	2175	6818	57
SLS_RA_Gr2b(max)	27274	6914	2175	7246	57	27274	6872	2175	7242	57
SLS_RA_Gr1(min)	25147	5224	826	7247	58	25147	5160	826	7241	58
SLS_RA_Gr2a(min)	25205	9815	774	7673	58	25205	660	774	6815	58
SLS_RA_Gr2b(min)	25242	5289	774	7246	58	25242	5246	774	7242	58
SLS_FR_Gr1(max)	27028	5912	1573	6934	1	27028	5869	1573	6930	1
SLS_FR_Gr2a(max)	26991	10406	1573	7358	1	26991	1316	1573	6506	1
SLS_FR_Gr2b(max)	27028	5912	1573	6934	1	27028	5869	1573	6930	1
SLS_FR_Gr1(min)	24996	4286	164	6934	1	24996	4244	164	6930	1
SLS_FR_Gr2a(min)	24959	8813	164	7361	1	24959	-342	164	6503	1
SLS_FR_Gr2b(min)	24996	4286	164	6934	1	24996	4244	164	6930	1
SLS_QP	24469	1426	0	5995	0	24469	1426	0	5995	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 riportate nella tabella precedente. Si riportano nel seguito le coordinate dei pali di fondazione, e per brevità, per ogni combinazione di carico, solo sollecitazioni nei pali sollecitati dal massimo e dal minimo sforzo normale. Infine, il parametro "α", ossia, il rapporto tra il taglio e il momento flettente agente in testa ad ogni singolo palo è ampiamente giustificato nella *Relazione geotecnica generale*

	Pali											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
z	-3.60	0.00	3.60	-3.60	0.00	3.60	-3.60	0.00	3.60	-3.60	0.00	3.60
y	5.85	5.85	5.85	1.95	1.95	1.95	-1.95	-1.95	-1.95	-5.85	-5.85	-5.85
z ²	12.96	0.00	12.96	12.96	0.00	12.96	12.96	0.00	12.96	12.96	0.00	12.96
y ²	34.22	34.22	34.22	3.80	3.80	3.80	3.80	3.80	3.80	34.22	34.22	34.22
W _y	39.00	39.00	39.00	117.00	117.00	117.00	-117.00	-117.00	-117.00	-39.00	-39.00	-39.00
W _z	-28.80	0.00	28.80	-28.80	0.00	28.80	-28.80	0.00	28.80	-28.80	0.00	28.80

SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI						
Combo	N _{min}		N _{max}		V _{max} [kN]	M _{max} [kNm]
	Palo	[KNn]	Palo	[KN]		
ULS_A1_Gr1(max)	10	-3870	3	-2940	865	1988
ULS_A1_Gr2a(max)	10	-3854	3	-3055	880	2023
ULS_A1_Gr2b(max)	10	-3571	3	-2867	779	1791
ULS_A1_Gr1(min)	10	-3122	3	-2671	779	1792
ULS_A1_Gr2a(min)	10	-3345	3	-2893	844	1941
ULS_A1_Gr2b(min)	10	-3138	3	-2683	779	1791
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	10	-4147	3	-409	1393	3205
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	10	-4468	3	190	929	2136
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	10	-3868	3	-484	771	1774
SLS_RA_Gr1(max)	10	-2702	3	-2017	640	1473
SLS_RA_Gr2a(max)	10	-2722	3	-2133	639	1470
SLS_RA_Gr2b(max)	10	-2569	3	-1978	604	1389
SLS_RA_Gr1(min)	10	-2298	3	-1895	604	1389
SLS_RA_Gr2a(min)	10	-2461	3	-2058	639	1471
SLS_RA_Gr2b(min)	10	-2307	3	-1901	604	1389
SLS_FR_Gr1(max)	10	-2498	3	-2008	578	1329
SLS_FR_Gr2a(max)	10	-2651	3	-2163	613	1410
SLS_FR_Gr2b(max)	10	-2498	3	-2008	578	1329
SLS_FR_Gr1(min)	10	-2236	3	-1931	578	1329
SLS_FR_Gr2a(min)	10	-2390	3	-2088	613	1411
SLS_FR_Gr2b(min)	10	-2236	3	-1931	578	1329
SLS_QP	10	-2089	3	-1990	500	1149
		-4468		190	1393	3205

Il tacco anteriore del plinto di fondazione è stato verificato ipotizzando un meccanismo di tirante puntone. Si riporta di seguito la verifica.

La larghezza di diffusione è stata valutata in corrispondenza del filo anteriore del muro frontale, mediante una diffusione a 45° a partire dal piano medio del palo (vedi figura seguente)

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

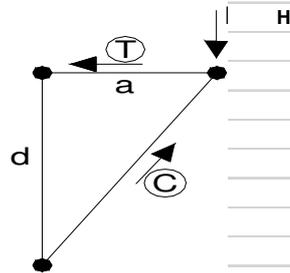
Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord – PONTE FRATTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 57 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

VERIFICA DEL TACCO ANTERIORE

H =	Sforzo normale	=	4468	kN	
a =	distanza p.to applicazione sforzo normale incastro mensola	=	220	cm	
d =	altezza utile mensola	=	171	cm	
b =	Dimensione trasversale mensola	=	400	cm	
1/λ =	tangψ=0.9d/a		0.70		
c =	1.5 per sbalzi provvisti di staffatura; 1 per sbalzi sprovvisti di staffatura		1.00		
N _{Rs} =	Sforzo normale resistente = (A _s *f _{yd} -Hed)*1/λ ≥ N	=	7747	kN	OK!
N _{Rc} =	Sforzo resistente nel puntone = 0.4*b*d*f _{cd} *c/(1+λ ²) ≥ N _{Rs}	=	16913	kN	OK!



VERIFICHE

Geometria ed armatura

B (cm)	H (cm)	Armatura tesa				Armatura compressa				PERC. % Arm. Tesa
		n. ferri	φ ferri (mm)	A _f (cmq)	c (cm)	n. ferri	φ ferri (mm)	A _f (cmq)	c (cm)	
400	180	26.67	26	141.51	5.30	13.33	22	50.66	5.10	0.39
		26.67	26	141.51	7.90	0	0	0.00	0.00	

Verifiche allo stato limite ultimo

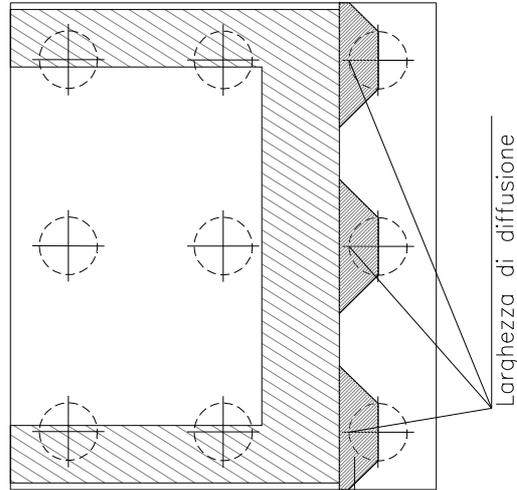
COMB. SLU			N _{Rs}	N _{Rc}	N				
A _{acc} =	283.02	cm ²	(kN)	(kN)	(kN)				
f _{yd} =	-391.30	Mpa	7747	16913	4468	OK!	N _{Rs}	>	N
f _{cd} =	18.81	MPa	R _{ck}	40		OK!	N _{Rc}	>	N _{Rs}

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord – PONTE FRATTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 58 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------



Nel caso particolare, la verifica è stata eseguita in corrispondenza dei pali di spigolo.

Per quanto concerne la verifica della parte di plinto racchiusa dal muro frontale e dai muri laterali, è stata eseguita implementando un modello di piastra agli elementi finiti mediante il programma Sap 2000. La piastra è stata ipotizzata incastrata in corrispondenza dei muri in elevazione e sollecitata dal terrapieno e dai pali di fondazione.

Si riportano nel seguito le mappe delle sollecitazioni in corrispondenza delle combinazioni sismiche (per brevità) e le verifiche di resistenza.

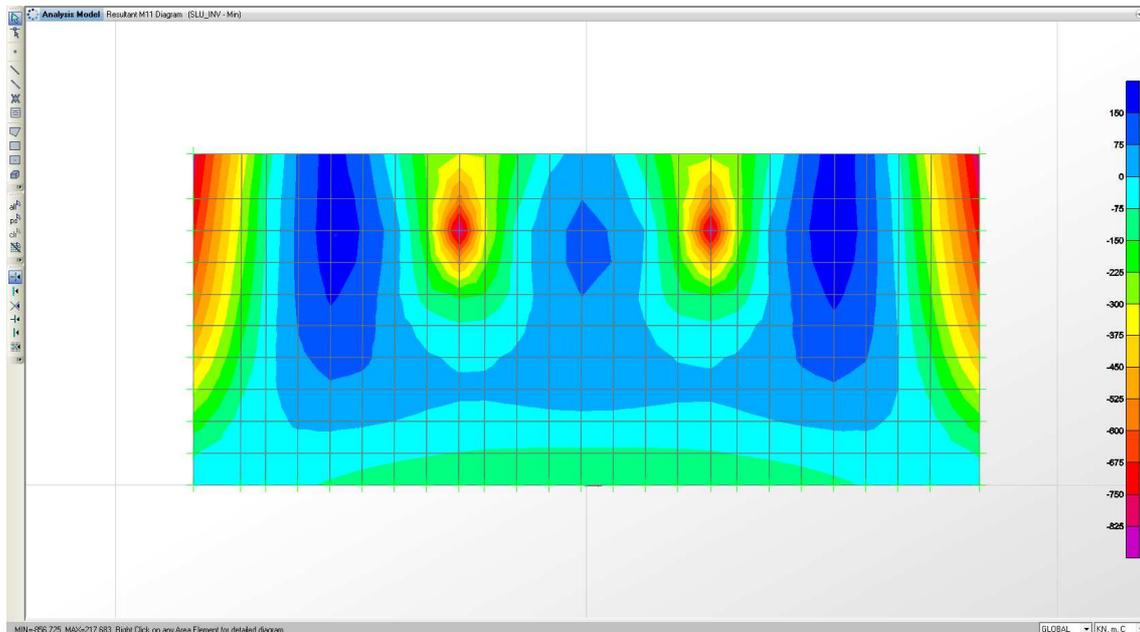


Figura 30 M11(direzione trasversale)

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 59 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

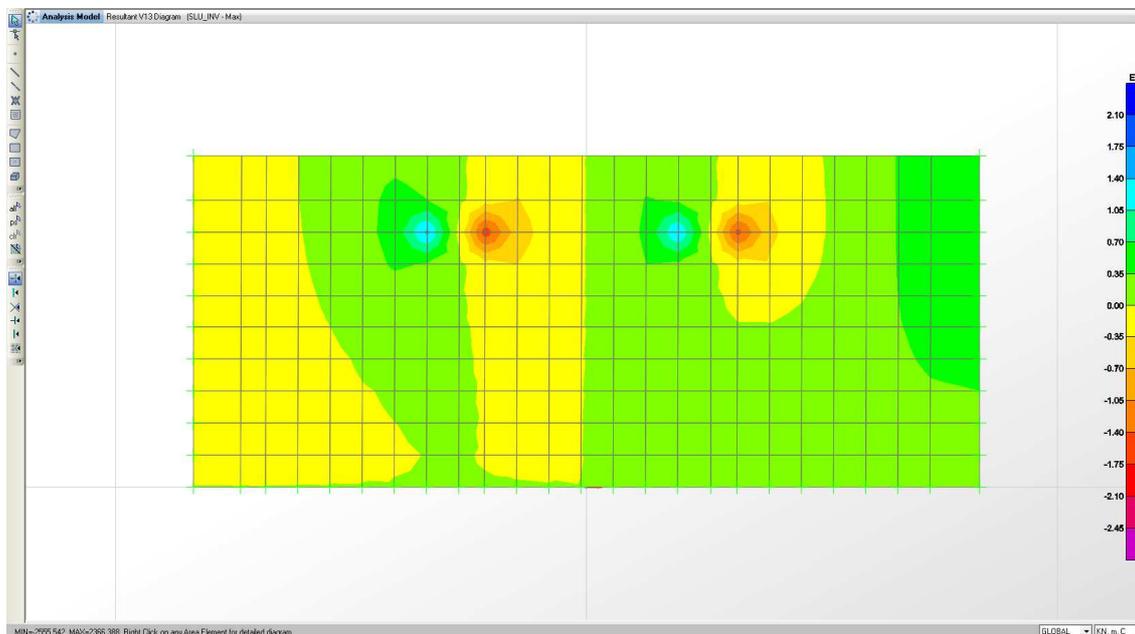


Figura 31a V13(direzione trasversale)

Direzione trasversale (In corrispondenza dei muri laterali)

$A_{sup} = 1 \phi 26/15$

$A_{inf} = 1 \phi 26/30$

VERIFICHE DI ESERCIZIO					
Combinazione	N	M	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	0	-659	2.01	-110.43	-
SLE_FR	0	-640	1.95	-107.25	0.141
SLE_QP	0	-620	1.89	-103.90	0.136

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S.	C.S.
	KN/m	kNm/m	KN/m	(NRd, MRd)	(VRd)
SLU-SLV	0	-789	497	3.10	1.04

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord – PONTE FRATTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 60 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

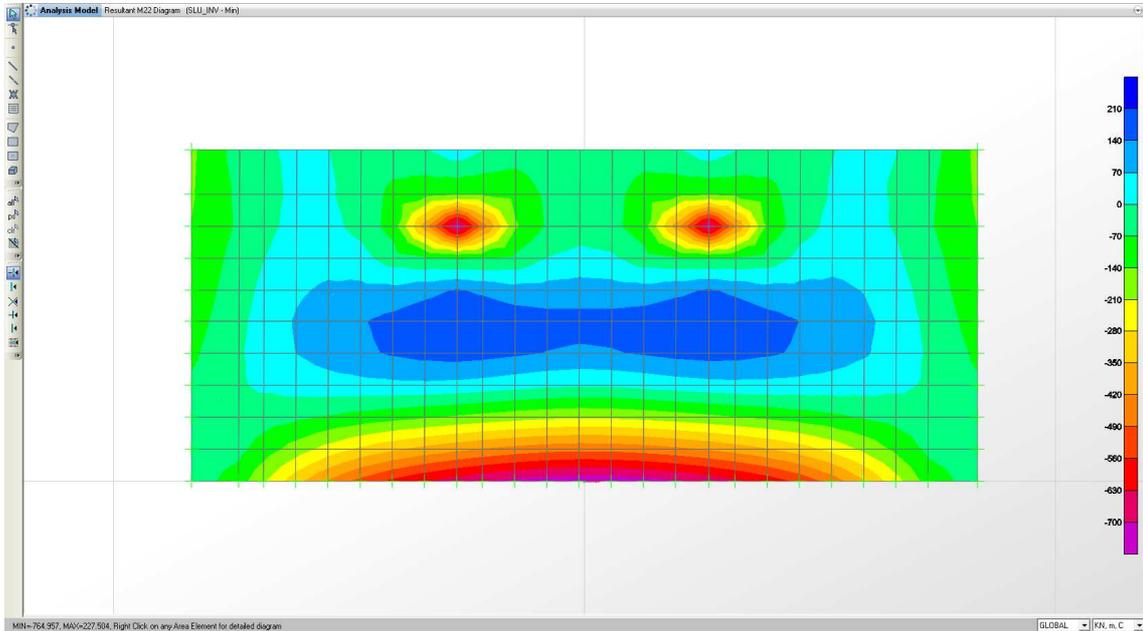


Figura 32 M22(direzione longitudinale)

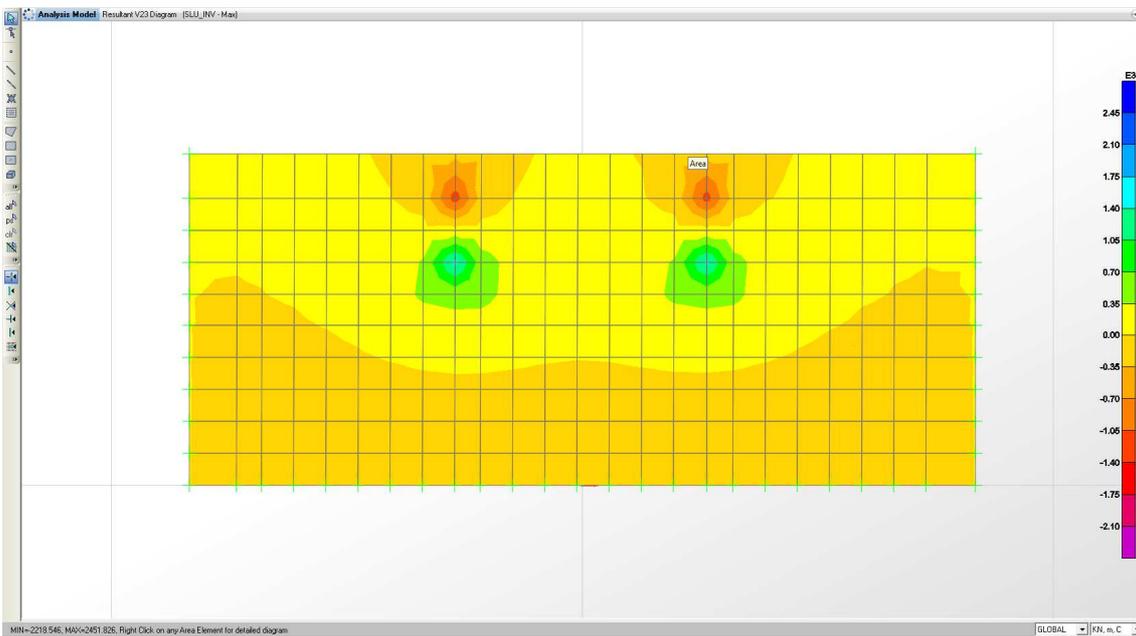


Figura 33a V23(direzione longitudinale)

Direzione longitudinale (In corrispondenza del muro frontale)

Asup = 1 ϕ 22/15 per 1.80 sui pali, 1 ϕ 22/30 nella restante parte

Ainf = 1 ϕ 26/15

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord – PONTE FRATTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 61 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

VERIFICHE DI ESERCIZIO					
Combinazione	N	M	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	0	-616	1.91	-139.4	-
SLE_FR	0	-607	1.88	-137.36	0.128
SLE_QP	0	-575	1.78	-130.12	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-SLV	0	-753	472	2.37	1.10

9.5 VERIFICA DEI PALI

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.

Le armature longitudinali consistono in 40φ26 per la prima gabbia e in 20φ22 per la restante parte, mentre le armature trasversali consistono in una spirale di φ16/10 per la prima gabbia ed in una spirale di φ12/20 per la parte restante.

PALO - Verifiche allo SLU						
Combinazioni		N	Mlong	Tlong	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
		kN	kNm	kN		
Min N	SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	-4468	2136	929	2.15	1.57
Max N	SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	190	2136	929	1.63	1.75
Max M	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-4147	3205	1393	1.5	1.05
Max VL	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-4147	3205	1393	1.5	1.05

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord – PONTE FRATTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 62 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

		PALO - Verifiche allo SLE						
		Combinazioni		N	Mlong	σ_c	σ_s	Wk
				kN	kNm	Mpa	Mpa	mm
RARA	Min N	SLS_RA_Gr2a(max)	-2722	1470	9.74	-106.02	-	-
	Max N	SLS_RA_Gr1(min)	-1895	1389	9.15	-127.76	-	-
	Max M	SLS_RA_Gr1(max)	-2702	1473	9.75	-107.21	-	-
FREQ	Min N	SLS_FR_Gr1(max)	-2651	1410	9.34	-100.17	0.127	
	Max N	SLS_FR_Gr2b(min)	-1931	1329	8.76	-117.2	0.145	
	Max M	SLS_FR_Gr2a(min)	-2390	1411	9.33	-110.45	0.134	
QP	Min N	SLS_QP	-2089	1149	7.61	-84.35	0.108	
	Max N	SLS_QP	-1990	1149	7.6	-88.21	0.115	

Lo sforzo normale massimo sul palo di spigolo è pari a 4500 kN. Pertanto in relazione alla capacità portante dei pali, si assume una lunghezza di 24 m.

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 63 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

10. VERIFICA DELLA SPALLA S2 (MOBILE)

Di seguito si riporta il calcolo completo delle azioni agenti sulla spalla mobile in maniera analoga con quanto riportato per la spalla fissa.

10.1 VERIFICA DEL MURO FRONTALE

Si riportano le sollecitazioni risultanti globali provenienti dal modello sviluppato in SAP2000 ed agenti sul muro frontale corrispondenti alle combinazioni di carico.

TESTA MURO FRONTALE					
Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
ULS_A1_Gr1(max)	7523	0	-3327	0	84
ULS_A1_Gr2a(max)	6185	0	-2329	0	85
ULS_A1_Gr2b(max)	6134	0	-2329	0	85
ULS_A1_Gr1(min)	3263	0	-498	0	87
ULS_A1_Gr2a(min)	3441	0	-428	0	87
ULS_A1_Gr2b(min)	3391	0	-428	0	87
SLV-EX+0.3EY+0.3EZ	2952	0	-3	0	172
SLV-0.3EX+EY+0.3EZ	3055	0	-4	0	573
SLV-0.3EX+0.3EY+EZ	3273	0	-10	0	172
SLS_RA_Gr1(max)	5572	0	-2449	0	56
SLS_RA_Gr2a(max)	4581	0	-1709	0	57
SLS_RA_Gr2b(max)	4544	0	-1709	0	57
SLS_RA_Gr1(min)	2417	0	-353	0	58
SLS_RA_Gr2a(min)	2549	0	-301	0	58
SLS_RA_Gr2b(min)	2512	0	-301	0	58
SLS_FR_Gr1(max)	4544	0	-1564	0	1
SLS_FR_Gr2a(max)	4581	0	-1564	0	1
SLS_FR_Gr2b(max)	4544	0	-1564	0	1
SLS_FR_Gr1(min)	4544	0	-1564	0	0
SLS_FR_Gr2a(min)	4581	0	-1564	0	0
SLS_FR_Gr2b(min)	4544	0	-1564	0	0
SLS_QP	2723	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 nell' ipotesi di ripartizione a 45°, tali scarichi si ripartiscono uniformemente alla base del muro. Ai carichi prima riportati, si aggiungono il peso proprio del muro frontale, del muro paraghiaia e la spinta del terreno di riempimento e cioè

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord – PONTE FRATTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 64 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

MURO FRONTALE		
H Muro Frontale		6.44 m
Spessore Muro Frontale		2 m
Lunghezza Muro Frontale		13.7 m
Spessore massimo tratto ringrossato		2.5 m
H tratto ringrossato a spessore costante		0.97 m
H tratto a spessore variabile		0.5 m
Altezza Muro Paraghiaia		2.35 m
Spessore Muro Paraghiaia		0.5 m
Peso Muro Frontale		4620 kN
Peso Muro Paraghiaia		402 kN
Eccentr. appoggi - muro frontale (base)		0.4 m
Eccentr. paraghiaia - muro frontale (base)		-1.25 m
Peso Specifico Terreno di Rilevato		20 kN/mc
Angolo di Attrito Terreno di Rilevato		38 °
Coefficiente di spinta a riposo K_0		0.38
Coefficiente di spinta attiva K_a		0.238
Altezza del rilevato		9 m
Lunghezza rilevato		11.71 m
Larghezza rilevato		4.2 m
Spinta a riposo		3645 kN
Spinta attiva		2257 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
Accelerazione orizzontale massima attesa a_{max}		0.286
β_m (massa cls spalla)		1
K_h (cls spalla) =		0.286
K_v (cls spalla)=		0.143
β_m (massa terreno)		1
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		2295 kN
Inerzia del Muro Frontale (H)		1321 kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (H)		115 kN
Inerzia del Muro Frontale (V)		661 kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (V)		58 kN

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 65 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

Si ottengono la seguente tabella di sollecitazioni, con riferimento alle combinazioni maggiormente significative.

BASE MURO FRONTALE					
Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
ULS_A1_Gr1(max)	14304	22852	-2786	6201	84
ULS_A1_Gr2a(max)	12966	22317	-1782	6201	85
ULS_A1_Gr2b(max)	12915	20804	-1782	5869	85
ULS_A1_Gr1(min)	10044	19655	62	5869	87
ULS_A1_Gr2a(min)	10222	19727	132	5869	87
ULS_A1_Gr2b(min)	10172	19707	132	5869	87
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	8190	25339	11149	6524	1599
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	8293	13973	16710	3564	3045
SLV-0.3*Ex+0.3Ey+Ez	8511	13281	10373	3490	1599
SLS_RA_Gr1(max)	10595	16927	-2088	4593	56
SLS_RA_Gr2a(max)	9604	16531	-1342	4593	57
SLS_RA_Gr2b(max)	9567	16516	-1342	4593	57
SLS_RA_Gr1(min)	7440	15665	21	4593	58
SLS_RA_Gr2a(min)	7572	15718	73	4593	58
SLS_RA_Gr2b(min)	7535	15703	73	4593	58
SLS_FR_Gr1(max)	9567	15450	-1558	4356	1
SLS_FR_Gr2a(max)	9604	15465	-1558	4356	1
SLS_FR_Gr2b(max)	9567	15450	-1558	4356	1
SLS_FR_Gr1(min)	9567	15450	-1564	4356	0
SLS_FR_Gr2a(min)	9604	15465	-1564	4356	0
SLS_FR_Gr2b(min)	9567	15450	-1564	4356	0
SLS_QP	7746	11523	0	3645	0

Essendo le sollecitazioni in direzione trasversale trascurabili rispetto a quelle in direzione longitudinale, tenuto anche conto della geometria della sezione del muro frontale, le verifiche di resistenza di seguito riportate si riferiscono ad una striscia di un metro.

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Frontale	1.0	2.0	1φ26/10	1φ22/20	1φ14/30X60

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord – PONTE FRATTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 66 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

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)	1044	1668	453	2.86	1.38
Min N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	598	1850	476	2.39	1.32
Max ML	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	598	1850	476	2.39	1.32
Max VL	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	598	1850	476	2.39	1.32

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)	773	1236	335	2.93	-71.38	-
	SLS_RA_Gr1(min)	543	1143	335	2.69	-78	-
	SLS_RA_Gr1(max)	773	1236	335	2.93	-71.38	-
FREQ	SLS_FR_Gr2a(max)	701	1129	318	2.67	-65.54	0.065
	SLS_FR_Gr2a(max)	698	1129	318	2.67	-65.75	0.065
	SLS_FR_Gr2a(max)	701	1129	1	2.67	-65.54	0.065
QP	SLS_QP	565	841	0	1.99	-45.98	0.046

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 67 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

10.2 VERIFICA DEL 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.

MURO PARAGHIAIA	
Peso Muro Paraghiaia	29 KN/m
Altezza Muro Paraghiaia	2.35 m
Spessore Muro Paraghiaia	0.5 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	43.1 kN/m
Spinta attiva	24.5 kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'_a	0.48
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	15.7 kN/m
Inerzia del Muro Paraghiaia /m	8.4 kN/m

Di seguito si riportano le sollecitazioni e le verifiche di resistenza, allo stato limite di esercizio (T), di fessurazione (F) e allo stato limite ultimo (U) in condizione sismica e in condizione statica.

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	-

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	29	44	43	-1.3	31.0	0

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
	KN/m	kNm/m	KN/m		
SLU	40	60	58	3.0	5.6
SLV	29	52	49	3.7	6.7

10.3 VERIFICA DEL MURO LATERALE

In questo paragrafo si riporta il calcolo e la verifica dei muri laterali della spalla. 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 plinto di fondazione. 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.

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord – PONTE FRATTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 68 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

MURI LATERALI	
Muro laterale H1	3 m
Muro laterale s1	1.5 m
Muro laterale H2	3.61 m
Muro laterale s2	1 m
Muro laterale H3	2.65 m
Muro laterale s3	0.5 m
Altezza totale muri laterali	9.26 m
Spessore medio Muri Laterali	1.02 m
Lunghezza Massima muri laterali	4.2 m
Peso Muro laterale (singolo)	991 kN
Peso totale Muri laterali	1981 kN
Spinta a riposo (con 100% sovraccarichi)	401 kN/m
Spinta a riposo (con 50% sovraccarichi)	365 kN/m
Spinta attiva	248 kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'a	0.48
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	207.5 kN/m
Inerzia del Muro laterale /m	67 kN/m

Di seguito si riportano le sollecitazioni e le verifiche di resistenza, allo stato limite di esercizio (T), di fessurazione (F) e allo stato ultimo (U) in condizione sismica e in condizione statica. In particolare la sezione in c.a. da verificare ha le seguenti caratteristiche geometriche:

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Laterale (H1)	1.0	1.5	1φ26/10	1φ20/20	1φ12/40x20

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	236	1347	401	4.98	-174.87	0.18
VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV						
Combinazione	N	M	V	C.S.	C.S.	
	KN/m	kNm/m	KN/m	(NRd, MRd)	(VRd)	
SLU	318	1818	541	1.69	1.41	
SLV	236	2290	605	1.32	1.26	

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

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord – PONTE FRATTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 69 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

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

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	123	465	199	3.82	-129.76	0.139

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S.	C.S.
	KN/m	kNm/m	KN/m	(NRd, MRd)	(VRd)
SLU	167	628	268	2.22	1.49
SLV	123	864	326	1.59	1.21

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

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	34	61	43	-1.8	44.5	0.000

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S.	C.S.
	KN/m	kNm/m	KN/m	(NRd, MRd)	(VRd)
SLU	46	83	72	6.19	3.56
SLV	34	73	60	7.00	4.22

10.4 VERIFICA DEL 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. 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.

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord – PONTE FRATTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 70 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

PLINTO DI FONDAZIONE	
Eccentricità long Muri laterali -Plinto	-2.7 m
Peso Muro Frontale	4620 kN
Ecc. Long. Muro Frontale - Plinto	0.4 m
Ecc.Appoggi Plinto	0.8 m
Peso Muro Paraghiaia	402 m
Ecc. Long. Muro Paraghiaia - Plinto	-0.85 kN
Peso Terreno Interno	8853 kN
Peso Accidentali	984 kN
Eccentricità long Terreno -Plinto	-2.7 m
Spessore Plinto	1.8 m
Lunghezza plinto	9.6 m
Larghezza plinto	14.1 m
Peso plinto di fondazione	6091
Altezza Rilevato+H plinto	10.8 m
Spinta a riposo rilevato	6142 kN
Spinta a riposo sovraccarichi	1265 kN
Spinta attiva rilevato	3803 kN
Incremento spinta sismica	3867 kN
Inerzia dei muri laterali (H)	567 kN
Inerzia dei muri laterali (V)	283 kN
Inerzia plinto di fondazione (H)	1742 kN
Inerzia plinto di fondazione (V)	871 kN
Inerzia rilevato interno(H)	2532 kN
Inerzia rilevato interno (V)	1266 kN

Si riportano di seguito la suddetta somma (azioni provenienti dall'impalcato riportati a quota intradosso plinto nel baricentro del plinto e risultate azioni spalla) con riferimento alle condizioni maggiormente significative e per lo stato limite di esercizio (T), di fessurazione (F) e lo stato limite ultimo (U).

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 71 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

Combinazioni	Taglio impalcato concorde con le spinte					Taglio impalcato discorde con le spinte				
	N	Mlong	Mtrasv	Tlong	Ttrasv	N	Mlong	Mtrasv	Tlong	Ttrasv
	KN	kNm	kNm	KN	KN	KN	kNm	kNm	KN	KN
ULS_A1_Gr1(max)	41114	11266	-2635	9998	84	41114	11266	-2635	9998	84
ULS_A1_Gr2a(max)	39308	10195	-1629	9998	85	39308	10195	-1629	9998	85
ULS_A1_Gr2b(max)	38894	8694	-1629	9556	85	38894	8694	-1629	9556	85
ULS_A1_Gr1(min)	35019	6397	219	9556	87	35019	6397	219	9556	87
ULS_A1_Gr2a(min)	35259	6539	289	9556	87	35259	6539	289	9556	87
ULS_A1_Gr2b(min)	35191	6499	289	9556	87	35191	6499	289	9556	87
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	24900	45404	13666	16286	2317	24900	45404	13666	16286	2317
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	25003	37066	43233	9265	6456	25003	37066	43233	9265	6456
SLV-0.3Ex+0.3Ey+Ez	25221	40381	13217	9265	1557	25221	40381	13217	9265	1557
SLS_RA_Gr1(max)	28504	8344	-1988	7406	56	28504	8344	-1988	7406	56
SLS_RA_Gr2a(max)	27513	7552	-1239	7406	57	27513	7552	-1239	7406	57
SLS_RA_Gr2b(max)	27476	7522	-1239	7406	57	27476	7522	-1239	7406	57
SLS_RA_Gr1(min)	25349	5820	125	7406	58	25349	5820	125	7406	58
SLS_RA_Gr2a(min)	25481	5926	177	7406	58	25481	5926	177	7406	58
SLS_RA_Gr2b(min)	25444	5896	177	7406	58	25444	5896	177	7406	58
SLS_FR_Gr1(max)	27230	6479	-1556	7090	1	27230	6479	-1556	7090	1
SLS_FR_Gr2a(max)	27267	6508	-1556	7090	1	27267	6508	-1556	7090	1
SLS_FR_Gr2b(max)	27230	6479	-1556	7090	1	27230	6479	-1556	7090	1
SLS_FR_Gr1(min)	27230	6479	-1564	7090	0	27230	6479	-1564	7090	0
SLS_FR_Gr2a(min)	27267	6508	-1564	7090	0	27267	6508	-1564	7090	0
SLS_FR_Gr2b(min)	27230	6479	-1564	7090	0	27230	6479	-1564	7090	0
SLS_QP	24671	1892	0	6142	0	24671	1892	0	6142	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 riportate nella tabella precedente. Si riportano nel seguito le coordinate dei pali di fondazione, e per brevità, per ogni combinazione di carico, solo sollecitazioni nei pali sollecitati dal massimo e dal minimo sforzo normale. Infine, il parametro "α", ossia, il rapporto tra il taglio e il momento flettente agente in testa ad ogni singolo palo è ampiamente giustificato nella *Relazione geotecnica generale*

	Pali											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
z	-3.60	0.00	3.60	-3.60	0.00	3.60	-3.60	0.00	3.60	-3.60	0.00	3.60
y	5.85	5.85	5.85	1.95	1.95	1.95	-1.95	-1.95	-1.95	-5.85	-5.85	-5.85
z ²	12.96	0.00	12.96	12.96	0.00	12.96	12.96	0.00	12.96	12.96	0.00	12.96
y ²	34.22	34.22	34.22	3.80	3.80	3.80	3.80	3.80	3.80	34.22	34.22	34.22
W _y	39.00	39.00	39.00	117.00	117.00	117.00	-117.00	-117.00	-117.00	-39.00	-39.00	-39.00
W _z	-28.80	0.00	28.80	-28.80	0.00	28.80	-28.80	0.00	28.80	-28.80	0.00	28.80

SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI						
Combo	N _{min}		N _{max}		V _{max} [kN]	M _{max} [kNm]
	Palo	[KNn]	Palo	[KN]		
ULS_A1_Gr1(max)	10	-3750	3	-3103	939	2159
ULS_A1_Gr2a(max)	10	-3588	3	-2963	850	1954
ULS_A1_Gr2b(max)	10	-3501	3	-2981	796	1832
ULS_A1_Gr1(min)	10	-3146	3	-2690	796	1832
ULS_A1_Gr2a(min)	10	-3173	3	-2704	796	1832
ULS_A1_Gr2b(min)	10	-3166	3	-2700	796	1832
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	10	-4002	3	-148	1371	3153
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	10	-4479	3	312	941	2164
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	10	-3843	3	-361	783	1801
SLS_RA_Gr1(max)	10	-2614	3	-2137	695	1599
SLS_RA_Gr2a(max)	10	-2523	3	-2062	629	1447
SLS_RA_Gr2b(max)	10	-2519	3	-2060	627	1442
SLS_RA_Gr1(min)	10	-2318	3	-1907	617	1420
SLS_RA_Gr2a(min)	10	-2334	3	-1913	617	1420
SLS_RA_Gr2b(min)	10	-2330	3	-1911	617	1420
SLS_FR_Gr1(max)	10	-2454	3	-2084	591	1359
SLS_FR_Gr2a(max)	10	-2458	3	-2086	591	1359
SLS_FR_Gr2b(max)	10	-2454	3	-2084	591	1359
SLS_FR_Gr1(min)	10	-2454	3	-2084	591	1359
SLS_FR_Gr2a(min)	10	-2458	3	-2086	591	1359
SLS_FR_Gr2b(min)	10	-2454	3	-2084	591	1359
SLS_QP	10	-2122	3	-1990	512	1177
		-4479		312	1371	3153

Il tacco anteriore del plinto di fondazione è stato verificato ipotizzando un meccanismo di tirante puntone. Si riporta di seguito la verifica.

La larghezza di diffusione è stata valutata in corrispondenza del filo anteriore del muro frontale, mediante una diffusione a 45° a partire dal piano medio del palo (vedi figura seguente).

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

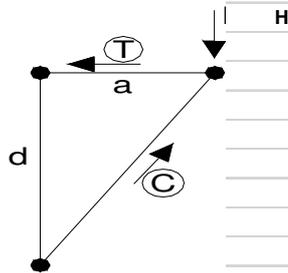
Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord – PONTE FRATTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 73 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

VERIFICA DEL TACCO ANTERIORE

H =	Sforzo normale	=	4479	kN	
a =	distanza p.to applicazione sforzo normale incastro mensola	=	220	cm	
d =	altezza utile mensola	=	171	cm	
b =	Dimensione trasversale mensola	=	400	cm	
1/λ =	tangψ=0.9d/a		0.70		
c =	1.5 per sbalzi provvisti di staffatura; 1 per sbalzi sprovvisti di staffatura		1.00		
N _{Rs} =	Sforzo normale resistente = (A _s *f _{yd} -Hed)*1/λ ≥ N	=	7747	kN	OK!
N _{Rc} =	Sforzo resistente nel puntone = 0.4*b*d*f _{cd} *c/(1+λ ²) ≥ N _{Rs}	=	16913	kN	OK!



VERIFICHE

Geometria ed armatura

B (cm)	H (cm)	Armatura tesa				Armatura compressa				PERC. % Arm. Tesa
		n. ferri	φ ferri (mm)	A _f (cmq)	c (cm)	n. ferri	φ ferri (mm)	A _f (cmq)	c (cm)	
400	180	26.67	26	141.51	5.30	13.33	22	50.66	5.10	0.39
		26.67	26	141.51	7.90	0	0	0.00	0.00	

Verifiche allo stato limite ultimo

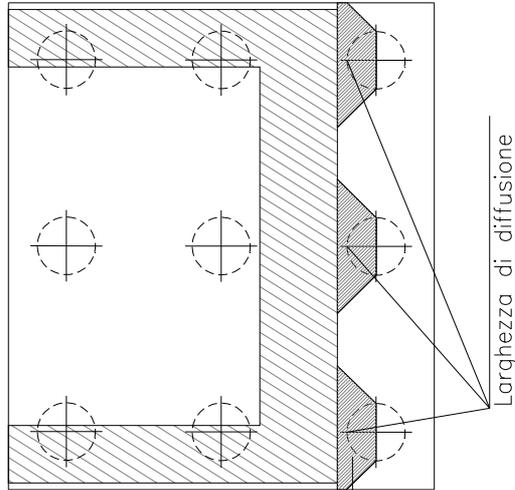
COMB. SLU			N _{Rs}	N _{Rc}	N				
A _{acc} =	283.02	cm ²	(kN)	(kN)	(kN)				
f _{yd} =	-391.30	Mpa	7747	16913	4479	OK!	N _{Rs}	>	N
f _{cd} =	18.81	MPa	R _{ck}	40		OK!	N _{Rc}	>	N _{Rs}

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord – PONTE FRATTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 74 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------



Nel caso particolare, la verifica è stata eseguita in corrispondenza dei pali di spigolo.

Per la verifica del plinto posteriore si rimanda alla analoga verifica effettuata nella spalla Fissa, in quanto, a parità di armatura, risulta essere dimensionante.

10.5 VERIFICA DEI PALI

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.

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

Le armature longitudinali consistono in 40φ26 per la prima gabbia e in 20φ22 per la restante parte, mentre le armature trasversali consistono in una spirale di φ16/10 per la prima gabbia ed in una spirale di φ12/20 per la parte restante.

PALO - Verifiche allo SLU						
Combinazioni		N kN	Mlong kNm	Tlong kN	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
Min N	SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	-4479	2164	941	2.12	1.55
Max N	SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	312	2164	941	1.59	1.73
Max M	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-4002	3153	1371	1.43	1.07
Max VL	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-4002	3153	1371	1.43	1.07

PALO - Verifiche allo SLE							
Combinazioni		N	Mlong	σ _c	σ _s	W _k	
		kN	kNm	Mpa	Mpa	mm	
RARA	Min N	SLS_RA_Gr1(max)	-2614	1599	10.56	-128.97	-
	Max N	SLS_RA_Gr1(min)	-1907	1420	9.35	-131.93	-
	Max M	SLS_RA_Gr1(max)	-2614	1599	10.56	-128.97	
FREQ	Min N	SLS_FR_Gr1(max)	-2458	1359	9.00	-100.26	0.129
	Max N	SLS_FR_Gr2b(min)	-2084	1359	8.97	-115.26	0.141
	Max M	SLS_FR_Gr1(max)	-2454	1359	9.00	-100.41	0.129
QP	Min N	SLS_QP	-2122	1177	7.79	-87.1	0.112
	Max N	SLS_QP	-1990	1177	7.78	-92.28	0.112

Lo sforzo normale massimo sul palo di spigolo è pari a 4500 kN. Pertanto in relazione alla capacità portante dei pali, si assume una lunghezza di 24 m.

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 76 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

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, mentre con la sigla "LT" si indicano gli apparecchi di appoggio dotati di dispositivi sismici applicati sia in direzione longitudinale che in direzione trasversale.



Figura 34 - Schema 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).

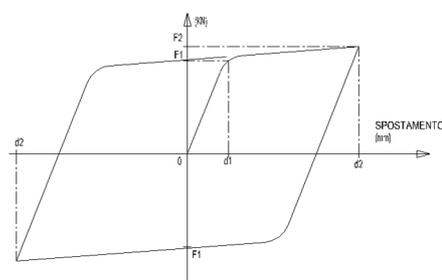


Figura 35 Forza-Spostamento degli isolatori sismici

Si evidenzia che il valore di soglia F_1 garantisce un adeguato margine nei confronti delle

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord – PONTE FRATTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 77 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

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.

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	3000	±150	± 150	150	150	170	170	±15	± 10	±180	± 130
T	3000	±350	± 150	-	150	-	170	-	± 10	-	± 130

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.

Direzione trasversale

Le analisi dinamiche non lineari mediante accelerogrammi indicano valori massimi contenuti in 52 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 ;
- 4.

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 103 mm con analisi lineare e a 99 mm con analisi dinamica non lineare. Pertanto si adotta il valore:

$$d_2 = \pm 103 \text{ mm}$$

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 78 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

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

$$d_g = 0.025 \cdot S \cdot T_c \cdot T_D \cdot \alpha_g = 0.025 \cdot 1.39 \cdot 0.508 \cdot 2.649 \cdot 0.34 \cdot 9.81 \cdot 10^3 = 156 \text{ mm}$$

$$d_t = \alpha \cdot \Delta T \cdot L = 1 \cdot 10^{-5} \cdot 20 \cdot 25 \cdot 10^3 = 5 \text{ mm}$$

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	3000	0	170
Materiali			
Calcestruzzo			
Resistenza caratteristica cubica	R _{ck} =	37	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica	f _{ck} =0,83*R _{ck} =	30	MPa
Resistenza a compressione di calcolo	f _{cd} =f _{ck} /γ _c =	19.73	MPa
Resistenza a trazione media	f _{ctm} =0.27*(R _{ck}) ^{2/3} =	3.00	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	f _{ctk} =0.7*f _{ctm} =	2.10	MPa
Resistenza car. a trazione per flessione	f _{ctk} =1.2*f _{ctm} =	3.60	MPa
Resistenza a trazione di calcolo	f _{ctd} =f _{ctk} /γ _c =	1.40	MPa
Acciaio			
Tensione caratteristica di snervamento	f _{yk} =	450	MPa
Tensione di snervamento di calcolo	f _{yd} =f _{yk} /γ _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

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI4400	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. E	Pag. di Pag. 79 di 79
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

VERIFICHE STRUTTURALI DEL BAGGIOLO			
Resistenza alle forze orizzontali (P.to 6.10 - CEB-FIP Model Code 1990)			
Azione tagliante ultima	$F_{sdu}=(H_L^2+H_T^2)^{1/2}=\quad$	170	KN
Utilizzando un meccanismo resistente di shear-friction si ottiene:			
$\mu=0.6$ (coefficiente di attrito cls-cls)			
$\beta=0.2$, essendo βf_{ctd} la coesione del calcestruzzo (resistenza per attrito)			
σ_{cd} =tensione di compressione dovuta ai carichi esterni			
La condizione di resistenza al taglio si esprime con la:			
$\tau_{sd}<\tau_{rd}$	7.40	MPa	
$\tau_{rd}=\beta f_{ctd}+\mu(\rho f_{yd}+\sigma_{cd})<0.25 f_{cd}$	$0.25 f_{cd} =$	4.93	MPa
Trascurando l'influenza dell'attrito e della tensione di compressione σ_{cd} si ha:			
Num. ferri :	40		
Diametro singolo ferro:	22	mm	
Area complessiva $A_s=$	15205	mm ²	
Perc. di armatura $\rho=$	0.01521	(≥ 0.001)	OK
Resistenza a taglio teorica	$\tau_{rd}=\quad$	3.57	N/mm ²
Resistenza a taglio di calcolo	$\tau_{rd}=\quad$	3.57	N/mm ²
Taglio agente di progetto	$\tau_{sd}=\quad$	0.17	N/mm ² OK
Resistenza alle forze verticali (P.to 6.7 - EC2 parte 1-1)			
Azione di progetto ultima	$F_{sdu}=V=\quad$	3000	KN
area caricata $A_{c0}=\quad$		640000	mm ²
massima area di diffusione $A_{c1}=\quad$		1000000	mm ²
Resistenza ultima $F_{rdv}=A_{c0} * f_{cd} * (A_{c1}/A_{c0})^{1/2}=\quad$		15786.67	KN
$F_{rdv} < 3 * f_{cd} * A_{c0} =$	37888	KN	OK
Armatura di frettaggio per assorbire la reazione verticale			
Azione di progetto ultima	$F_{sdu}=V=\quad$	3000	KN
Area necessaria $A_s=0.25 * F_{sdu} * (1-(\min(a/a'-b/b')))/f_{yd}=\quad$		4	cm ²
Avendo disposto staffe $\phi 12$ a 4 braccia risulta per un totale di 2 staffe collaboranti nel tratto			
	Area resistente totale	9.0	cm ²
		OK	